



**CYKLOSTEZKA UMÍSTĚNÁ PŘI SIL. I/52  
NA STRANĚ STŘEDNÍ NÁDRŽE VD NOVÉ MLÝNY**

**PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE  
PRO PROVÁDĚNÍ STAVBY  
(PDPS)**

**B – STAVEBNÍ ČÁST**

**SO201 - Rozšíření mostu ev.č. 52-059**

**Statický výpočet**

## OBSAH

<b>1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE.....</b>	<b>5</b>
<b>2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ (PODLE ČSN 73 6200).....</b>	<b>6</b>
<b>3. FÁZOVÁNÍ VÝSTAVBY.....</b>	<b>7</b>
<b>4. VÝPOČETNÍ MODEL .....</b>	<b>8</b>
4.1. GLOBÁLNÍ MODEL.....	8
4.2. MATERIÁLY .....	9
4.2.1. <i>Reologické vlastnosti betonu</i> .....	9
4.3. PRŮŘEZY JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ KONSTRUKCE.....	10
4.3.1. <i>Hlavní nosník</i> .....	10
4.3.2. <i>Betonová deska</i> .....	11
4.3.3. <i>Koncové a nadpodporové příčnický</i> .....	12
4.3.4. <i>Příčné příčnický</i> .....	13
<b>5. ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>14</b>
5.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ.....	14
5.1.1. <i>Vlastní tíha a ostatní stálé</i> .....	14
5.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ .....	14
5.2.1. <i>Zatížení silniční dopravou</i> .....	14
5.2.1.1. Model zatížení LM1 .....	15
5.2.1.2. Model zatížení LM3 – 1800/200 .....	15
5.2.1.3. Model zatížení LM3 – 3000/240 .....	15
5.2.2. <i>Brzdné a rozjezdové síly</i> .....	16
5.2.3. <i>Odstředivé síly</i> .....	16
5.2.4. <i>Zatížení větrem</i> .....	16
5.2.5. <i>Zatížení teplotou</i> .....	20
5.2.6. <i>Zatížení od chodců</i> .....	20
5.2.7. <i>Mimořádná zatížení</i> .....	20
5.2.8. <i>Jeřáb na desce</i> .....	21
<b>6. KOMBINACE.....</b>	<b>23</b>
6.1. KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI .....	23
6.2. KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI .....	23
<b>7. POSOUZENÍ OCELOVÉ KONSTRUKCE.....</b>	<b>24</b>
7.1. HLAVNÍ NOSNÍKY HN – ÚČINKY OD JEŘÁBU .....	24
7.1.1. <i>Vnitřní síly na hlavní nosníky</i> .....	24
7.1.2. <i>Napětí na hlavních nosnících</i> .....	25
7.2. HLAVNÍ NOSNÍK HNC.....	26
7.2.1. <i>Vnitřní síly</i> .....	26
7.2.2. <i>Dimenze hlavního nosníku</i> .....	27
7.2.3. <i>Napětí na hlavním nosníku</i> .....	29
7.2.4. <i>Využití průřezů hlavního nosníku</i> .....	30
7.2.5. <i>Spřahovací trny</i> .....	31
7.2.6. <i>Krční svary</i> .....	32
7.3. NADPODPOROVÉ PŘÍČNÍKY – ROZŠÍŘENÍ .....	32
7.3.1. <i>Vnitřní síly</i> .....	32
7.3.2. <i>Napětí nadpodporových příčnicků - rozšíření</i> .....	34
7.3.3. <i>Posouzení spřažení nadpodporového příčnicku</i> .....	35
7.4. KONCOVÉ PŘÍČNÍKY – ROZŠÍŘENÍ .....	37
7.4.1. <i>Průřezové charakteristiky</i> .....	38
7.4.2. <i>Vnitřní síly</i> .....	38
7.4.3. <i>Posouzení koncového příčnicku</i> .....	40



7.4.4.	Posouzení sprážení na koncovém příčniku .....	41
7.5.	BĚŽNÝ PŘÍČNÍK – ÚČINKY OD JEŘÁBU .....	44
7.5.1.	Vnitřní síly.....	44
7.5.2.	Napětí běžných příčníků .....	45
7.6.	BĚŽNÝ PŘÍČNÍK – ROZŠÍŘENÍ .....	46
7.6.1.	Vnitřní síly.....	46
7.6.2.	Napětí běžných příčníků .....	47
<b>8.</b>	<b>SPŘAHUJÍCÍ DESKA – PODÉLNÝ SMĚR.....</b>	<b>49</b>
8.1.	NÁVRH PODÉLNÉ VÝZTUŽE – DESKA POD CYKLOSTEZKOU .....	49
8.2.	KONTROLA ŠÍŘKY TRHLIN – DESKA POD CYKLOSTEZKOU .....	50
8.3.	POSOUZENÍ PODÉLNÉ VÝZTUŽE – ÚČINKY OD JEŘÁBU .....	51
<b>9.</b>	<b>PŘÍČNÝ SMĚR – ŽB DESKA POD CYKLOSTEZKOU .....</b>	<b>54</b>
9.1.	ZATÍŽENÍ .....	54
9.1.1.	Vlastní tíha a ostatní stálé .....	54
9.1.2.	Zatížení dopravou.....	54
9.2.	VNITŘNÍ SÍLY.....	56
9.2.1.	MSU .....	56
9.2.2.	Charakteristická kombinace .....	59
9.2.3.	Kvazistálá kombinace .....	61
9.3.	POSOUZENÍ V PŘÍČNÉM SMĚRU NA KOMBINACI NAMÁHÁNÍ .....	63
9.3.1.	Posouzení v poli .....	63
9.3.1.1.	ULS .....	63
9.3.1.2.	Charakteristická kombinace .....	63
9.3.1.3.	Kvazistálá kombinace .....	63
9.3.2.	Posouzení nad podporou.....	63
9.3.2.1.	ULS .....	63
9.3.2.2.	Charakteristická kombinace .....	63
9.3.2.3.	Kvazistálá kombinace.....	64
9.4.	POSOUZENÍ NA SMYK.....	64
9.5.	PODÉLNÝ SMYK V BETONOVÉ DESCE .....	66
9.5.1.	Posouzení v poli .....	66
9.5.2.	Posouzení nad podporou.....	68
9.6.	POSOUZENÍ NA ÚNAVU.....	71
9.6.1.	Model mostu pro posouzení na únavu .....	73
9.6.2.	Vnitřní síly.....	74
9.6.2.1.	Vnitřní síly v poli .....	74
9.6.2.2.	Vnitřní síly nad podporou.....	75
9.6.3.	Výpočet rozkmitu napětí .....	76
9.6.3.1.	Posouzení v poli .....	76
9.6.3.2.	Posouzení nad podporou .....	76
9.7.	POSOUZENÍ MEZILEHLÉHO PŘÍČNÍKU - VÝSTAVBA.....	77
<b>10.</b>	<b>PŘÍČNÝ SMĚR – ÚČINKY OD JEŘÁBU .....</b>	<b>80</b>
10.1.	ZATÍŽENÍ .....	80
10.1.1.	Vlastní tíha a ostatní stálé .....	80
10.1.2.	Zatížení od jeřábu.....	80
10.2.	VNITŘNÍ SÍLY.....	81
10.3.	POSOUZENÍ V PŘÍČNÉM SMĚRU NA KOMBINACI NAMÁHÁNÍ (N+M).....	83
10.3.1.	Kombinace návrhová COM.....	83
10.3.2.	Kombinace charakteristická .....	84
10.4.	POSOUZENÍ NA SMYK.....	85
10.5.	POSOUZENÍ POSUNUTÉ POLOHY JEŘÁBU V PŘÍČNÉM SMĚRU MOSTU .....	87
10.5.1.	Geometrie.....	87
10.5.2.	Posouzení .....	88





<b>11.</b>	<b>ÚČINKY NA LOŽISKA.....</b>	<b>89</b>
11.1.	ÚČINKY NA LOŽISKA S11,5 + C3 OD KOMBINACE ULS .....	89
11.2.	DEFORMACE NA LOŽISKÁCH S11,5+C3 OD KOMBINACE ULS .....	90
11.3.	ÚČINKY NA LOŽISKA S9,5 + OSAZENÍ ČÁSTÍ HNC JEŘÁBEM .....	91
<b>12.</b>	<b>VÝPOČET POSUNŮ MZ.....</b>	<b>93</b>
<b>13.</b>	<b>VÝPOČET ODVODNĚNÍ.....</b>	<b>94</b>
13.1.	ŠÍRKOVÉ USPOŘÁDÁNÍ NA MOSTĚ .....	94
13.2.	TVAR ODVODŇOVACÍHO PROUŽKU .....	95
13.3.	ZAPLAVENÁ ŠÍŘKA .....	95
13.4.	VYDATNOST SRÁŽEK .....	95
13.5.	VZDÁLENOST ODVODŇOVAČŮ NA MOSTĚ .....	96
13.5.1.	<i>Bez odvodňovacího proužku.....</i>	<i>96</i>
13.5.2.	<i>S odvodňovacím proužkem .....</i>	<i>97</i>
<b>14.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>98</b>







## 1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1 Stavba:	Cyklostezka umístěná při silnici I/52 na straně střední nádrže VD Nové Mlýny
1.2 Název objektu :	SO 201 – Rozšíření mostu ev.č. 52-059
1.3 Katastrální obec:	Mušov
1.4 Kraj:	Jihomoravský
1.5 Objednatel:	Jihomoravský kraj Žerotínovo náměstí 449/3, 601 82, Brno
1.6 Investor:	Jihomoravský kraj Žerotínovo náměstí 449/3, 601 82, Brno
1.7 Správce mostu:	Ředitelství silnic a dálnic ČR – závod Brno Šumavská 33, 602 00, Brno
1.8 Projektant:	Stráský, Hustý a partneři s. r. o. Bohunická 50, 619 00 Brno tel.: +420 547 101 811 shp@shp.eu
1.9 Pozemní komunikace :	silnice 1. třídy číslo 52 Pohořelice-Mikulov



## 2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ (PODLE ČSN 73 6200)

### 2.1 Charakteristika mostu:

Druh převáděné komunikace	silnice I/52
Překračovaná překážka	vodní dílo Nové Mlýny
Počet mostních polí	4
Počet mostovkových podlaží	jednopodlažní most
Výšková poloha mostovky	horní mostovka
Měnitelnost základní polohy	nepohyblivý most
Doba trvání	trvalý most
Průběh trasy na mostě	směrově: v přímé výškově: ve vodorovné
Šikmost mostu	kolmý 100g
Projektová zatížitelnost	s normovanou zatížitelností
Nosná konstrukce	spřažená ocelo-betonová
Omezení volné výšky na mostě	volná výška neomezená
<b>2.1.1.2 Délka přemostění:</b>	<b>105,19 m</b>
<b>2.1.1.3 Délka mostu:</b>	<b>113,25 m</b>
<b>2.1.1.4 Délka nosné konstrukce:</b>	<b>107,82 m</b>
<b>2.1.1.5 Rozpětí pole:</b>	<b>26,28 + 27,03 + 27,03 + 26,28 m</b>
<b>2.1.1.6 Šikmost mostu:</b>	<b>kolmý 100g</b>
<b>2.1.1.7 Volná šířka mostu:</b>	<b>9,50 m</b>
<b>2.1.1.8 Šířka průchodných prostorů:</b>	<b>4,00 m vlevo + 0,75 m vpravo</b>
<b>2.1.1.9 Šířka mostu:</b>	<b>15,95 m</b>
<b>2.1.1.10 Šířka N.K.:</b>	<b>15,25 m</b>
<b>2.1.1.11 Výška mostu nad terénem:</b>	<b>6,62 m (od horního povrchu vývarových desek)</b>
<b>2.1.1.12 Stavební výška:</b>	<b>1,635 m</b>
<b>2.1.1.13 Plocha nosné konstrukce mostu:</b>	<b>107,82*15,95=1719,8 m<sup>2</sup></b>

(plocha nosné konstrukce mostu je stanovena jako šířka mostu \* délka NK bez zaokrouhlení)





---

### 3. FÁZOVÁNÍ VÝSTAVBY

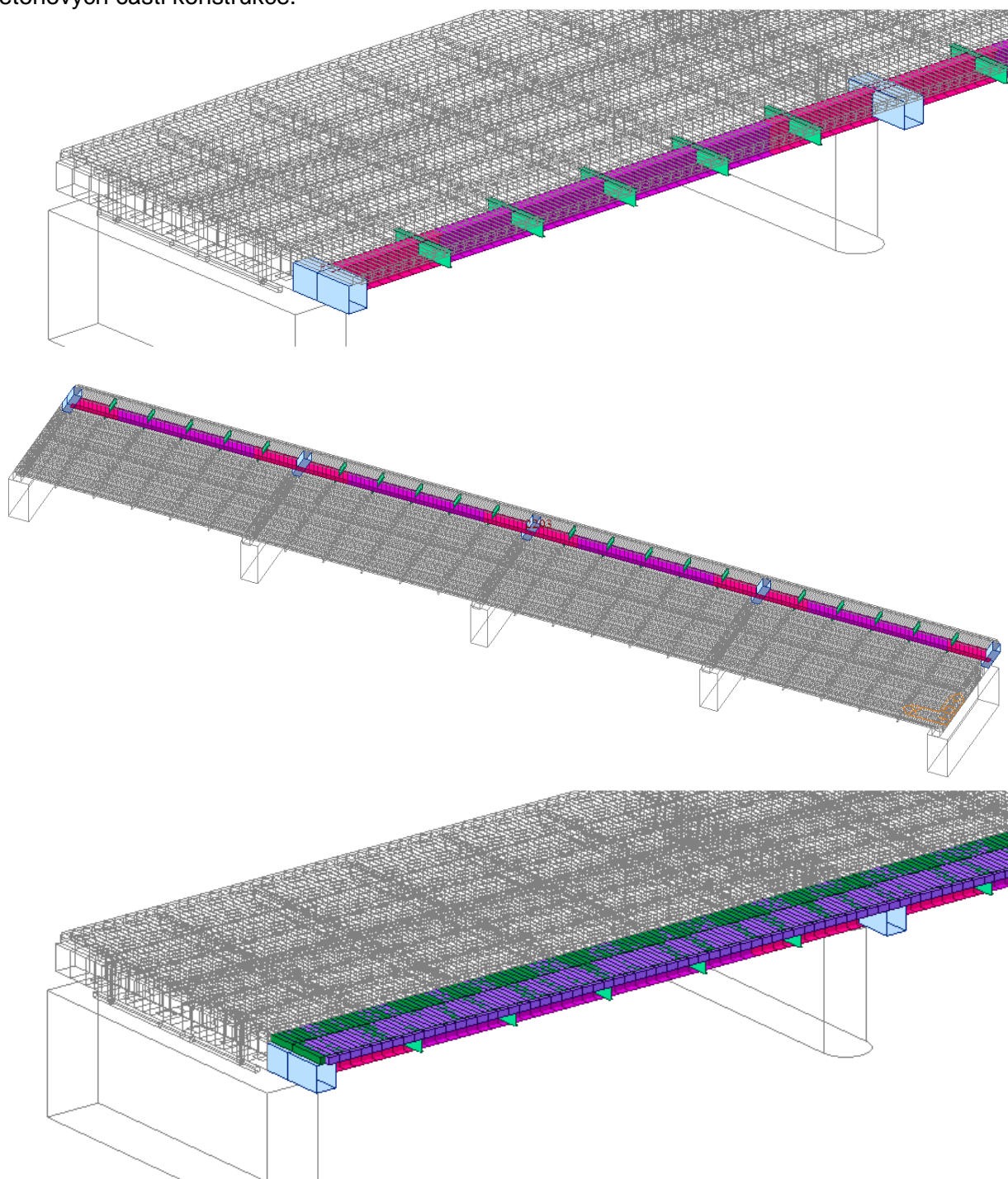
1. Ubourání stávajícího zábradlí, svodidel a římsy.
2. Osazení hlavního nosníku NHC ocelové konstrukce a nadpodporové příčníky
3. Betonáž spřažené desky
4. Ostatní stálé (betonáž říms, vozovka, svodidla a zábradlí)



## 4. VÝPOČETNÍ MODEL

### 4.1. Globální model

Výpočetní model byl proveden v programu MIDAS Civil 2018 v. 2.1. Jedná se o prostorový 3D prutový model. Ve výpočtu je zohledněn postup výstavby, reologické vlastnosti betonových částí konstrukce.



Obr. 1 Axonometrie výpočtového modelu

## 4.2. Materiály

### C35/45 (nosná konstrukce):

Modul pružnosti betonu:

$$E_{cm} = 34080 \text{ GPa}$$

Koeficient teplotní roztažnosti:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Objemová tíha:

$$\gamma = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

### S355 (nosná konstrukce):

Modul pružnosti betonu:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Koeficient teplotní roztažnosti:

$$\alpha = 12^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Objemová tíha:

$$\gamma = 785 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

### Tuhá ramena

Modul pružnosti:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Koeficient teplotní roztažnosti:

$$\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Objemová tíha:

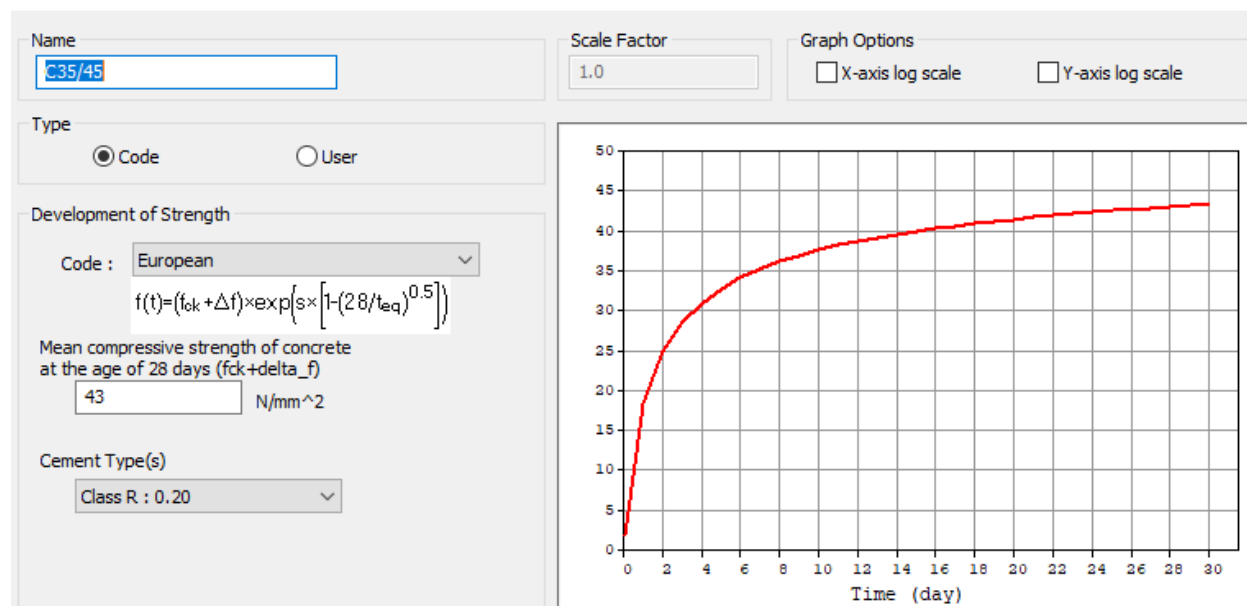
$$\gamma = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

**Dotvarování a smršťování** (cement R, stáří betonu na počátku smršťování jsou 3 dny):

Náhradní výška průřezu:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

### 4.2.1. Reologické vlastnosti betonu



Name :  Code :

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f<sub>ck</sub>) :  N/mm<sup>2</sup>

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) :  %

Notional size of member :  mm  
 $h = 2 * A_c / u$  (A<sub>c</sub> : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement  
☐ Class S ☐ Class N ☒ Class R

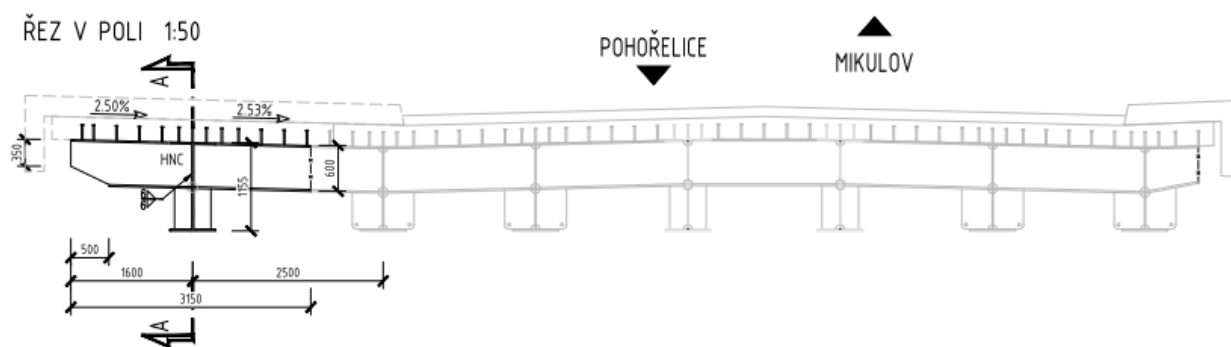
Type of code  
☐ EN 1992-1 (General Structure)  
☒ EN 1992-2 (Concrete Bridge) ☐ Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage :  day

## 4.3. Průřezy jednotlivých částí konstrukce

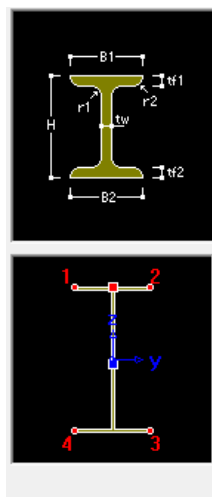
### 4.3.1. Hlavní nosník

Hlavní nosník HNC je ocelový, spřažený s betonovou deskou. Výška ocelového nosníku je konstantní po celé délce mostu. Tloušťka betonové desky je 260 mm. Materiál desky je beton **C35/45**. Rozpětí mostu je 26,73 + 2 x 27,03 + 26,73 m. Spřažený průřez, je modelován dvěma pruty nad sebou, přičemž jedna část přísluší ocelovému nosníku a druhá část betonové desce. Vzájemné propojení mezi deskou a ocelovým nosníkem je zajištěno tuhými rameny. Správná poloha hlavního nosníku vůči betonové desce byla upravena pomocí funkce posun průřezu. Výška hlavního nosníku HNC je 1155 mm.



Obr. 2 Výšky hlavního nosníku HNC

Hlavní nosník HNC v poli



Sect. Name

☒ Built-Up Section

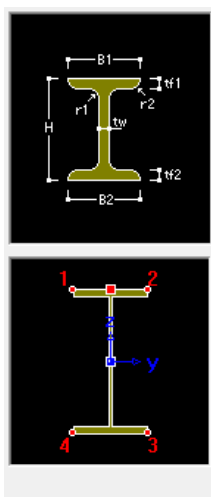
Get Data from Single Angle

DB Name

Sect. Name

H	1155	mm
B1	600	mm
tw	16	mm
tf1	20	mm
B2	600	mm
tf2	25	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

Hlavní nosník HNC u podpor



Sect. Name

☒ Built-Up Section

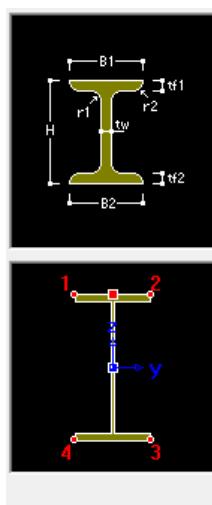
Get Data from Single Angle

DB Name

Sect. Name

H	1155	mm
B1	600	mm
tw	20	mm
tf1	50	mm
B2	600	mm
tf2	50	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

Hlavní nosník HNC nad vnitřními podporami



Sect. Name

☒ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

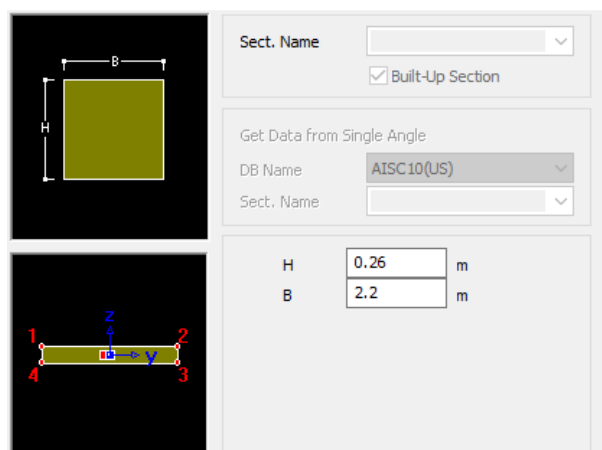
DB Name

Sect. Name

H	1155	mm
B1	600	mm
tw	25	mm
tf1	50	mm
B2	600	mm
tf2	50	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

#### 4.3.2. Betonová deska

Průřez betonové desky má tloušťku 260 mm. Ve vzdálenosti 5,5m před a za vnitřními podporami je betonové desce přiřazen materiál beton C35/45 se sníženým modulem pružnosti (pouze 4% z celkového modulu E). Důvodem je předpoklad vzniku trhlin v nadpodporových oblastech a změkčení průřezu.

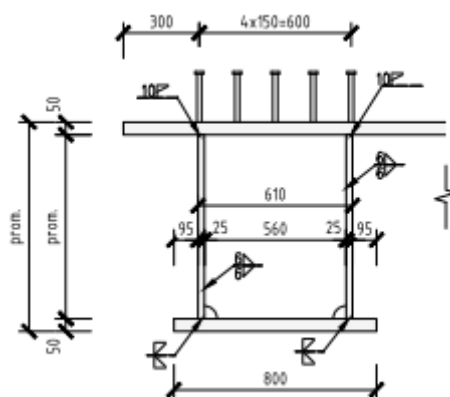


Obr. 3 Průřez betonové desky

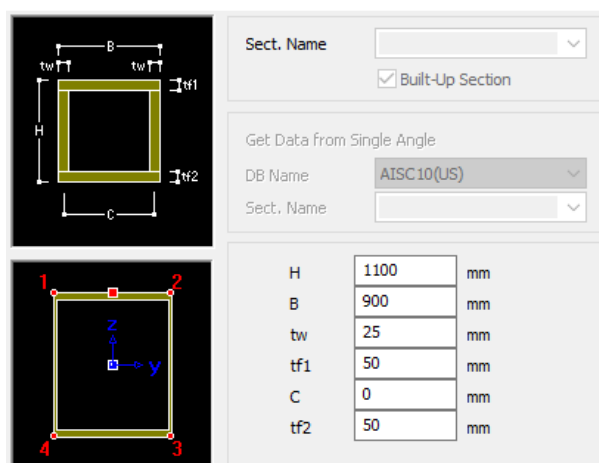
Betonová deska je ztužena pomocí tzv. betonových příčníků dl. 0,5 m. V místě nad ocelovými nosníky jsou propojeny tuhými rameny. Betonové příčníky mají pouze tuhostní význam, proto je jejich hmotnost v příčném směru zadána nulová

#### 4.3.3. Koncové a nadpodporové příčníky

Koncové a nadpodporové příčníky jsou modelovány ve stejné úrovni jako ocelové hlavní nosníky a jejich správná poloha je upravena funkcí posun průřezu.



Obr. 4 Průřez koncového příčníku

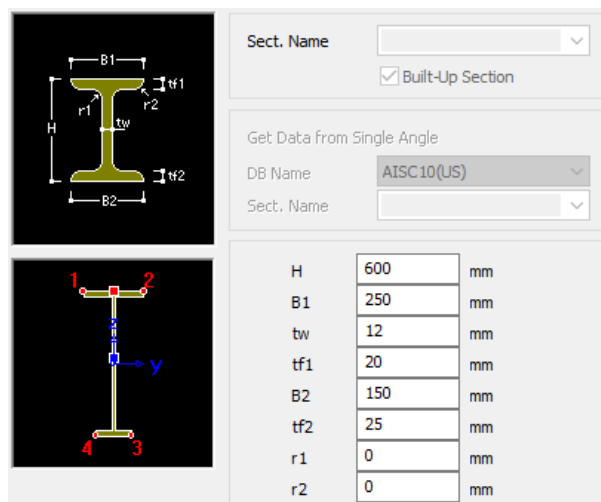




Obr. 5 Průřez nadpodporového příčnicku

#### 4.3.4. Příčné příčnicky

Vzdálenost ocelových příčníků je 4,5 m. Ocelové příčnický jsou modelovány ve stejné úrovni jako ocelové hlavní nosníky a jejich správná poloha je upravena funkcí posun průřezu.



Obr. 6 Průřez příčnicku mezi podporami

## 5. ZATÍŽENÍ

### 5.1. Zatížení stálé

#### 5.1.1. Vlastní tíha a ostatní stálé

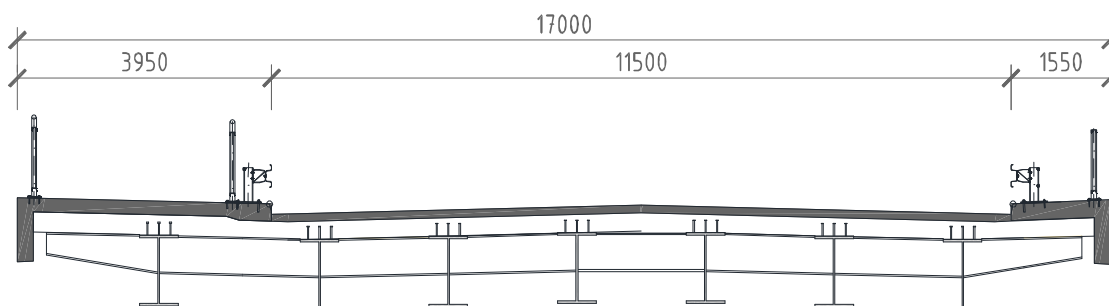
Vlastní tíha konstrukce a tíha ostatních částí mostu

vlastní tíha:

- mostovka
- podpěra - pilíře
- základ (opěra)

tíha ostatních částí mostu:

	b	h	A	γ	g	
	[m]	h [m]	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
kryt vozovky	11.500	0.120	-	23.0	31.7	2.8
levá římsa	4.332	0.250	1.083	26.0	28.2	46.9
pravá římsa	2.360	0.250	0.590	26.0	15.4	25.6
svodidlo (2x)	-	-	-	-	1.0	
zábradlí (3x)	-	-	-	-	0.6	



### 5.2. Zatížení proměnné

#### 5.2.1. Zatížení silniční dopravou

Nerozšířená část mostu

šířka vozovky:

$$w = 11.500 \text{ m}$$

počet zatěžovacích pruhů (pro  $w \geq 6 \text{ m}$ ):

$$n_l = w/3 = 3$$

šířka zatěžovacího pruhu:

$$w_l = 3.000 \text{ m}$$

šířka zbývajících plochy:

$$b = w - n_l \cdot w_l = 2.500 \text{ m}$$



### 5.2.1.1. Model zatížení LM1

Umístění	Dvojnáprava (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik} (q_{rk})$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi} (\alpha_{qr})$	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	1	300	9	1	9.0
Pruh č. 2	200	1	200	2.5	2.4	6.0
Pruh č. 3	100	1	100	2.5	1.2	3.0
Ostatní pruhy	0	0	0	2.5	1.2	3.0
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	0	0	2.5	1.2	3.0

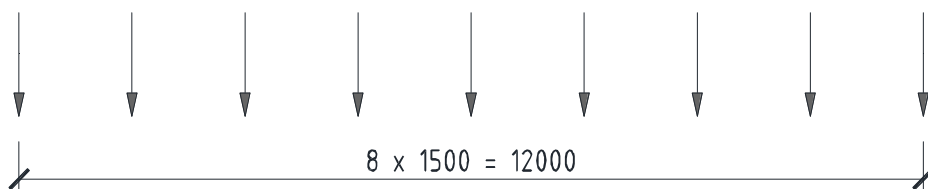
### 5.2.1.2. Model zatížení LM3 – 1800/200

Zvláštní vozidlo 1800/200 + UDL LM1

Celková tíha vozidla:

$$9 \times 200 = 1800 \text{ kN}$$

$$Q_{LM3} = 1800 \text{ kN}$$



pozn:

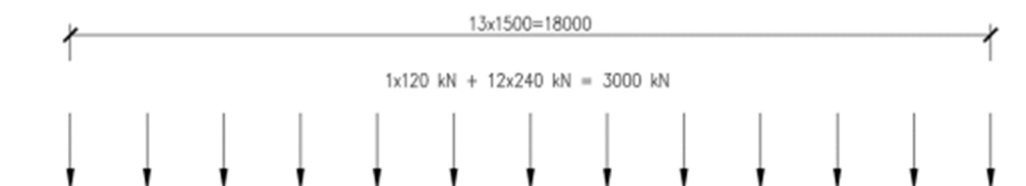
- speciální vozidlo se kombinuje se zatížením UDL LM1
- zatížení působí v prostoru všech zatěžovacích pruhů
- speciální vozidlo se pohybuje po mostě normální rychlostí  $\leq 70 \text{ km/h}$
- dynamický součinitel  $\phi = 1.25$

### 5.2.1.3. Model zatížení LM3 – 3000/240

Zvláštní vozidlo 3000/240

Celková tíha vozidla:

$$Q_{LM3} = 3000 \text{ kN}$$



pozn:

- zvláštní vozidlo se považuje jako jediné na mostě
- zatížení působí nejnepriznivější poloze na mostě s odchylkou  $\pm 0.5 \text{ m}$
- speciální vozidlo se pohybuje po mostě nízkou rychlostí do  $5 \text{ km/h}$
- dynamický součinitel  $\phi = 1.05$

## 5.2.2. Brzdné a rozjezdové síly

délka nosné konstrukce mostu:  $L = 108.12 \text{ m}$

### Brzdná síla od LM1

charakteristická hodnota brzdné síly:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L = 652 \text{ kN}$$

$$180\alpha_{Q1} = 180 \text{ kN} < Q_{lk} = 652 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 652 \text{ kN}$$

podélné vodorovné spojitě zatížení:  $q_{lk} = Q_{lk}/L = 6.03 \text{ kN/m}$

počet nosníků:  $n = 7 \text{ ks}$

přímkové zatížení na jeden nosník:  $q_{lk,1} = q_{lk}/n = 0.86 \text{ kN/m}$

brzdná síla od náprav:  $Q_{lk,1} = 0,6\alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) = 360 \text{ kN}$

brzdná síla od spojitěho zatížení:  $Q_{lk,2} = Q_{lk} - Q_{lk,1} = 292 \text{ kN}$

podélné vodorovné spojitě zatížení:  $q_{lk,2} = Q_{lk,2}/L = 2.70 \text{ kN/m}$

### Brzdná síla od LM3 (1800/200)

charakteristická hodnota brzdné síly:  $Q_{lk} = 0,6Q_{LM3} + 0,10\alpha_{Q2} \cdot q_{2k} \cdot w_l \cdot L = 1275 \text{ kN}$

$$180\alpha_{Q1} = 180 \text{ kN} < Q_{lk} = 1275 \text{ kN} > 600 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 600 \text{ kN}$$

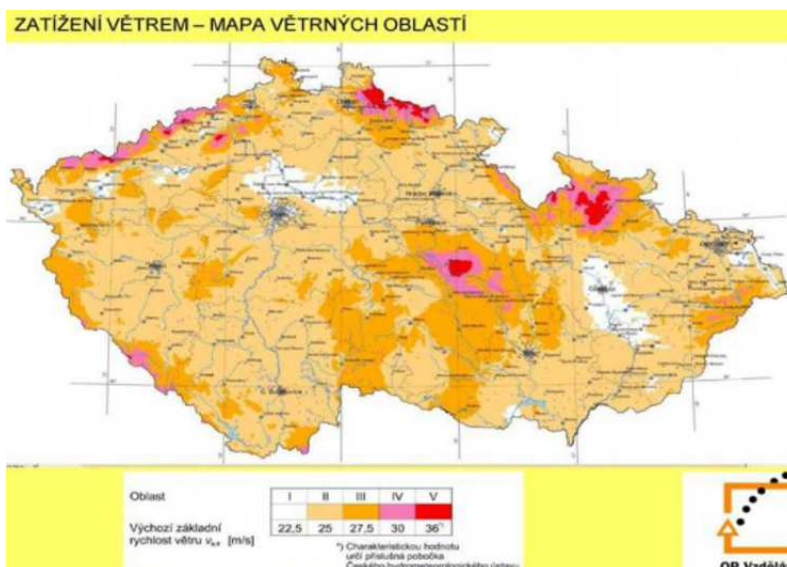
podélné vodorovné spojitě zatížení:  $q_{lk} = Q_{lk}/L = 5.55 \text{ kN/m}$

- pozn:
- brzdná síla působí ve směru osy mostu v úrovni povrchu vozovky
  - brzdná síla působí současně se svislým zatížením LM3 pohybující se normální rychlostí

## 5.2.3. Odstředivé síly

Most je půdorysně veden v přímé, tedy nepůsobí žádné odstředivé síly

## 5.2.4. Zatížení větrem



výchozí základní rychlost větru (oblast II):	$v_{b,0} =$	25.0 m/s
součinitel směru větru:	$c_{dir} =$	1.0
součinitel ročního období:	$c_{season} =$	1.0
<b>základní rychlost větru:</b>	<b><math>v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} =</math></b>	<b>25.0 m/s</b>

výška konstrukce nad terénem:	$z = 5.00 \text{ m}$	$> z_{min} = 1.00 \text{ m}$ $< z_{max} = 200.00 \text{ m}$ $\rightarrow z = 5.00 \text{ m}$
parametr drsnosti terénu (terén kategorie I):		$z_0 = 0.01 \text{ m}$
parametr drsnosti terénu pro kategorii terénu II:		$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$
součinitel terénu, závisující na $z_0$ :	$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0.07} =$	0.17
součinitel drsnosti terénu:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) =$	1.05
součinitel orografie:	$c_0(z) =$	1.0
<b>střední rychlost větru:</b>	<b><math>v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b =</math></b>	<b>26.4 m/s</b>

součinitel turbulence:	$k_l =$	1.0
<b>intenzita turbulence:</b>	<b><math>I_v(z) = k_l / [c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)] =</math></b>	<b>0.161</b>

měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1.25 kg/m <sup>3</sup>
základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 =$	0.39 kPa
<b>maximální dynamický tlak:</b>	<b><math>q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 =</math></b>	<b>0.92 kPa</b>
součinitel expozice:	$c_e = q_p(z)/q_b =$	2.37

## Účinky větru na nosnou konstrukci

### Síly ve směru x (příčný směr mostu) - nezatížený most

*vítr zleva i zprava*

šířka mostu:	$b =$	17.000 m
délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	108.120 m
výška konstrukce:	$d =$	1.688 m
přídavná výška od svodidel	$d_1 =$	1.300 m
výška vzdorující větru:	$d_{tot} = d + d_1 =$	2.988 m
poměr šířky mostu k vzdorující výšce:	$b/d_{tot} =$	5.69
součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$c_{f,x,0} =$	1.30
součinitel síly pro zatížení větrem ve směru x:	$c_{f,x} = c_{f,x,0} =$	1.30
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{f,x} =$	3.08
referenční plocha:	$A_{ref,x} = L_{NK} \cdot d_{tot} =$	323.06 m <sup>2</sup>
<b>síla od větru ve směru x:</b>	<b><math>F_{w,x} = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} =</math></b>	<b>388.25 kN</b>

síla od větru ve směru x (pro  $v_{b,0}^{**} = 25 \text{ m/s}$ )  $F_w^{**} = 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,0}^{**2} \cdot C \cdot A_{ref,x} = 388.2 \text{ kN}$

$$\psi_0 \cdot F_{w,x} = 232.9 \text{ kN} < F_w^{**} = 388.2 \text{ kN} \rightarrow \text{uvažuje se hodnota } F_{w,x}$$

přepočtení síly  $F_{w,x}$  na přímkové zatížení:  $q_{w,x,1} = F_{w,x}/L_{NK} = 3.59 \text{ kN/m}$



### Síly ve směru x (příčný směr mostu) - zatížený most

*vítr zleva i zprava*

šířka mostu:	$b =$	17.000 m
délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	108.120 m
výška konstrukce:	$d =$	1.688 m
výška vozidel:	$d_1 =$	2.000 m
výška vzdorující větru:	$d_{tot} = d + d_1 =$	3.688 m
poměr šířky mostu k vzdorující výšce:	$b/d_{tot} =$	4.61
součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$c_{fx,0} =$	1.30
součinitel síly pro zatížení větrem ve směru x:	$c_{f,x} = c_{fx,0} =$	1.30
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{f,x} =$	3.08
referenční plocha:	$A_{ref,x} = L_{NK} \cdot d_{tot} =$	398.75 m <sup>2</sup>
<b>síla od větru ve směru x:</b>	<b><math>F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} =</math></b>	<b>479.20 kN</b>

síla od větru ve směru x (pro  $v_{b,0}^* = 23$  m/s):  $F_w^* = 0,5 \cdot \rho \cdot v_{b,0}^{*2} \cdot C \cdot A_{ref,x} = 405.6$  kN

$$\psi_0 \cdot F_{w,x} = 287.5 \text{ kN} < F_w^* = 405.6 \text{ kN} \rightarrow \text{uvažuje se hodnota } F_{w,x}$$

přepočet síly  $F_{w,x}$  na přímkové zatížení:  $q_{w,x} = F_{w,x}/L_{NK} = 4.43$  kN/m

### Síly ve směru z (svislý směr mostu)

výška vzdorující větru:	$d_{tot} =$	2.981 m
poměr šířky mostu k vzdorující výšce:	$b/d_{tot} =$	5.70
součinitel síly pro zatížení větrem ve směru x:	$c_{f,z} =$	0.90
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{f,z} =$	2.13
referenční plocha:	$A_{ref,z} = b \cdot L_{NK} =$	1838.04 m <sup>2</sup>
<b>síla od větru ve směru z:</b>	<b><math>F_{w,z} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} =</math></b>	<b>1529.24 kN</b>

přepočet síly  $F_{w,z}$  na přímkové zatížení:  $q_{w,z} = F_{w,z}/L_{NK} = 14.1$  kN/m

počet nosníků:  $n = 7.000$  ks

přímkové zatížení na jeden nosník:  $q_{w,z,1} = q_{w,z}/n = 2.02$  kN/m

### Síly ve směru y (podélný směr mostu) - nezatížený most

síla od větru ve směru z:	$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} =$	97.1 kN
přepočet síly $F_{w,y}$ na přímkové zatížení:	$q_{w,y} = F_{w,y}/L_{NK} =$	0.90 kN/m
počet nosníků:	$n =$	3.000 ks
přímkové zatížení na jeden nosník:	$q_{w,y,1} = q_{w,y}/n =$	0.30 kN/m

### Síly ve směru y (podélný směr mostu) - zatížený most

síla od větru ve směru z:	$F_{w,y} = 0,25 \cdot F_{w,x} =$	119.8 kN
přepočet síly $F_{w,y}$ na přímkové zatížení:	$q_{w,y} = F_{w,y}/L_{NK} =$	1.11 kN/m
počet nosníků:	$n =$	3.000 ks
přímkové zatížení na jeden nosník:	$q_{w,y,1} = q_{w,y}/n =$	0.37 kN/m



## Účinky větru na pilíře

### Síly ve směru x (příčný směr mostu)

Nosné prvky s obdélníkovými průřezy (kap. 7.6)

výška průřezu (kolmo na směr větru):	b =	2.030 m
šířka průřezu (ve směru větru):	d =	13.225 m
délka prvku (výška sloupu):	l =	5.090 m
poměr šířky průřezu k výšce:	d/b =	6.51
součinitel síly pro obdélníkové průřezy bez uvažování vlivu koncových větrů:	$c_{f,0}$ =	1.00
poloměr zaoblení rohů:	r =	0.000 m
poměr poloměru zaoblení k výšce průřezu:	r/b =	0.00
redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy	$\psi_r$ =	1.00
součinitel koncového efektu:	$\psi_\lambda$ =	1.00
součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky:	$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$ =	1.00
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_f$ =	2.37
referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku:	$A_{ref} = b \cdot l$ =	10.33 m <sup>2</sup>
<b>síla od větru ve směru x:</b>	<b><math>F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref}</math> =</b>	<b>9.55 kN</b>
přepočet síly $F_{w,x}$ na přímkové zatížení:	$q_{w,z} = F_{w,x}/l$ =	1.88 kN/m

### Síly ve směru y (podélný směr mostu)

Nosné prvky s obdélníkovými průřezy (kap. 7.6)

výška průřezu (kolmo na směr větru):	b =	13.225 m
šířka průřezu (ve směru větru):	d =	2.030 m
délka prvku (výška sloupu):	l =	5.090 m
poměr šířky průřezu k výšce:	d/b =	0.15
součinitel síly pro obdélníkové průřezy bez uvažování vlivu koncových větrů:	$c_{f,0}$ =	2.00
poloměr zaoblení rohů:	r =	0.000 m
poměr poloměru zaoblení k výšce průřezu:	r/b =	0.00
redukční součinitel pro čtvercové průřezy se zaoblenými rohy	$\psi_r$ =	1.00
součinitel koncového efektu:	$\psi_\lambda$ =	1.00
součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky:	$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$ =	2.00
součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_f$ =	4.73
referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku:	$A_{ref} = b \cdot l$ =	67.32 m <sup>2</sup>
<b>síla od větru ve směru x:</b>	<b><math>F_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref}</math> =</b>	<b>124.46 kN</b>
přepočet síly $F_{w,x}$ na přímkové zatížení:	$q_{w,z} = F_{w,x}/l$ =	24.45 kN/m

### 5.2.5. Zatížení teplotou

#### Rovnoměrná složka teploty - RZT

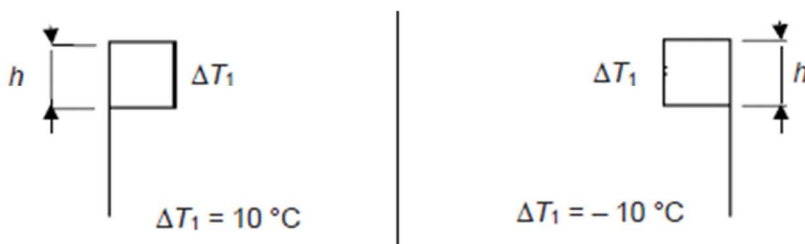
výchozí teplota konstrukce:	$T_0 =$	10 °C
maximální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{\max} =$	40 °C
minimální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{\min} =$	-30 °C

#### Konstrukce z předpjatého betonu (typ konstrukce 3.b)

maximální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,\max} = T_{\max} + 4.5 =$	44.5 °C
minimální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,\min} = T_{\min} + 4.5 =$	-25.5 °C
charakteristická hodnota oteplení:	$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 =$	34.5 °C
charakteristická hodnota ochlazení:	$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 =$	-35.5 °C
celkový rozsah rovnoměrné složky teploty:	$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} =$	70.0 °C

#### Rozdílová složka teploty - NZT

##### Ocelobetonová konstrukce (typ konstrukce 2)



### 5.2.6. Zatížení od chodců

na cyklostezce uvažováno hodnotou 5 kN/m<sup>2</sup>  
na chodníku uvažováno hodnotou 3 kN/m<sup>2</sup>

### 5.2.7. Mimořádná zatížení

#### Síly od nárazu na svodidla

vodorovná příčná síla (třída A):	$F_{s,v} =$	600	kN
svislá síla:	$F_{s,s} = 0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} =$	225	kN

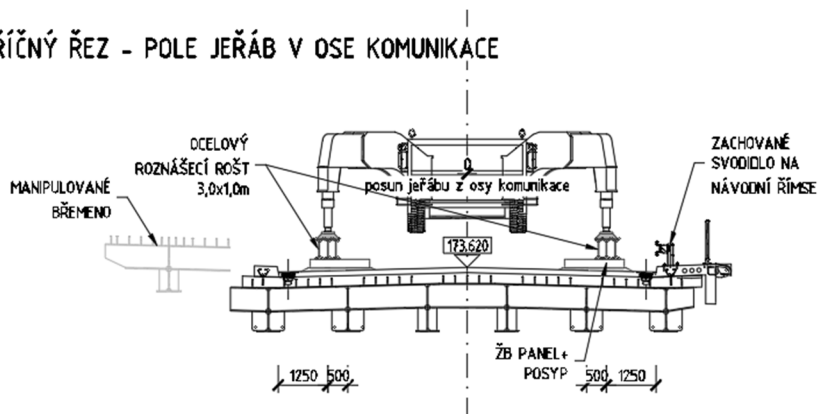
pozn: - vodorovná síla působí na délce 0,5 m, ve výši 0,6 m nad přilehlým povrchem vozovky  
- svislá a vodorovná síla působí současně



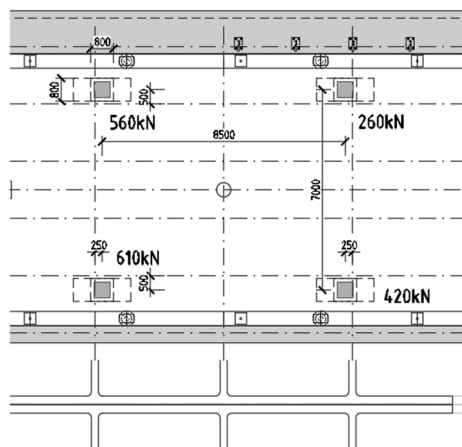


## 5.2.8. Jeřáb na desce

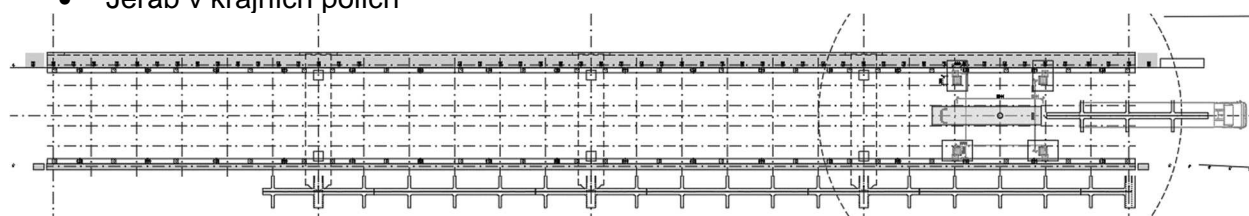
### PŘÍČNÝ ŘEZ - POLE JEŘÁB V OSE KOMUNIKACE



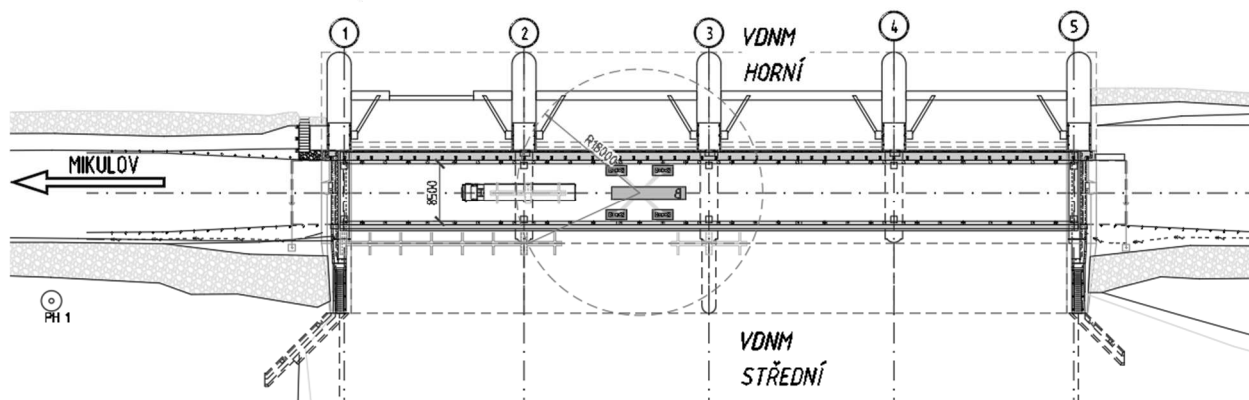
### Půdorysné postavení jeřábu

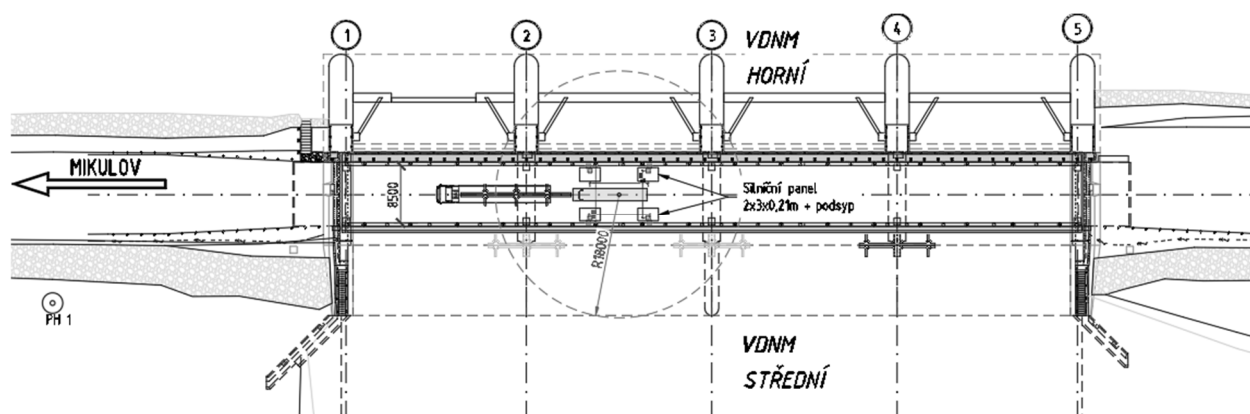


- Jeřáb v krajních polích (Crane in the end fields)



- Jeřáb ve středních polích (Crane in the middle fields)





## 6. KOMBINACE

### Součinitelé $\gamma$ pro jednotlivé kombinace

součinitelé	Návrh. situace	EQU	EQU	STR/GEO	STR/GEO
	tabulka z [1]	tab.A2.4(A)	tab.A2.4(A) poznámka 2	tab.A2.4(B)	tab.A2.4(C)
	výraz z [1]	(6.10)	(6.10)	(6.10a / 6.10b)	(6.10a / 6.10b)
$\xi$		-	-	0.85	-
$\gamma_{G,j,sup}$		1.10	1.35	1.35	1.00
$\gamma_{G,j,inf}$		0.90	1.25	1.00	1.00
$\gamma_{Q,1}$	nepříznivá	1.35	1.35	1.35	1.15
$\gamma_{Q,1}$	příznivá	0.00	0.00	0.00	0.00
$\gamma_{Q,i}$	nepříznivá	1.50	1.50	1.50	1.30
$\gamma_{Q,i}$	příznivá	0.00	0.00	0.00	0.00

### Doporučené hodnoty součinitelů $\Psi$ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Označení		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Zatížení dopravou (EN 1991-2 Tabulka 4.4)	gr1a (LM1 + chodci nebo cyklisty)	TS (dvojnápravy)	0.75	0.75	0
		UDL (rovnomměrné zatížení)	0.40	0.40	0
		Zatížení chodci + cyklisty	0.40	0.40	0
	gr1b (jednonápravové vozidlo)		0	0.75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0.40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0.75	0
	gr5 (LM 3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	$F_{wk}$ trvalé návrhové situace		0.60	0.20	0
	Provádění		0.80	-	0
	$F_{w*}$		1.00	-	-
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6	0.60	0.50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0.80	-	-
Staveništní zatížení	$Q_c$		1.00	-	1.00

#### 6.1. Kombinace pro mezní stav únosnosti

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

$$\sum G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,i} \text{ nebo } \Psi_{2,i}) Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.11b)$$

#### 6.2. Kombinace pro mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace:  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Častá kombinace:  $\sum G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Kvazistálá kombinace:  $\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$



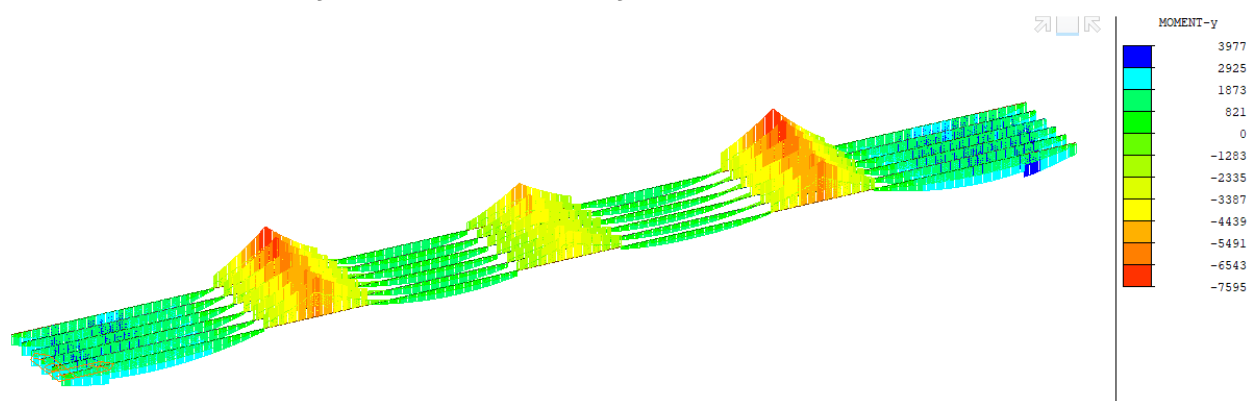
## 7. POSOUZENÍ OCELOVÉ KONSTRUKCE

Vnitřní síly a napětí na hlavních nosnících byly převzaty z výpočetního modelu v programu MIDAS Civil 2018. Výsledné napětí na jednotlivých vláknech byly porovnány s maximální hodnotou napětí pro daný materiál. V závislosti na jeho tloušťce je provedena také redukce meze kluzu.

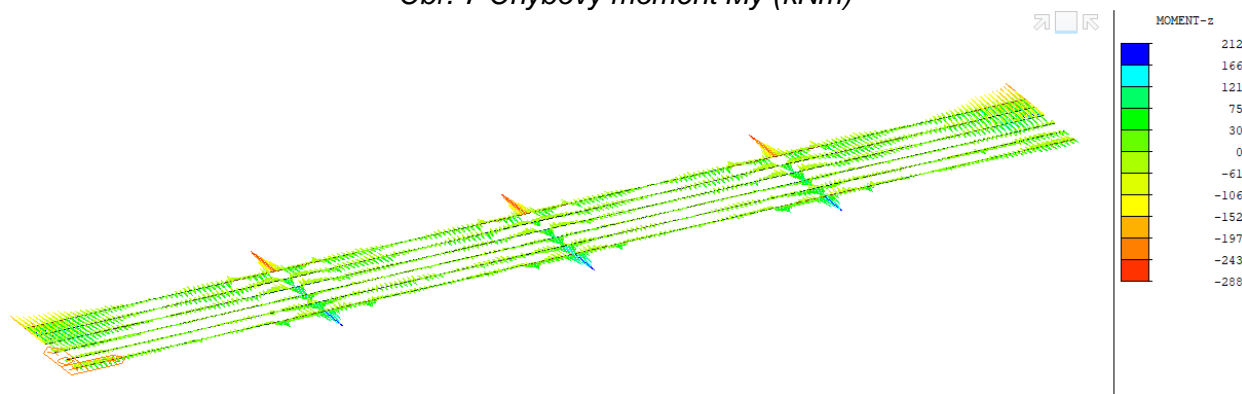
### 7.1. Hlavní nosníky HN – účinky od jeřábu

Byly posouzeny hlavní nosníky z 1.etapy na účinky od jeřábu při montáži části ocelové konstrukce pod cyklostezkou.

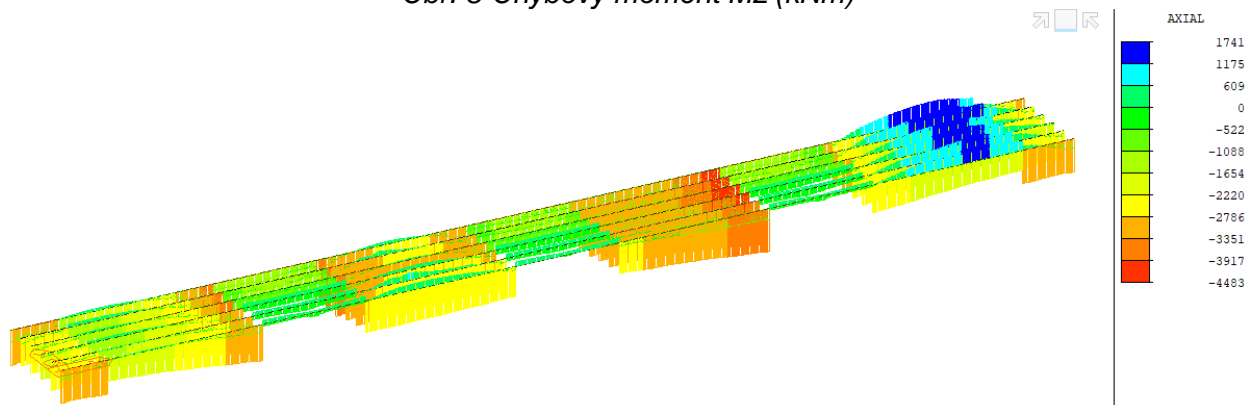
#### 7.1.1. Vnitřní síly na hlavní nosníky



Obr. 7 Ohybový moment  $M_y$  (kNm)



Obr. 8 Ohybový moment  $M_z$  (kNm)

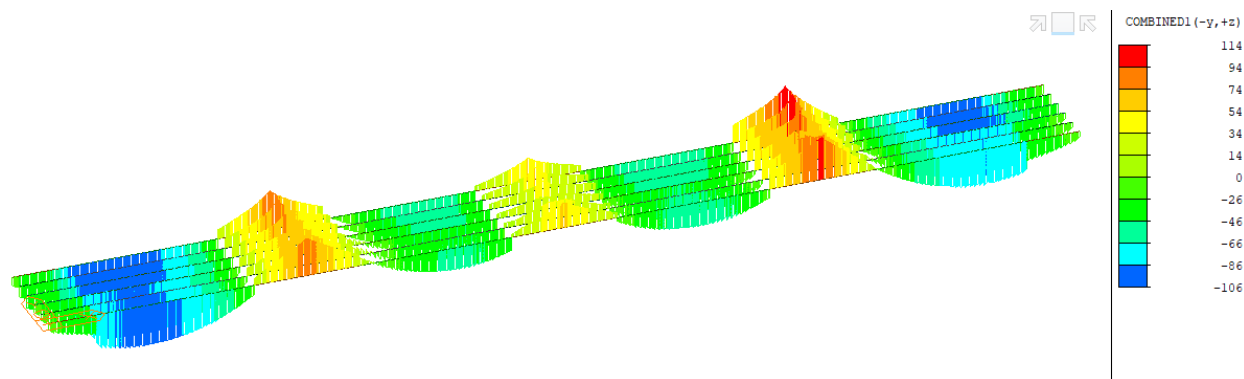


Obr. 9 Normálová síla  $N$  (kN)

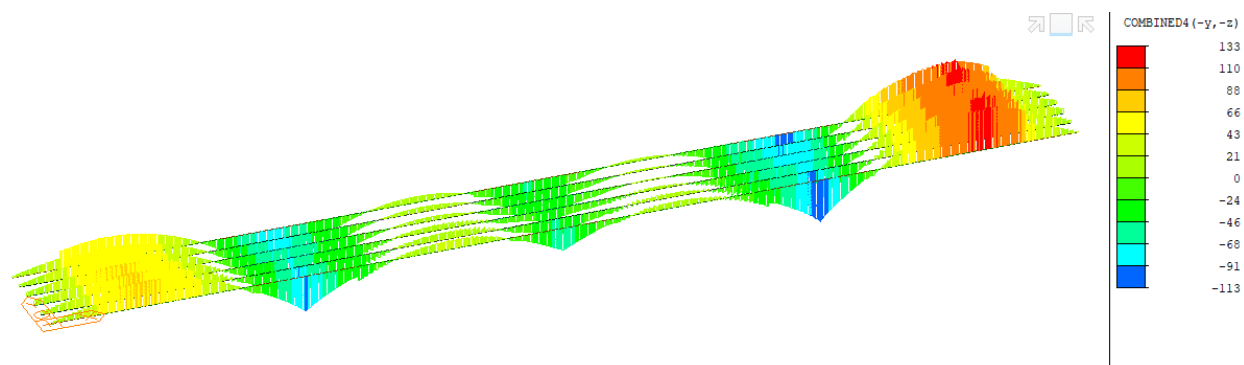


Obr. 10 Posouvající síla Vz (kN)

### 7.1.2. Napětí na hlavních nosnících



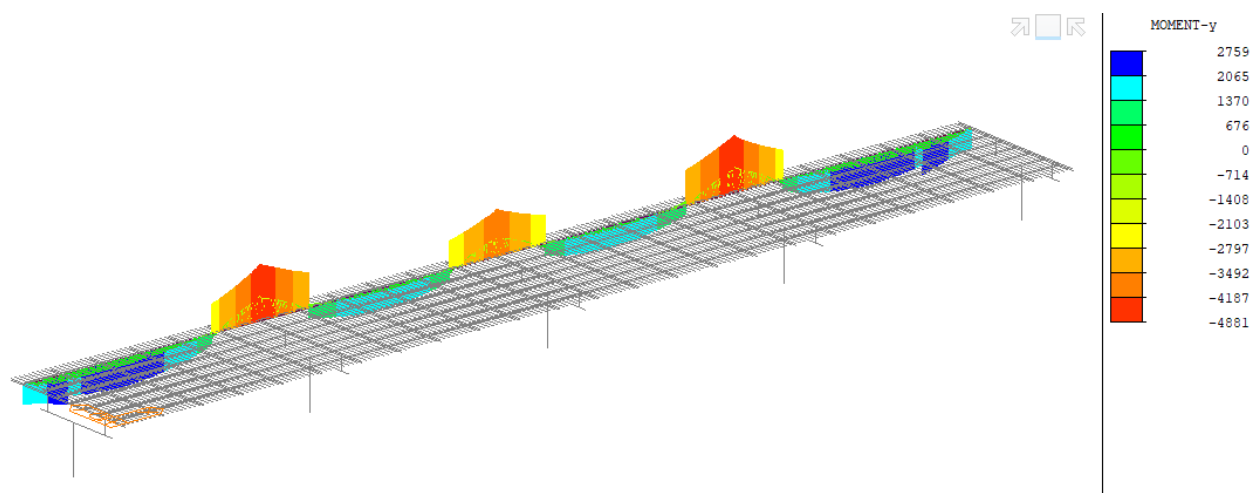
Obr. 11 Napětí na horních vláknech během výstavby –  $\sigma_k = 114$  MPa



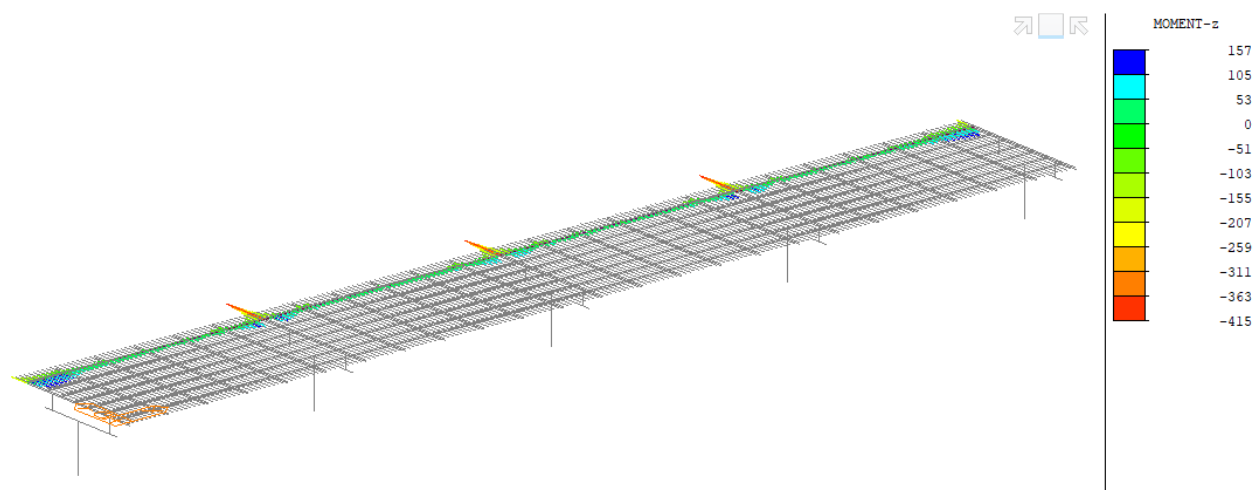
Obr. 12 Napětí na dolních vláknech během výstavby –  $\sigma_k = 133$  MPa

## 7.2. Hlavní nosník HNC

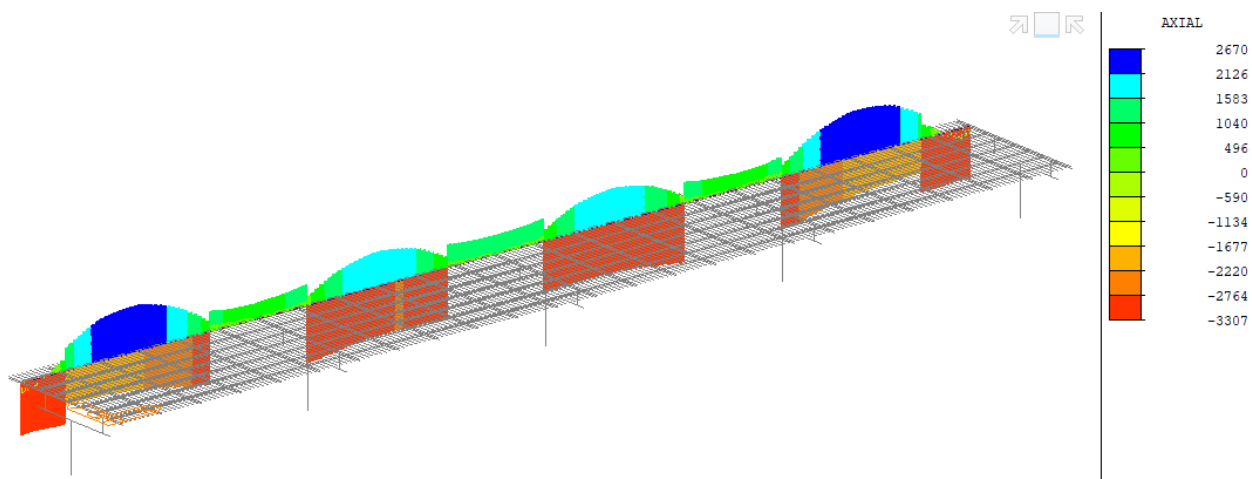
### 7.2.1. Vnitřní síly



Obr. 13 Ohybový moment  $M_y$  (kNm)



Obr. 14 Ohybový moment  $M_z$  (kNm)

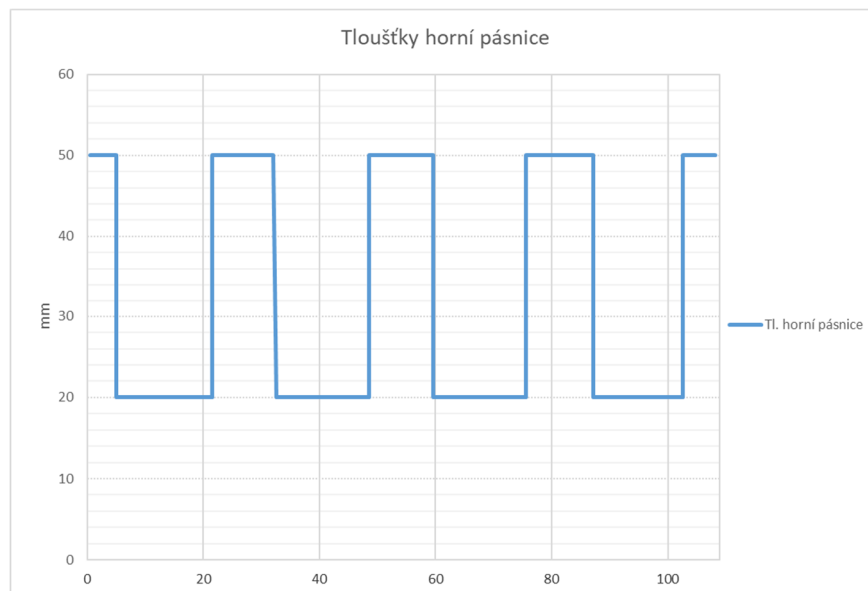


Obr. 15 Normálová síla  $N$  (kN)

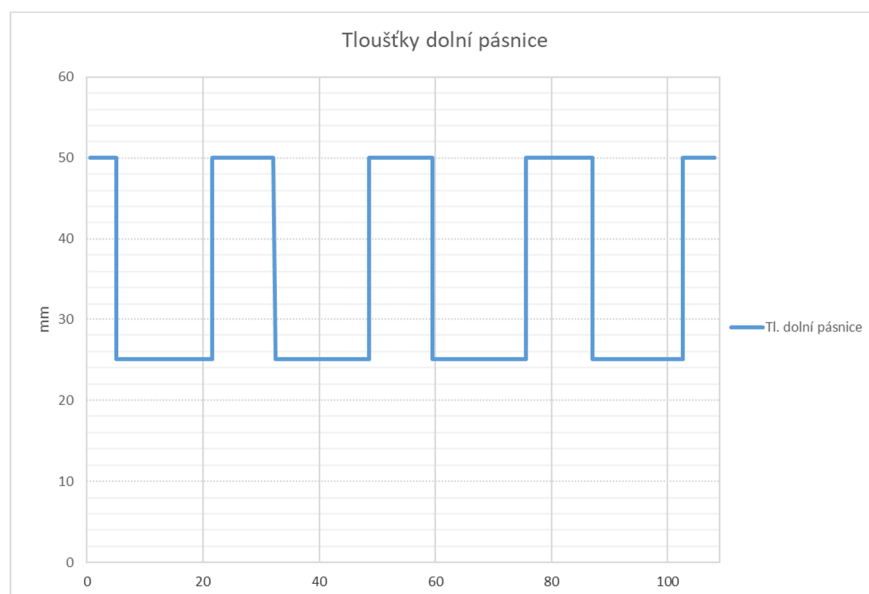


Obr. 16 Posouvající síla Vz (kN)

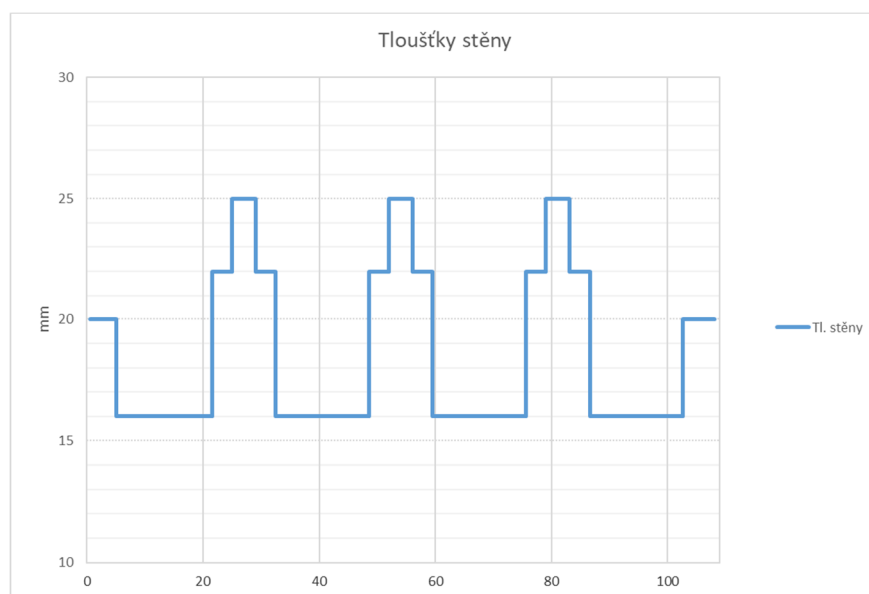
## 7.2.2. Dimenze hlavního nosníku



Obr. 17 Tloušťka horní pásnice HN (mm)



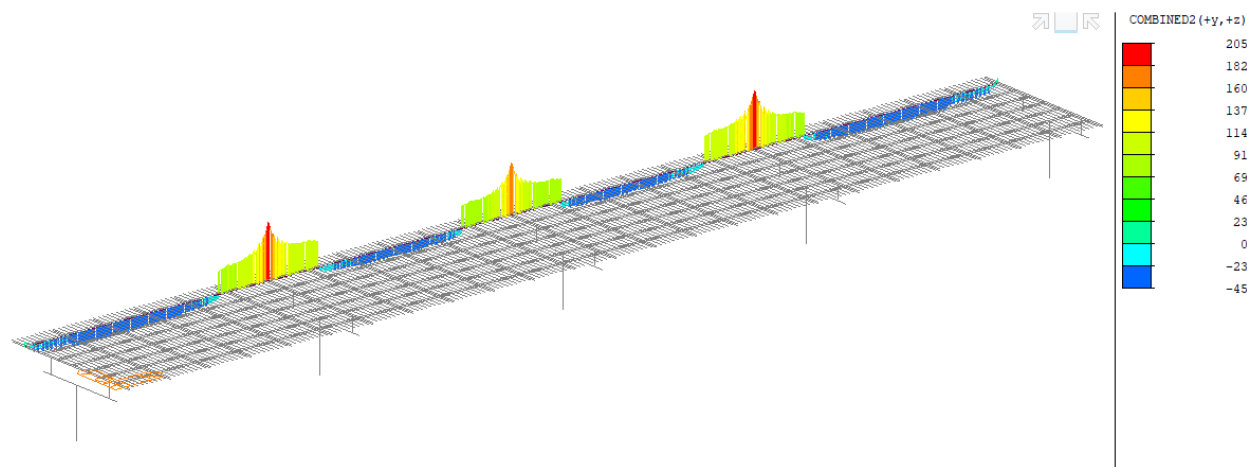
Obr. 18 Tloušťka dolní pásnice HN (mm)



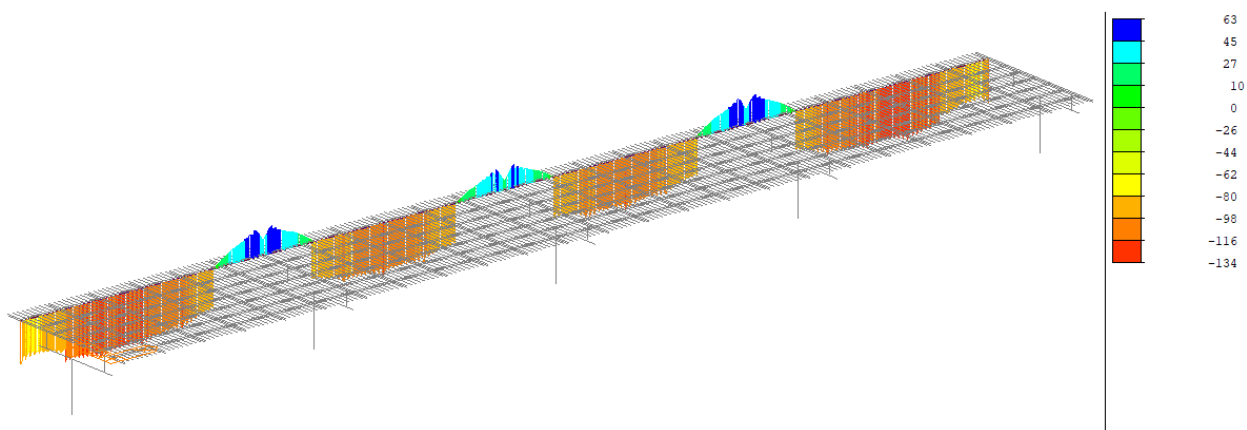
Obr. 19 Tloušťka stojiny HN (mm)



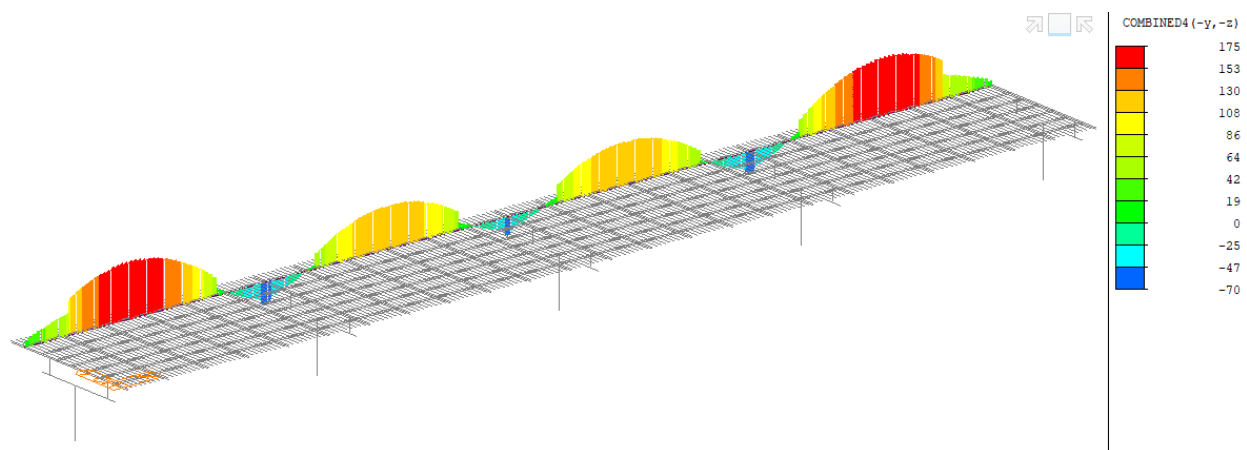
### 7.2.3. Napětí na hlavním nosníku



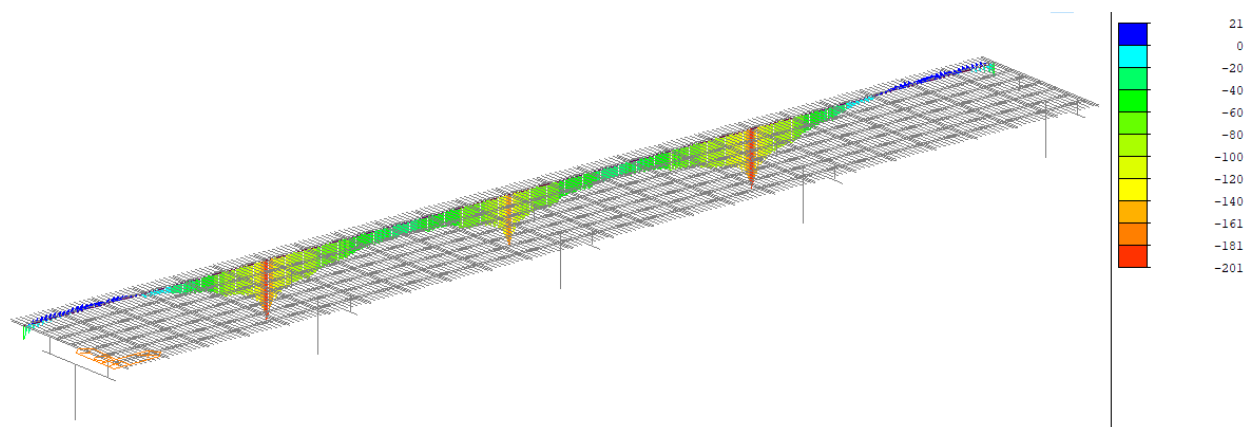
Obr. 20 Napětí na horních vláknech – max = 205 MPa < 335 MPa



Obr. 21 Napětí na horních vláknech – min = 134 MPa < 335 MPa

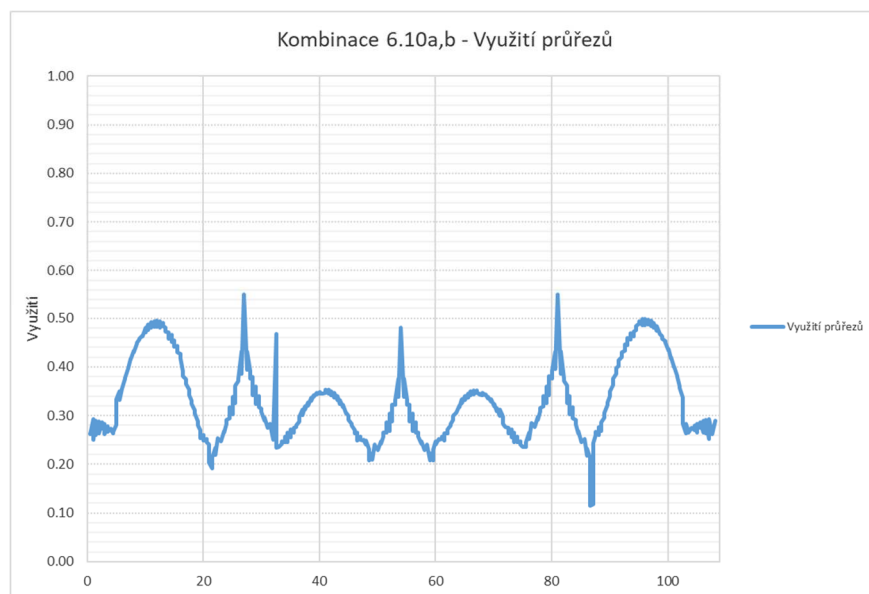


Obr. 22 Napětí na dolních vláknech – max = 175 MPa < 335 MPa

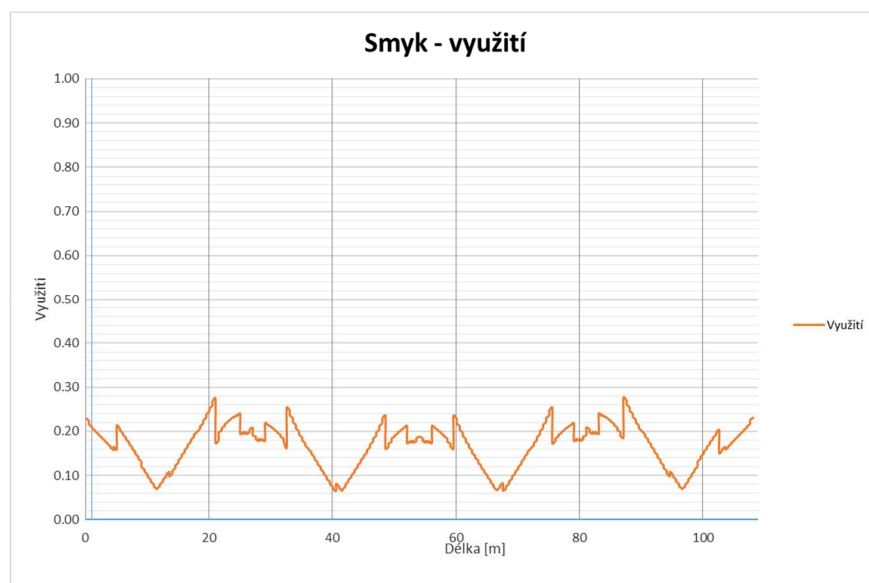


Obr. 23 Napětí na dolních vláknech – min = 201 MPa < 335 MPa

#### 7.2.4. Využití průřezů hlavního nosníku

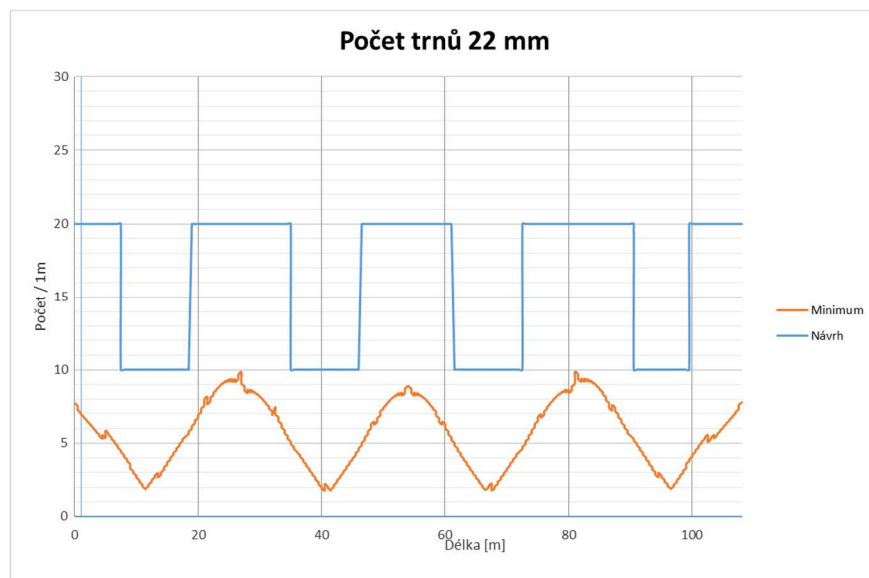


Obr. 24 Využití průřezu – hlavní nosník HNC



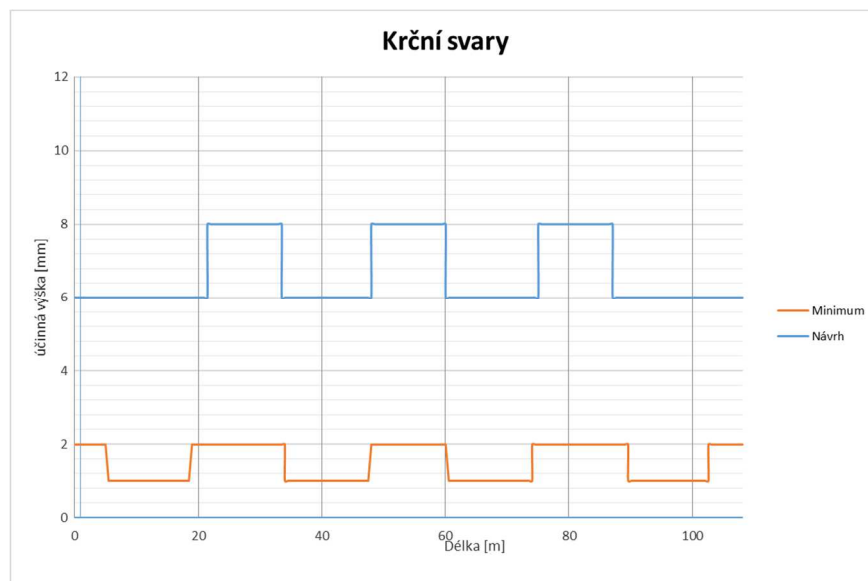
Obr. 25 Využití průřezu – hlavní nosník HNC

## 7.2.5. Spřahovací trny



Obr. 26 Návrh spřahovacích trnů po délce nosníku – hlavní nosník HNC

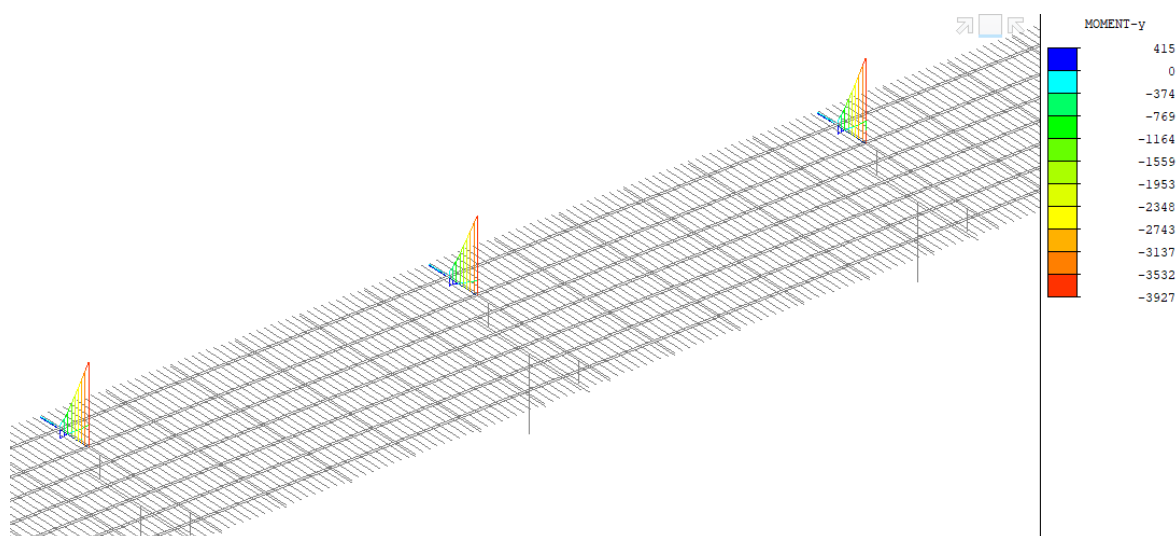
## 7.2.6. Krční svary



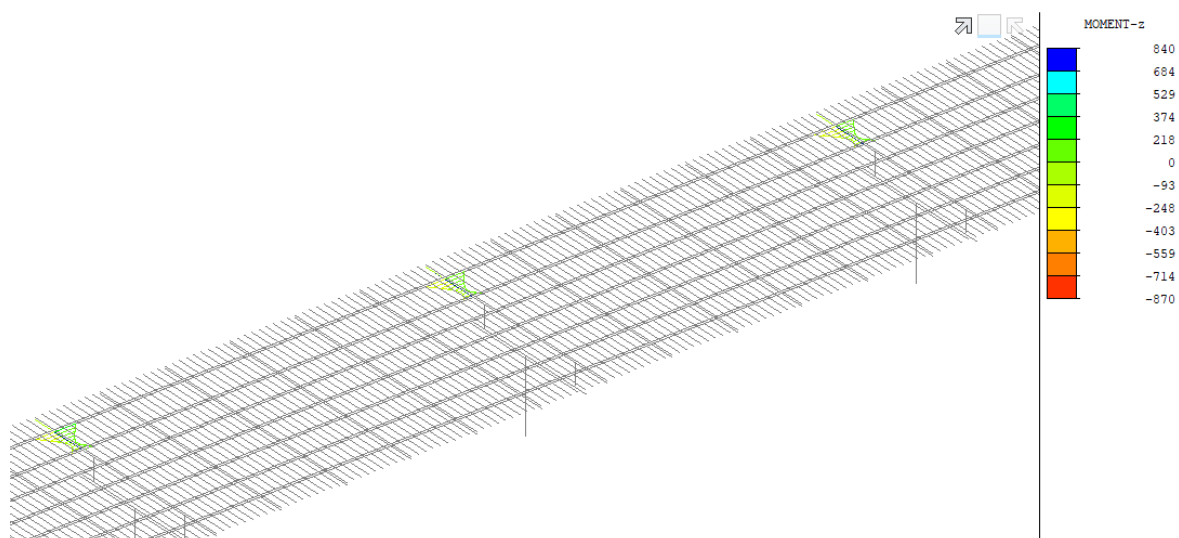
Obr. 27 Návrh krčních svarů po délce nosníku – hlavní nosník HNC

## 7.3. Nadpodporové příčníky – rozšíření

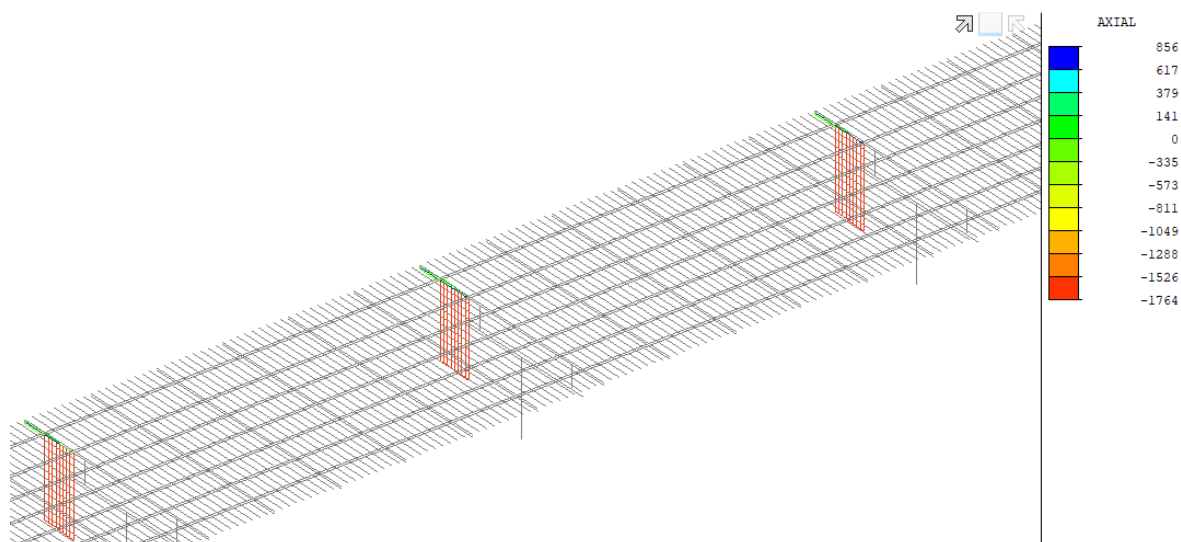
### 7.3.1. Vnitřní síly



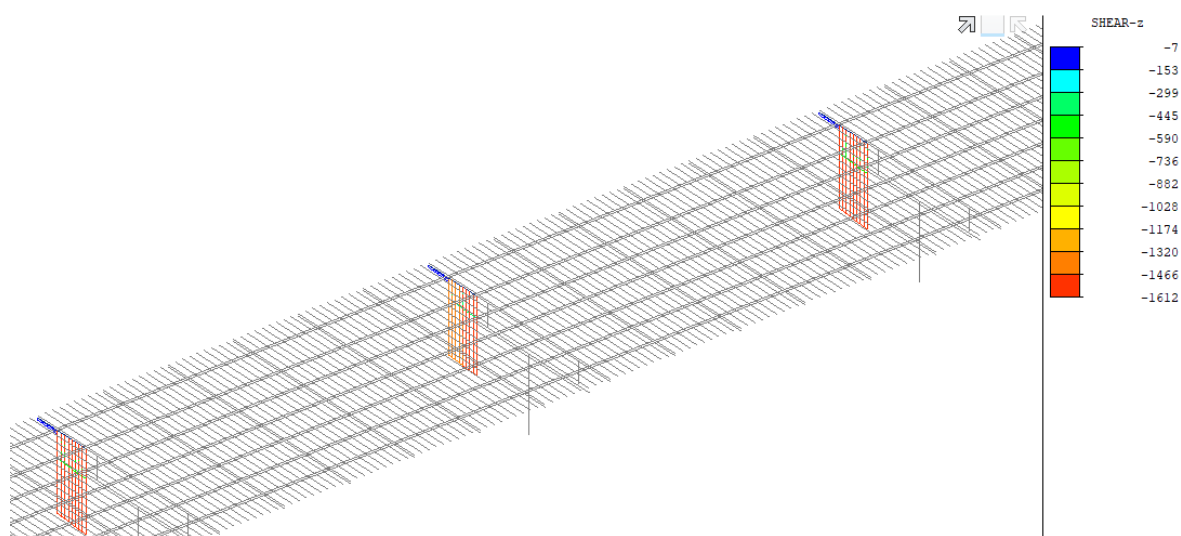
Obr. 28 Ohybový moment  $M_y$  (kNm)



Obr. 29 Ohybový moment  $M_z$  (kNm)

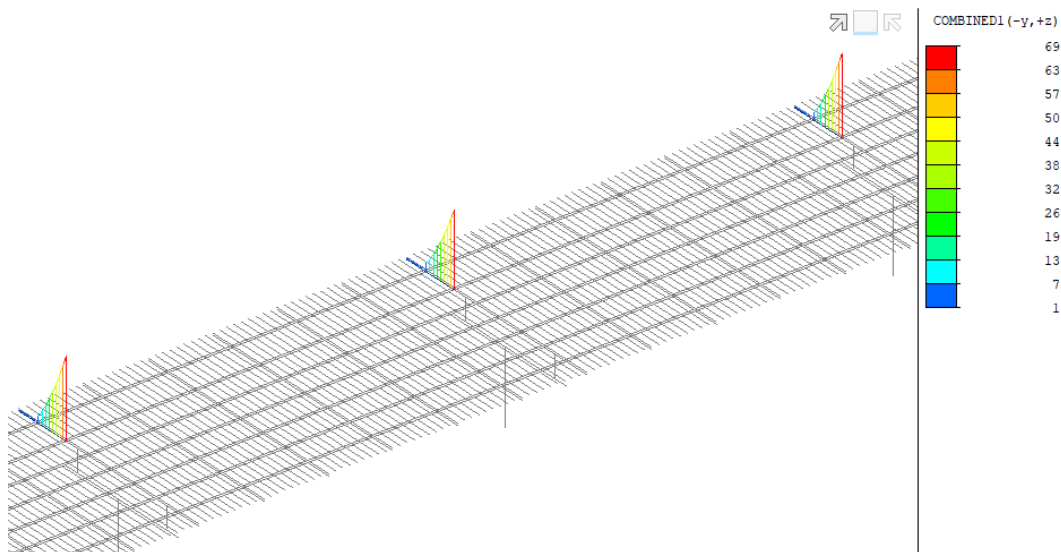


Obr. 30 Normálová síla  $N$  (kN)

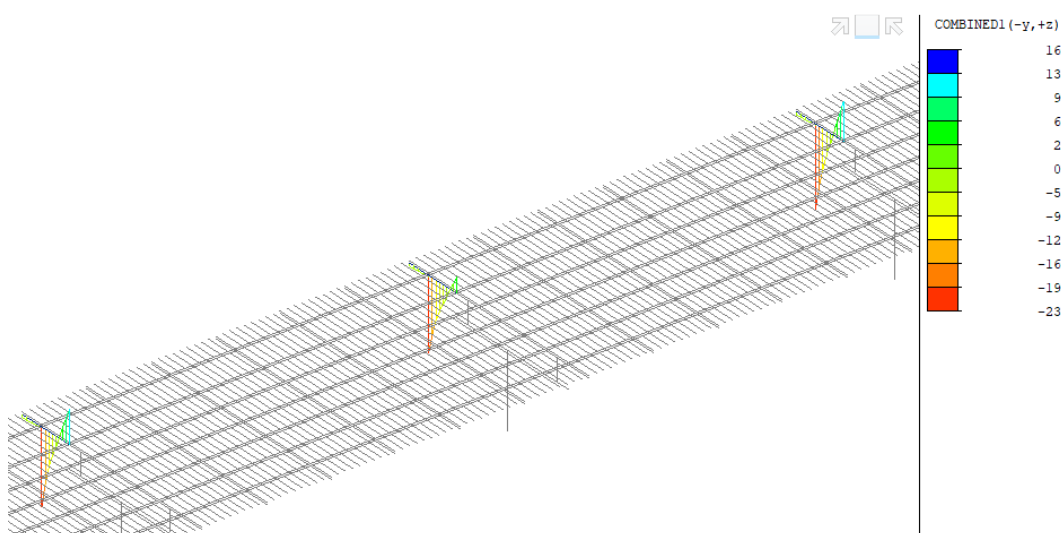


Obr. 31 Posouvající síla  $V_z$  (kN)

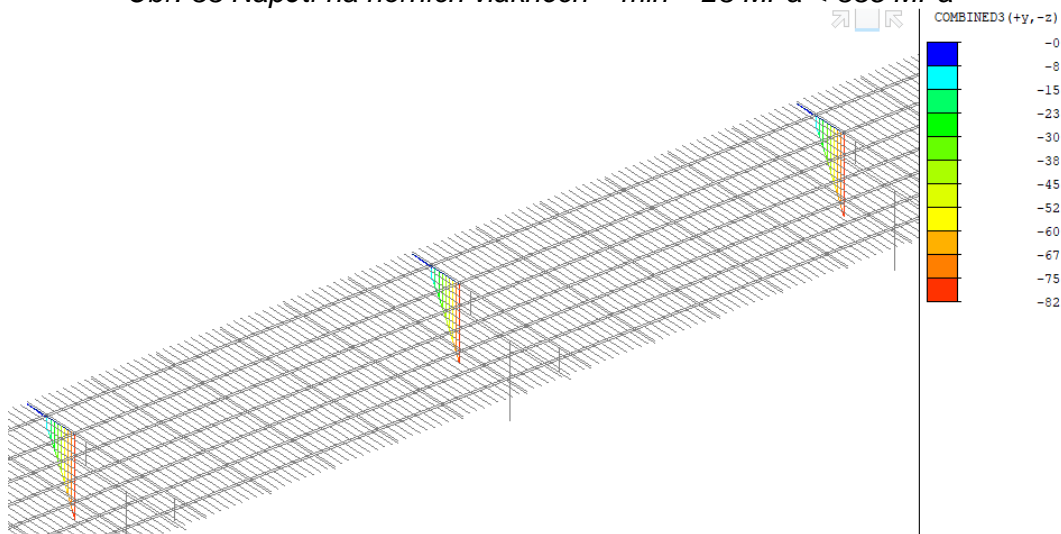
### 7.3.2. Napětí nadpodporových příčníků - rozšíření



Obr. 32 Napětí na horních vláknech – max = 69 MPa < 335 MPa

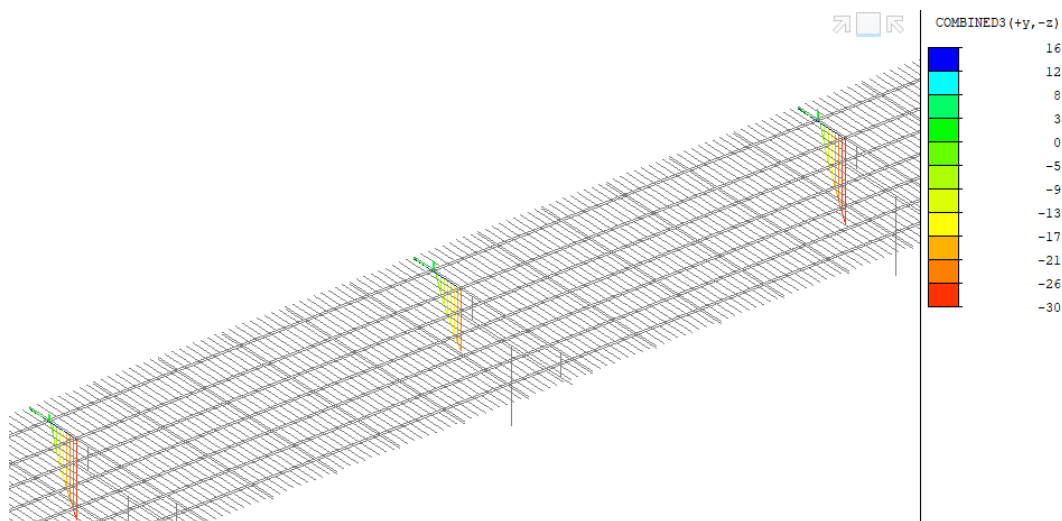


Obr. 33 Napětí na horních vláknech – min = 23 MPa < 335 MPa



Obr. 34 Napětí na dolních vláknech – max = 82 MPa < 335 MPa





Obr. 35 Napětí na dolních vláknech –  $\min = 30 \text{ MPa} < 335 \text{ MPa}$

### 7.3.3. Posouzení sprážení nadpodporového příčniku

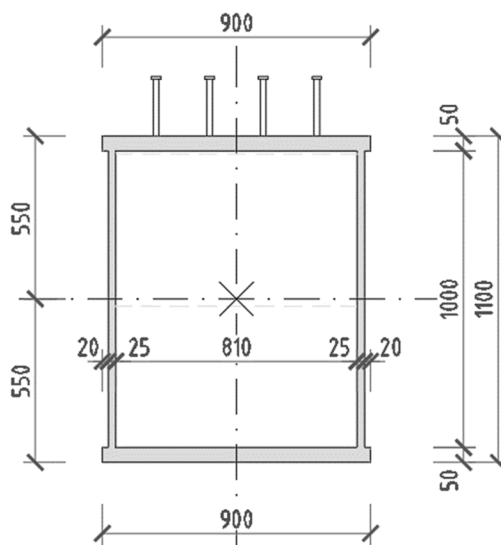
#### OCELOVÝ PRŮŘEZ

Geometrie průřezu

$h =$	1.100 m
$h_1 =$	1.000 m
$b_1 =$	0.900 m
$b_2 =$	0.900 m
$b_3 =$	0.810 m
$t_{f1} =$	0.050 m
$t_{f2} =$	0.050 m
$t_w =$	0.025 m

Průřezové charakteristiky

$A =$	0.140 m <sup>2</sup>
$z_h =$	0.550 m
$z_d =$	0.550 m
$y_b =$	0.450 m
$I_y =$	0.02899 m <sup>4</sup>
$I_z =$	0.00613 m <sup>4</sup>

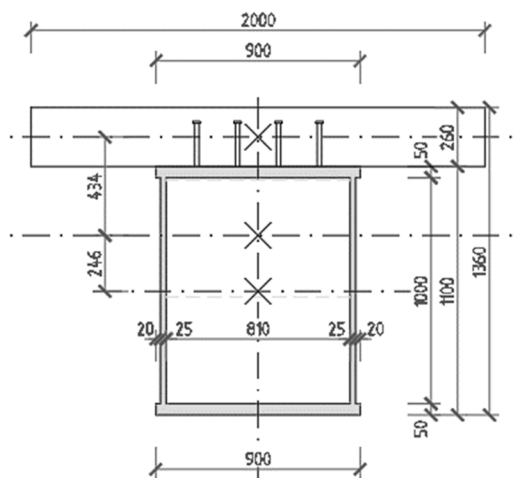


#### BETONOVÝ PRŮŘEZ

$h_c =$	0.260 m
$b_{eff} =$	2.000 m
$A_c =$	0.520 m <sup>2</sup>
$z_c =$	0.434 m
$I_c =$	0.00293 m <sup>4</sup>

## IDEÁLNÍ PRŮŘEZ

$E_s =$	210000 MPa
$E_c =$	34000 MPa
$n =$	6.18 -
$h_i =$	1.360 m
$A_i =$	0.224 m <sup>2</sup>
$c_{gi} =$	0.555 m
$I_{yi} =$	0.05378 m <sup>4</sup>



## SMYK OD POSOUVAJÍCÍ SÍLY

Smyk od posouvající síly příčniku a NK

$$V_{Ed,SW} = 601 \text{ kN}$$

Smyk od posouvající síly ULS

$$V_{Ed,ULS} = 1668 \text{ kN}$$

Smyk od posouvající síly na příčniku

$$V_{Ed} = 1067 \text{ kN}$$

$$V_{L,Ed} = (V_{Ed} \cdot z_c \cdot A_c) / n \cdot I_{yi} = 709 \text{ kN/m}$$

## NÁVRHOVÁ SÍLA NA SPŘAŽENÍ

Celková smyková síla

$$F_{Ed} = 709 \text{ kN/m}$$

Průměr dřívku trnu

$$\phi = 22 \text{ mm}$$

Mez pevnosti v tahu materiálu

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

Dílčí součinitel

$$\gamma_v = 1.25 -$$

Charakteristická pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Jmenovitá výška trnu

$$h_{sc} = 0.2 \text{ m}$$

Porušení trnu

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / (4 \cdot \gamma_v) = 109 \text{ kN}$$

Porušení okolního betonu

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot E_{cm} / \gamma_v = 113 \text{ kN}$$

$$h_{sc}/d = 9.1 -$$

pro  $h_{sc}/d > 4$

$$\alpha = 1 -$$

pro  $3 < h_{sc}/d \leq 4$

$$\alpha = 2.02 -$$

$$\rightarrow \alpha = 1$$

Únosnost jednoho trnu

$$P_{Rd} = 109 \text{ kN}$$

Minimální počet spřahovacích prostředků

$$n = 6 \text{ ks/m}$$

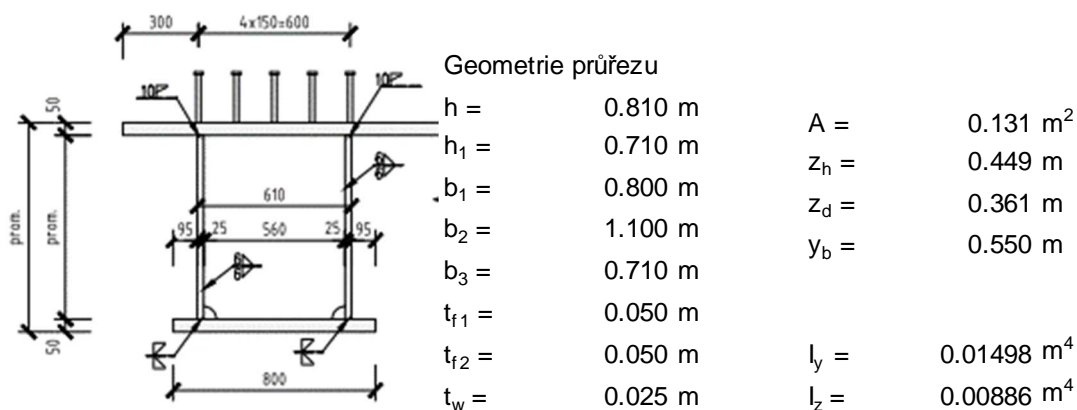
$$\text{navrženo } 27 \text{ ks/m}$$

$$F_{Ed} = 709 \text{ kN/m} \leq F_{Rd} = 2919 \text{ kN/m} \quad \text{VYHOVUJE}$$

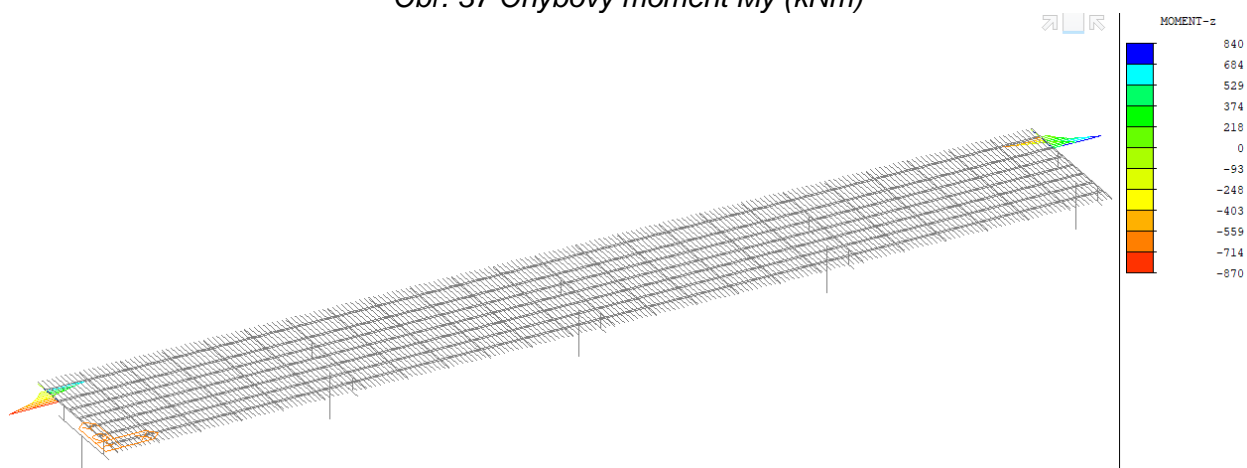
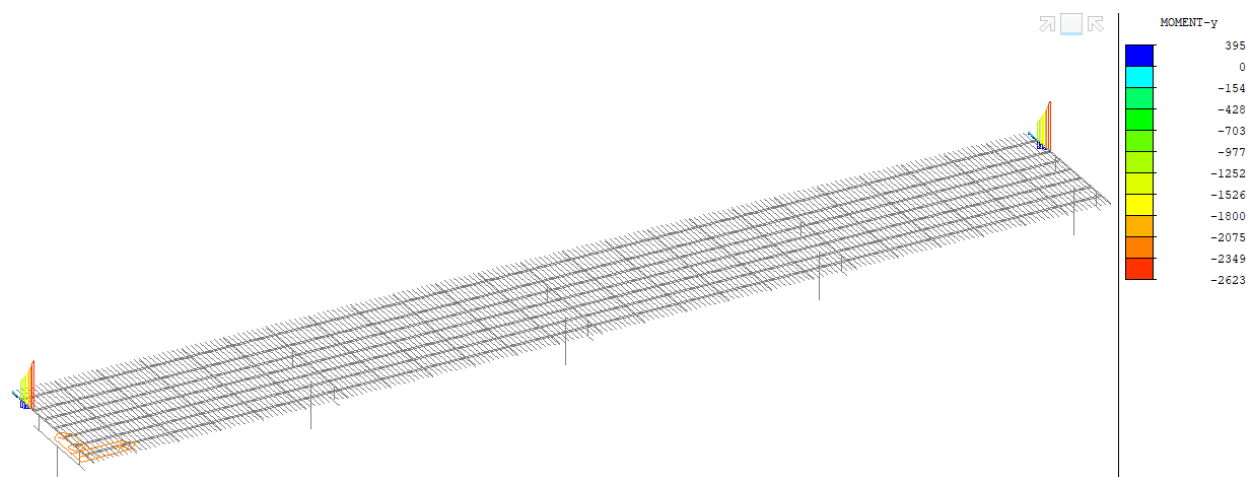


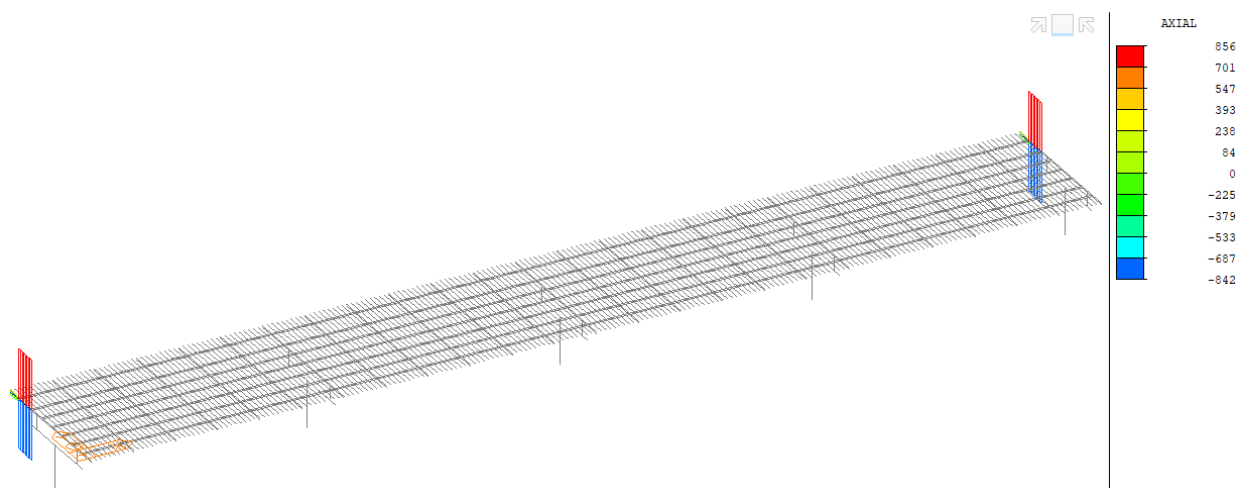


### 7.4.1. Průřezové charakteristiky

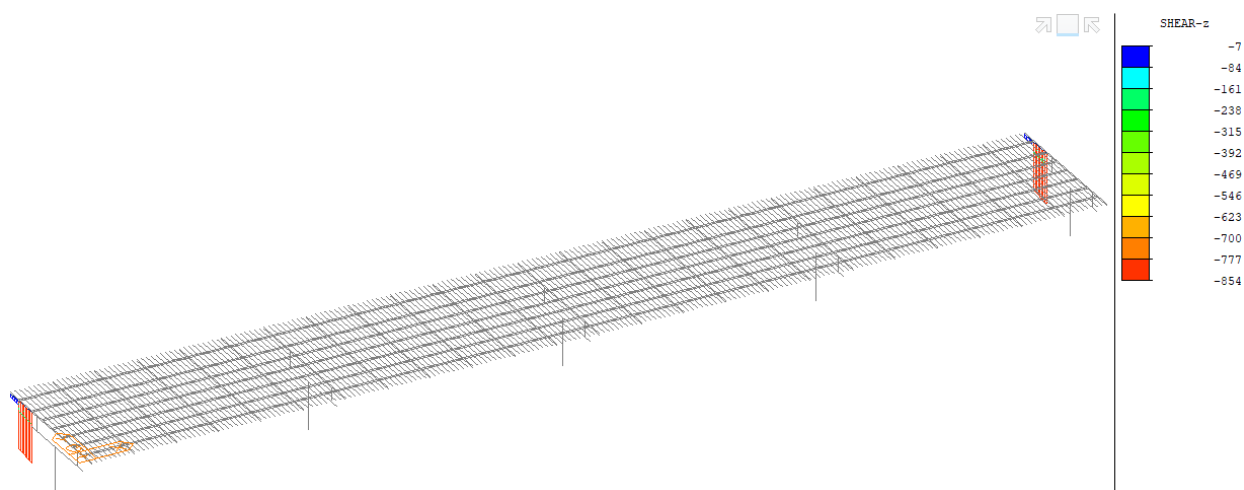


### 7.4.2. Vnitřní síly





Obr. 39 Normálová síla  $N$  (kN)



Obr. 40 Posouvající síla  $V_z$  (kN)

### 7.4.3. Posouzení koncového příčnicku

#### KOMBINACE TLAKOVÉ SÍLY A OHYBOVÝCH MOMENTŮ

Délka nosníku	$L =$	2.000 m
Součinitel vzpěrné délky:	$\beta =$	1.00
Kritická délka:	$L_{cr} = \beta L =$	2.000 m
Modul pružnosti:	$E =$	210000 MPa
Hodnota meze kluzu:	$f_y =$	335 MPa
Průřezová plocha:	$A =$	0.131 m <sup>2</sup>
Moment setrvačnosti:	$I_s =$	8.86E-03 m <sup>4</sup>
Poloměr setrvačnosti:	$i_s = (I_s/A)^{0,5} =$	0.260612 m
Štíhlost:	$\lambda_s = L_{cr}/i_s =$	7.67
	$\rightarrow \beta_A =$	1.0

#### Výpočet součinitele vzpěrnosti

	$\lambda_1 = \pi \cdot (E/f_y)^{0,5} = 93,9 \cdot (235/f_y)^{0,5} =$	78.65
	$\lambda' = (\lambda_e/\lambda_1) \cdot (\beta_A)^{0,5} =$	0.10
Součinitel imperfekce	$\alpha_1 =$	0.49
	$\Phi = 0,5[1 + \alpha_1(\lambda' - 0,2) + \lambda'^2] =$	0.48
Součinitel vzpěrnosti:	$\chi = 1/[\Phi + (\Phi^2 - \lambda'^2)^{0,5}] =$	1

Tlaková síla:	$N_{Rk} = A \cdot F_y =$	43718 kN
Návrhová tlaková síla:	$N_{Ed} =$	842 kN

#### Ohybový moment kolem osy Y:

Součinitel vzpěrnosti s vlivem klopení:	$\chi_{LT} =$	1
Moment setrvačnosti:	$I_y =$	0.01498 m <sup>4</sup>
Rameno:	$z =$	0.448678 m
Průřezový modul:	$W_y =$	0.033387 m <sup>3</sup>
Návrhová ohybová únosnost:	$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_y =$	11185 kNm

#### Ohybový moment kolem osy Z:

Moment setrvačnosti:	$I_z =$	0.00886 m <sup>4</sup>
Rameno:	$y =$	0.550 m
Průřezový modul:	$W_z =$	0.016115 m <sup>3</sup>
Návrhová ohybová únosnost:	$M_{z,Rk} = f_y \cdot W_z =$	5399 kNm

#### Návrhové ohybové momenty:

$M_{y,Ed} =$	2623 kNm
$M_{z,Ed} =$	870 kNm



### Součinitele interakce

$$\begin{aligned} k_{yy} &= 1 \\ k_{yz} &= 1 \\ k_{zy} &= 1 \\ k_{zz} &= 1 \end{aligned}$$

### Interakce normálové síly a ohybových momentů:

$$(N_{Ed}/(\chi \cdot N_{Rk})) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk})) + k_{yz} \cdot (M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \leq 1$$

$$0.41 \leq 1 \quad \text{OK}$$

### SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Hodnota meze kluzu:  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel únosnosti průřezu:  $\gamma_{M0} = 1.25$

Návhová hodnota smykové síly:  $V_{Ed} = 854 \text{ kN}$

Smyková plocha:  $A = 0.036 \text{ m}^2$

Plastická únosnost ve smyku:  $V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} = 5821 \text{ kN}$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 0.15 \leq 1.0 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Smyková síla je méně než polovina plastické smykové únosnosti ( $0,15 \leq 0,5$ ), není nutné dále redukovat únosnost průřezu  $f_y$ .

### 7.4.4. Posouzení spřažení na koncovém příčnicku

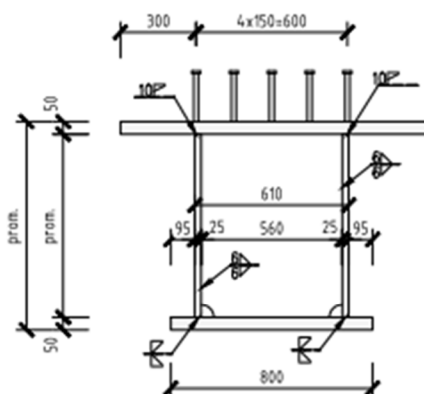
#### OCELOVÝ PRŮŘEZ

Geometrie průřezu

$$\begin{aligned} h &= 0.810 \text{ m} \\ h_1 &= 0.710 \text{ m} \\ b_1 &= 0.800 \text{ m} \\ b_2 &= 1.100 \text{ m} \\ b_3 &= 0.710 \text{ m} \\ t_{f1} &= 0.050 \text{ m} \\ t_{f2} &= 0.050 \text{ m} \\ t_w &= 0.020 \text{ m} \end{aligned}$$

Průřezové charakteristiky

$$\begin{aligned} A &= 0.123 \text{ m}^2 \\ z_h &= 0.451 \text{ m} \\ z_d &= 0.359 \text{ m} \\ y_b &= 0.550 \text{ m} \end{aligned}$$

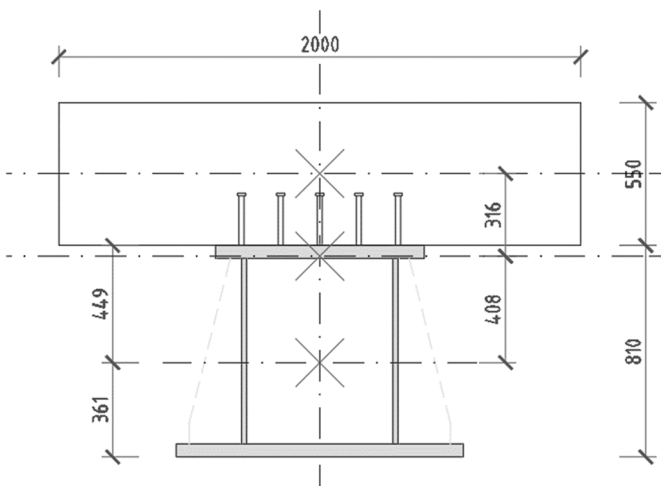


### BETONOVÝ PRŮŘEZ

$h_c =$	0.550 m
$b_{eff} =$	3.150 m
$A_c =$	1.733 m <sup>2</sup>
$z_c =$	0.222 m
$I_c =$	0.04367 m <sup>4</sup>

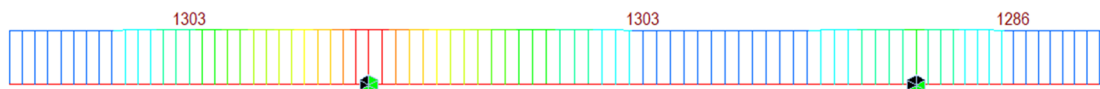
### IDEÁLNÍ PRŮŘEZ

$E_s =$	210000 MPa
$E_c =$	34000 MPa
$n =$	6.18 -
$h_i =$	1.360 m
$A_i =$	0.404 m <sup>2</sup>
$c_{gi} =$	0.497 m
$I_{yi} =$	0.06693 m <sup>4</sup>



Dle ČSN en 1994-2, kap. 6.6.2.4. se má zohlednit ve výpočtu soustředný podélný smyk na konci betonové desky způsobený primárním účinkem smršťování. Normálová síla v betonové desce je poté rovna podélné smykové síle působící na spřahovací trny.

### SMYK OD SMRŠŤOVÁNÍ BETONU



Normálová síla od smršťování

$$N_s = 1303 \text{ kN}$$

Součinitel

$$\gamma_g = 1.2 -$$

$$N_{sd} = 1564 \text{ kN/m}$$

### SMYK OD POSOUVAJÍCÍ SÍLY

Smyk od posouvající síly příčniku a NK

$$V_{Ed,SW} = 327 \text{ kN}$$

Smyk od posouvající síly ULS

$$V_{Ed,ULS} = 935 \text{ kN}$$

Smyk od posouvající síly na příčniku

$$V_{Ed} = 608 \text{ kN}$$

$$V_{L,Ed} = (V_{Ed} \cdot z_c \cdot A_c) / (n \cdot I_{yi}) = 565 \text{ kN/m}$$

## NÁVRHOVÁ SÍLA NA SPŘAŽENÍ

Celková smyková síla  $F_{Ed} = 2129 \text{ kN/m}$

Průměr dřívku trnu  $\phi = 22 \text{ mm}$

Mez pevnosti v tahu materiálu  $f_u = 450 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel  $\gamma_v = 1.25 -$

Charakteristická pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Jmenovitá výška trnu  $h_{sc} = 0.2 \text{ m}$

Porušení trnu  $P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / (4 \cdot \gamma_v) = 109 \text{ kN}$

Porušení okolního betonu  $P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot E_{cm} / \gamma_v = 110 \text{ kN}$

$h_{sc}/d = 9.1 -$

pro  $h_{sc}/d > 4$   $\alpha = 1 -$

pro  $3 < h_{sc}/d \leq 4$   $\alpha = 2.02 -$

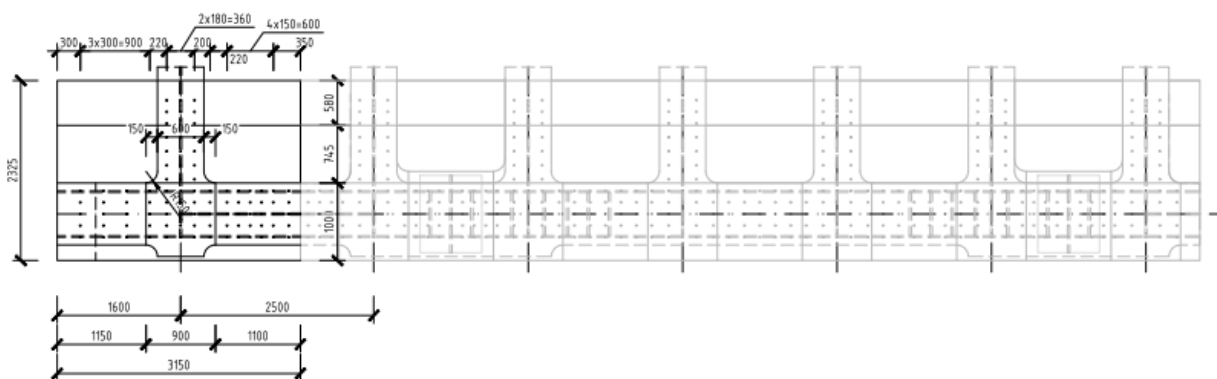
$\rightarrow \alpha = 1$

Únosnost jednoho trnu  $P_{Rd} = 109 \text{ kN}$

Minimální počet spřahovacích prostředků  $n = 19 \text{ ks/m}$   
navrženo  $33 \text{ ks/m}$

$F_{Ed} = 2129 \text{ kN/m} \leq F_{Rd} = 3649 \text{ kN/m}$  **VYHOVUJE**

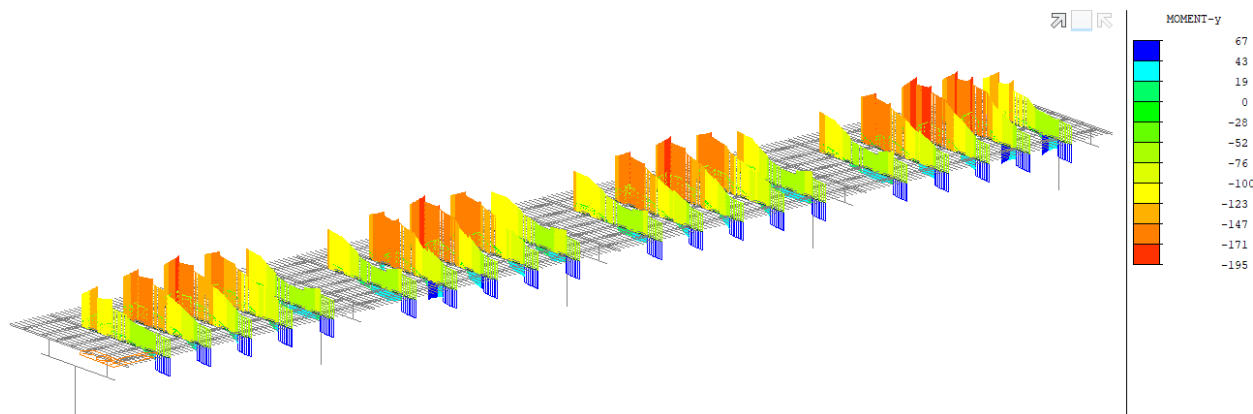
### PŮDORYS - NAD OPĚROU 1:50



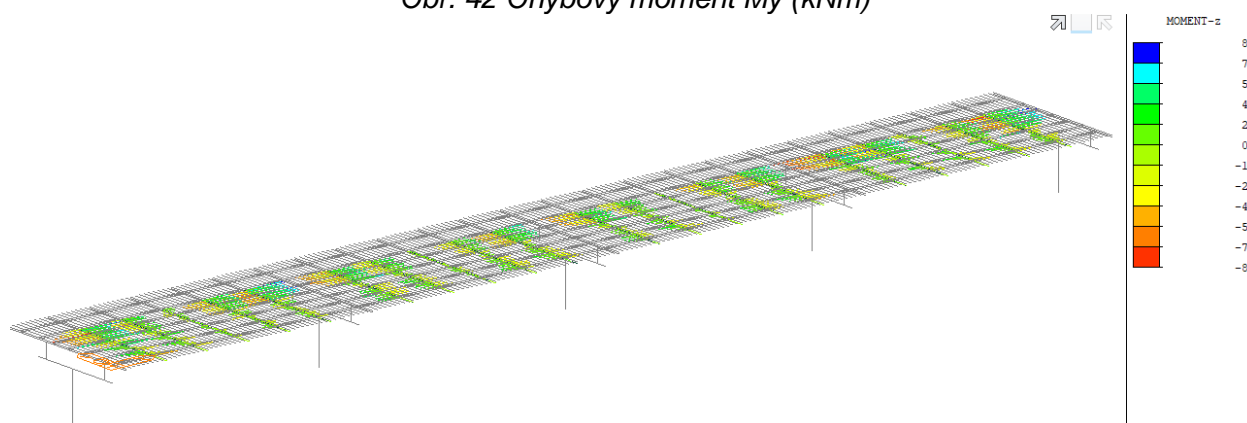
Obr. 41 Schéma rozmístění spřahovacích trnů

## 7.5. Běžný příčník – účinky od jeřábu

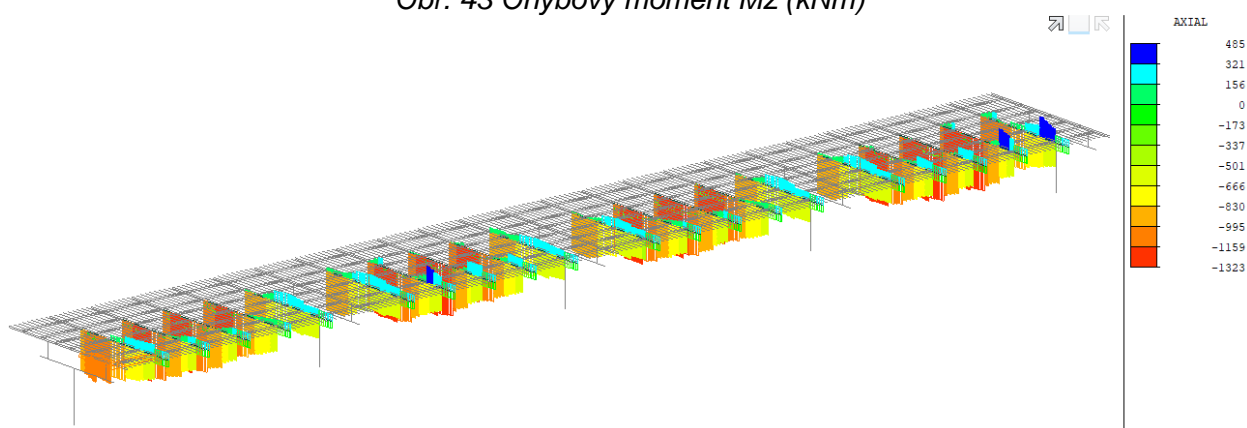
### 7.5.1. Vnitřní síly



Obr. 42 Ohybový moment  $M_y$  (kNm)

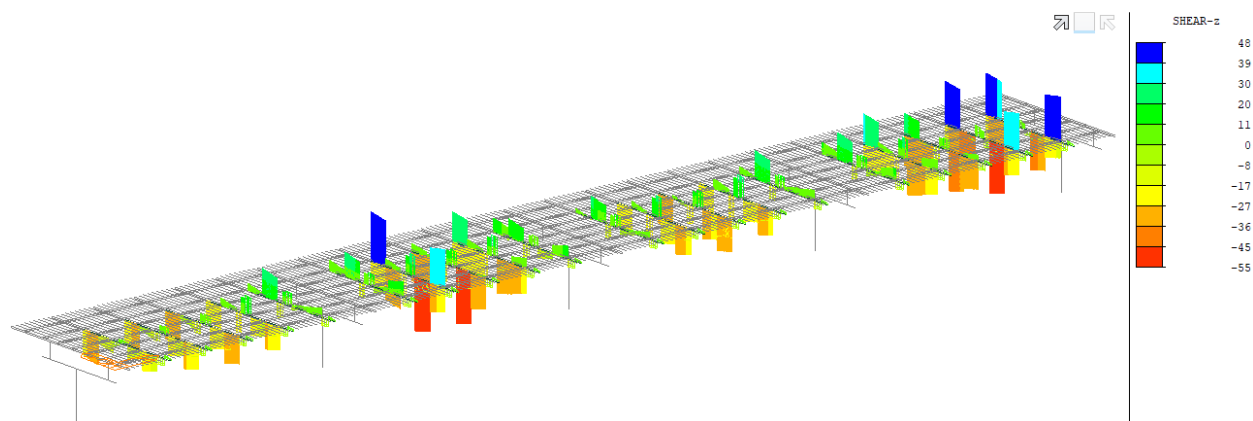


Obr. 43 Ohybový moment  $M_z$  (kNm)



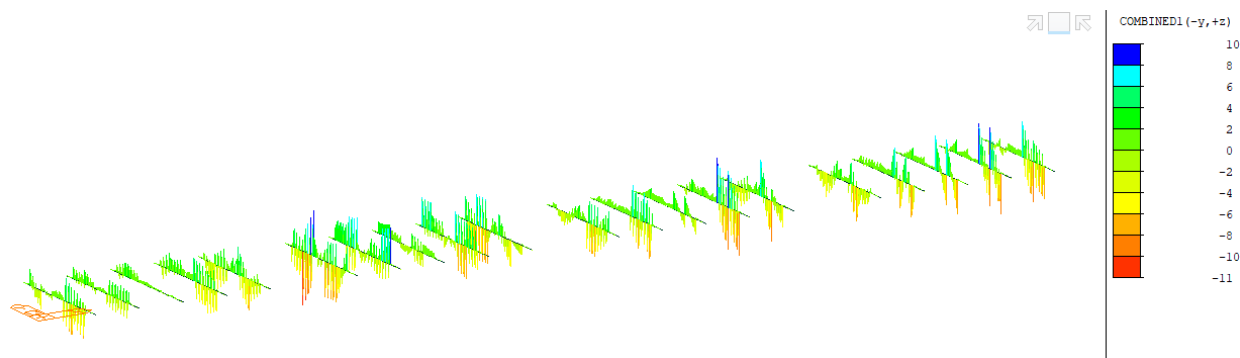
Obr. 44 Normálová síla  $N$  (kN)



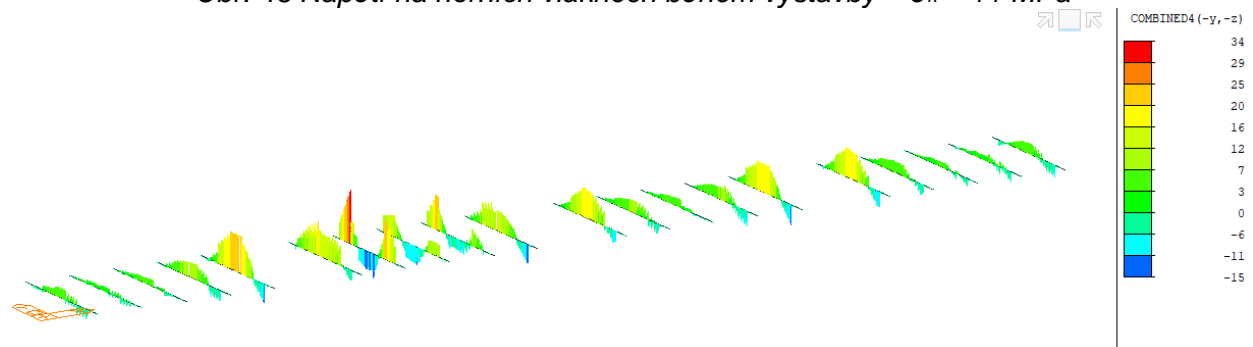


Obr. 45 Posouvající síla Vz (kN)

## 7.5.2. Napětí běžných příčníků



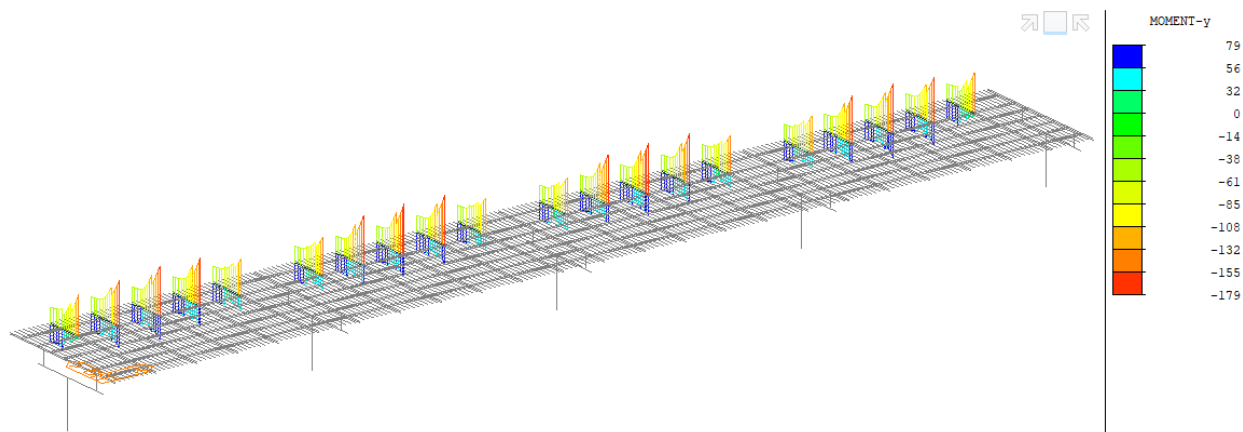
Obr. 46 Napětí na horních vláknech během výstavby –  $\sigma_k = 11$  MPa



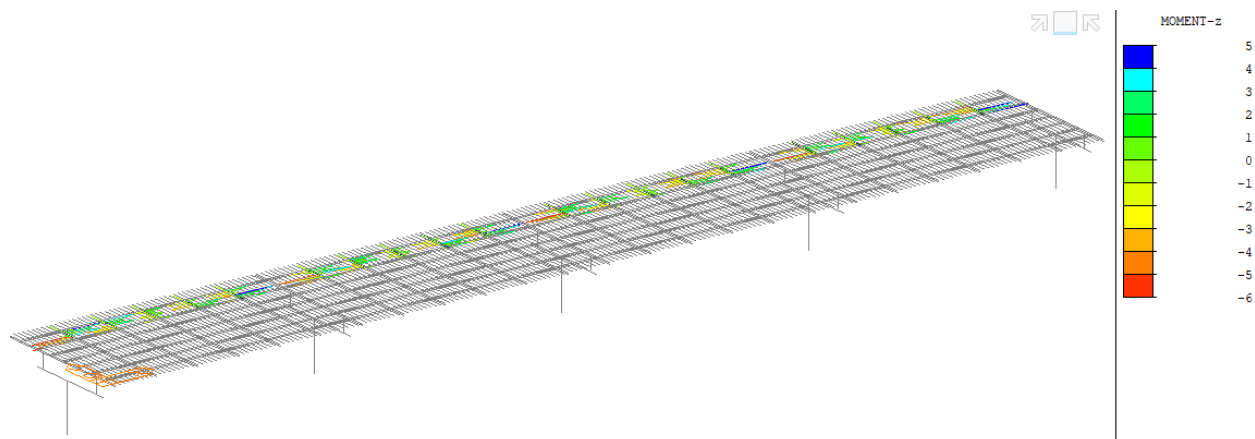
Obr. 47 Napětí na horních vláknech během výstavby –  $\sigma_k = 34$  MPa

## 7.6. Běžný příčník – rozšíření

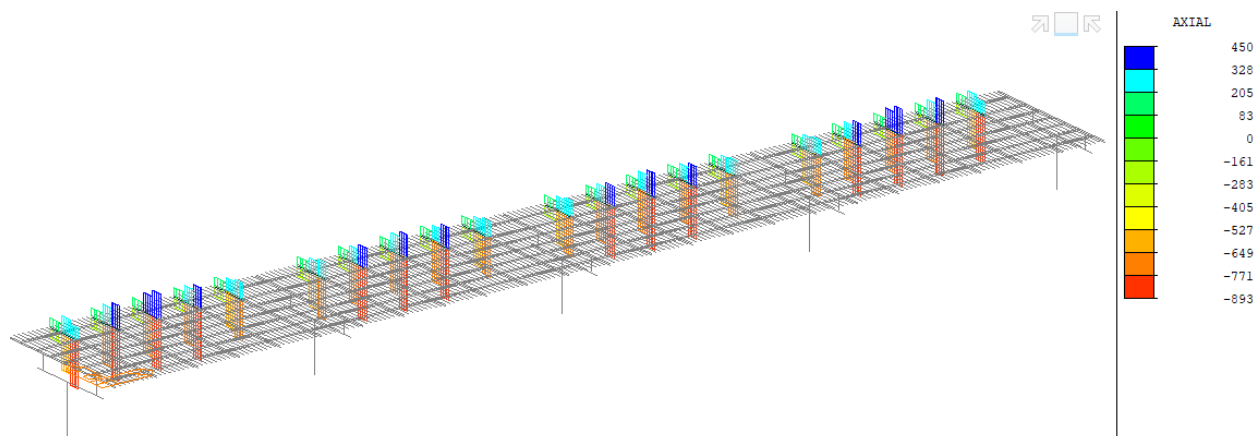
### 7.6.1. Vnitřní síly



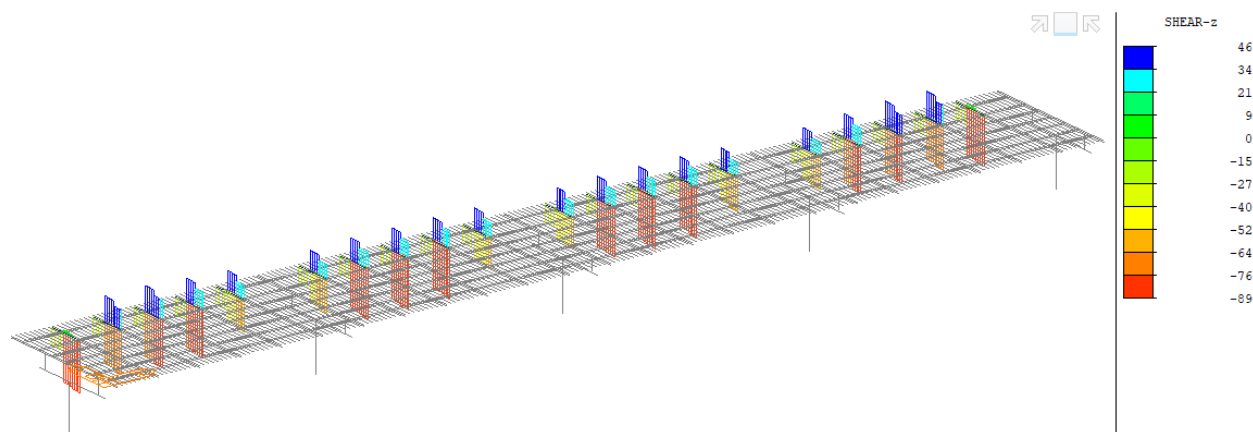
Obr. 48 Ohybový moment  $M_y$  (kNm)



Obr. 49 Ohybový moment  $M_z$  (kNm)

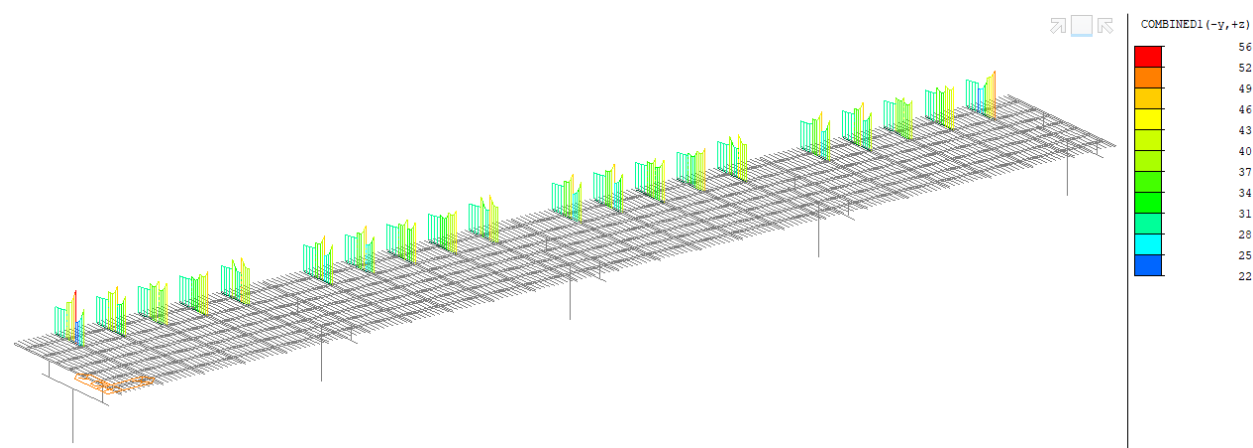


Obr. 50 Normálová síla  $N$  (kNm)

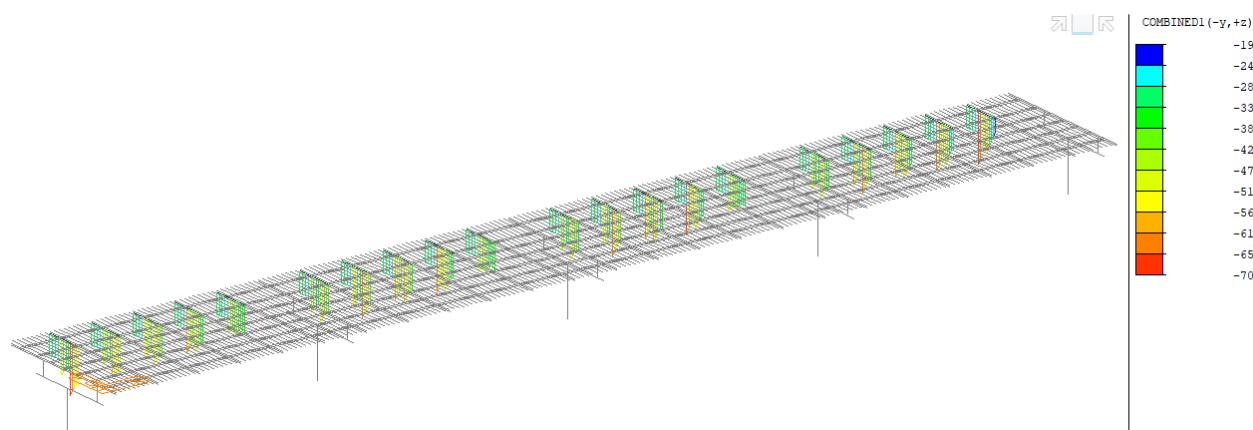


Obr. 51 Posouvající síla  $V_z$  (kN)

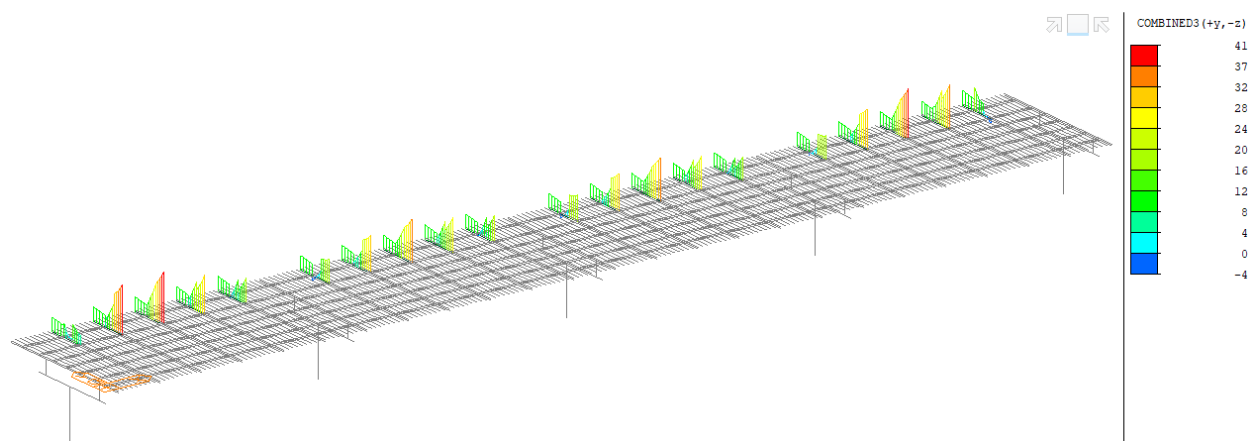
## 7.6.2. Napětí běžných příčníků



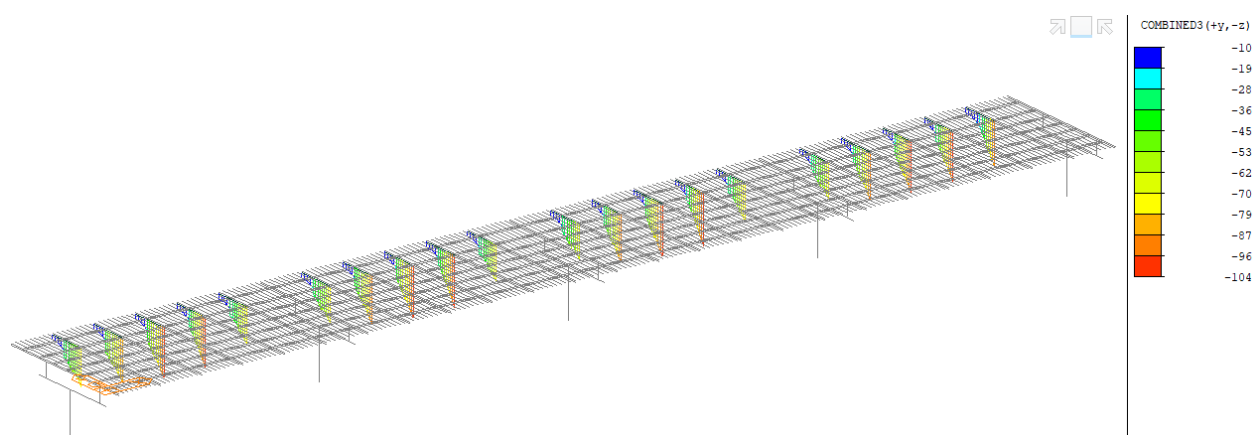
Obr. 52 Napětí na horních vláknech – max = 56 MPa < 355 MPa



Obr. 53 Napětí na horních vláknech – min = 70 MPa < 355 MPa



Obr. 54 Napětí na dolních vláknech – max = 88 MPa < 355 MPa



Obr. 55 Napětí na dolních vláknech – min = 104 MPa < 355 MPa

## 8. SPŘAHOVACÍ DESKA – PODÉLNÝ SMĚR

Nová část ŽB desky pod cyklostezkou byla v podélném směru dimenzována na účinky od ohybu a normálové síly. Z důvodu uvažování vlivu trhlin ve výpočtovém modelu podélného směru bylo nutné při dimenzování podélné výztuže započítat i vliv tahového zpevnění betonu mezi trhlinami. Při ověřování napjatosti v průřezích s trhlinami byly zanedbány primární účinky od smršťování. Deska přenáší tak lokální ohybové namáhání pod nápravami vozidel.

Vliv tahového zpevnění betonu mezi trhlinami byl stanovený dle ČSN EN 1994-2:

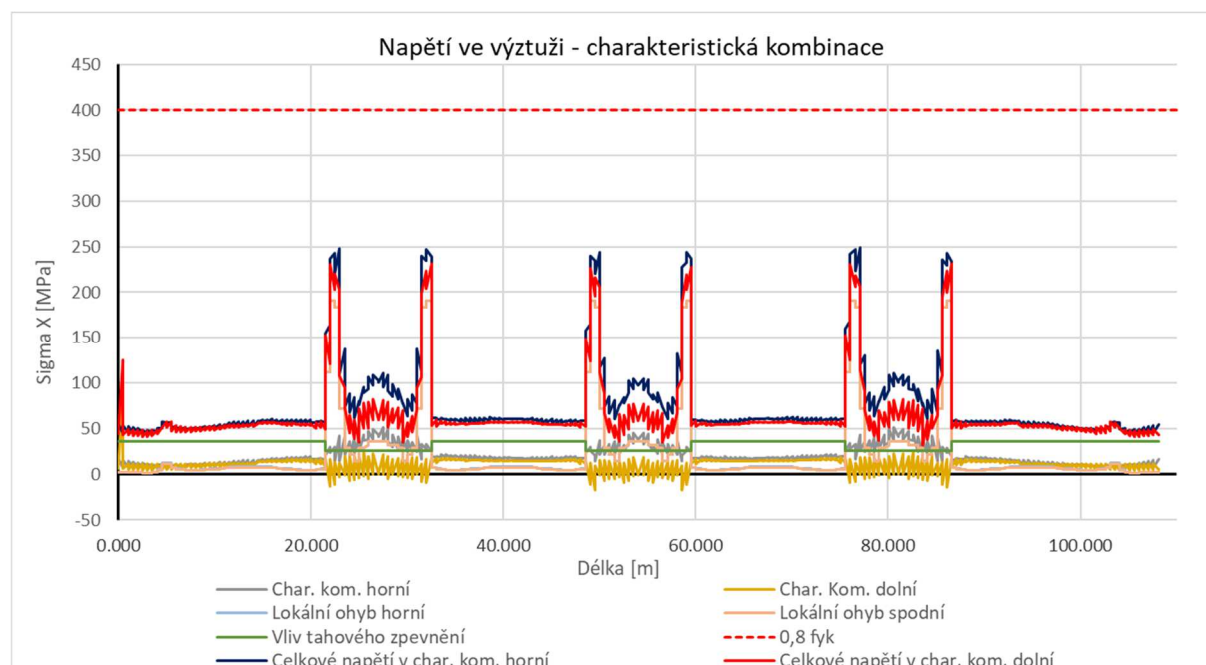
$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

Finální návrh výztuže v podélném směru byl založený na součtu nutných ploch výztuže na účinky podélného ohybu (zvětšený o účinky tahového zpevnění betonu) a výztuže na účinky lokálního ohybu pod nápravami. Pro kombinaci globálních účinků od podélného ohybu a lokálních účinků od ohybu desky pod nápravou byly využity kombinační pravidla podle ČSN EN 1993-2 – příloha E.

**100% globální účinek + 90% lokální účinek**  
**90% globální účinek + 100% lokální účinek**

### 8.1. Návrh podélné výztuže – deska pod cyklostezkou

Pro zachycení tahů v podélném směru byla navržena výztuž  $\phi 20/150$  při obou površích v poli a  $\phi 25/150$  při obou površích nad podporami.



Obr. 56 maximální tahové napětí je v přípustných mezích

## 8.2. Kontrola šířky trhlin – deska pod cyklostezkou

Trhliny byly posouzeny dle ČSN EN 1994-2, kapitola 7.4.2. v oblastech spřahující desky, kde se očekává tah, bylo kontrolováno množství soudržné výztuže požadované na omezení maximální šířky trhlin :

$$A_s = \frac{k_s k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct}}{\sigma_s}$$

### NA.2.26 Článek 7.3.1 (105) Omezení trhlin – obecné předpoklady, Poznámka 1

Doporučená definice dekomprese se v ČR nemění.

Hodnota  $w_{max}$  [mm] doporučená pro ČR je uvedena v tabulce NA.1.

Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty  $w_{max}$  a odpovídající kombinační pravidla<sup>d), f), g)</sup>

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjaté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjatý beton	Dodatečně předpjatý beton	
		Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 <sup>c)</sup>	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 <sup>c)</sup>	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2 a PL3 <sup>c)</sup>
X0, XC1	0,4 <sup>a)</sup>	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 <sup>b)</sup>	0,2 <sup>b)</sup>	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese <sup>e)</sup>	0,1 <sup>b)</sup>	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerozhoduje	Nulový tah ve spáře: charakteristická kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

<sup>a)</sup> Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

<sup>b)</sup> Pro tyto případy musí být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

<sup>c)</sup> Stupně protikorozní ochrany (*Protection Level*) předpínací výztuže – viz tabulka NA.2 a tabulka NA.3.

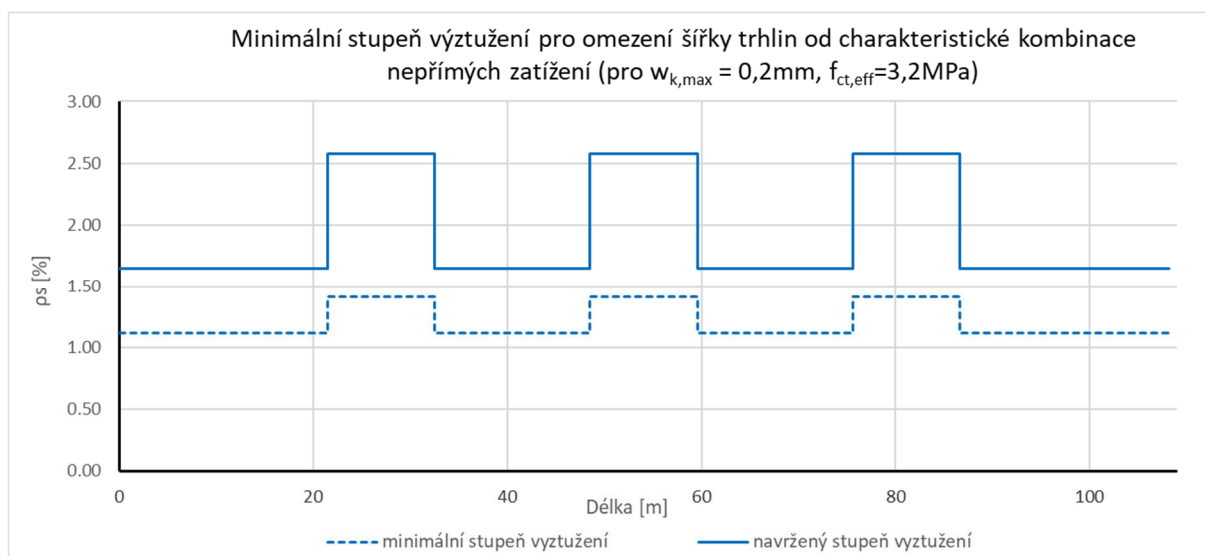
<sup>d)</sup> Tato tabulka není určena pro hodnocení existujících (ani nových) konstrukcí.

<sup>e)</sup> Pro tento případ musí být také posouzena šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci zatížení.

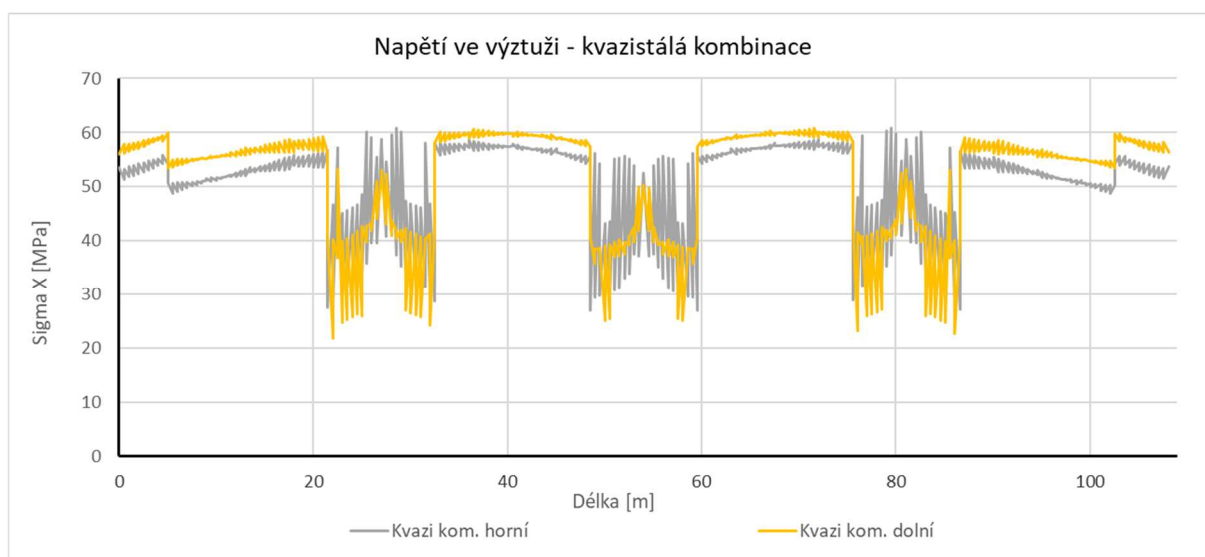
<sup>f)</sup> Tato tabulka platí pro konstrukce působící v obou směrech jako železobetonové nebo jako předpjaté stejným druhem předpínací výztuže (výztuž se soudržností, výztuž bez soudržnosti). Doporučuje se tabulku použít a uvažovat přísnější požadavky i v případě, kdy je konstrukce navržena v podélném a v příčném směru rozdílně (např. v podélném směru působí jako předpjatá výztuž se soudržností a v příčném směru jako železobetonová).

<sup>g)</sup> Spřažené desky spolupůsobící s předpjatými nosníky se uvažují jako železobetonové, pokud po jejich betonáži již není do konstrukce vneseno další předpětí.



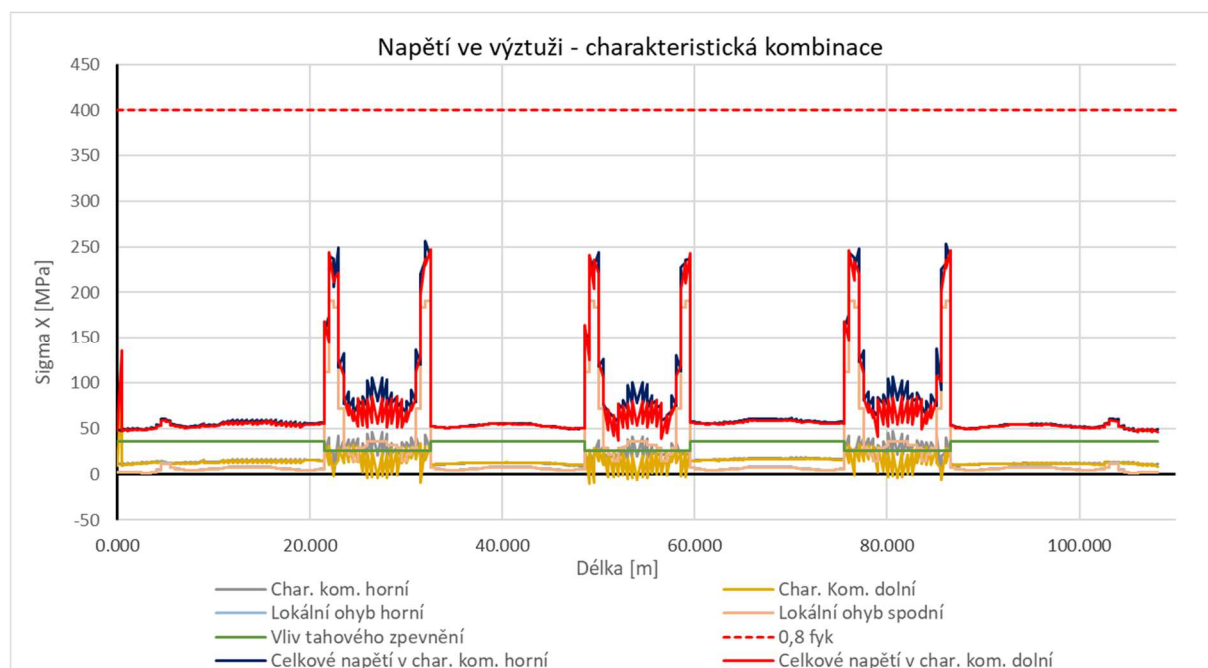


Z důvodu omezení šířky trhlin způsobeným přímým zatížením byly kontrolovány maximální průměry výztuže a jejich vzdálenosti v souladu s tabulkami 7.1 a 7.2 normy ČSN EN 1994-2. návrhová šířka trhlin pro kvazistálou kombinaci zatížení byla uvažována  $w_k = 0,2\text{ mm}$ .



### 8.3. Posouzení podélné výztuže – účinky od jeřábu

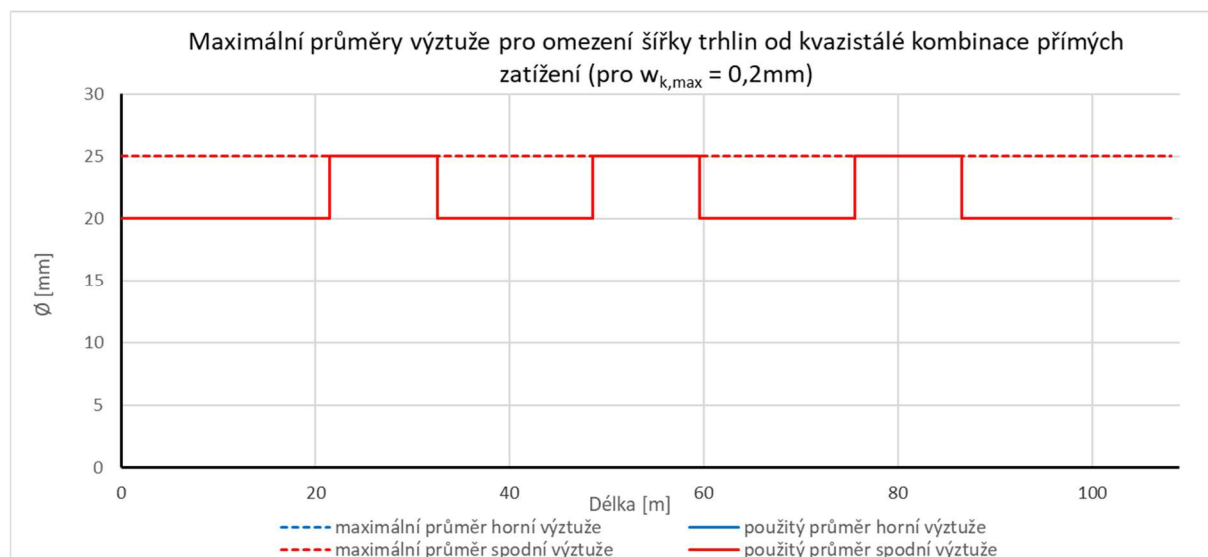
Stávající část ŽB desky z 1.etapy výstavby byla v podélném směru dimenzována na účinky od ohybu a normálové síly na zatížení od jeřábu během montáže levé části mostu pod cyklostezkou.



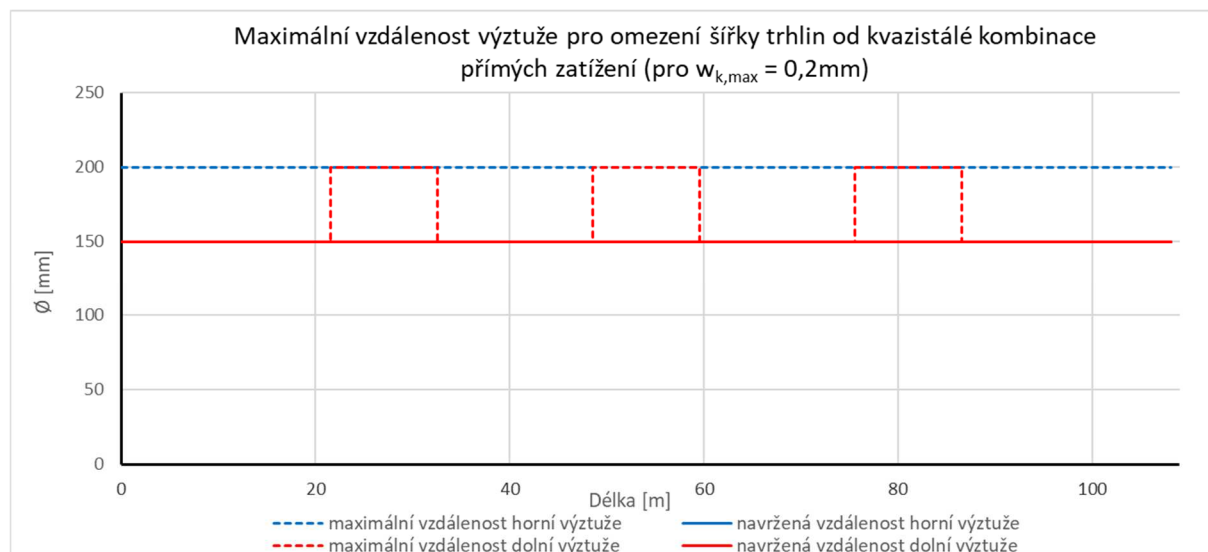
*Obr. 57 maximální tahové napětí od účinků jeřábu je v přípustných mezích*



## Kontrola maximálního průměru výztuže podle tabulky 7.1 normy ČSN EN 1994-2



## Kontrola maximální vzdálenosti výztuže podle tabulky 7.2 normy ČSN EN 1994-2

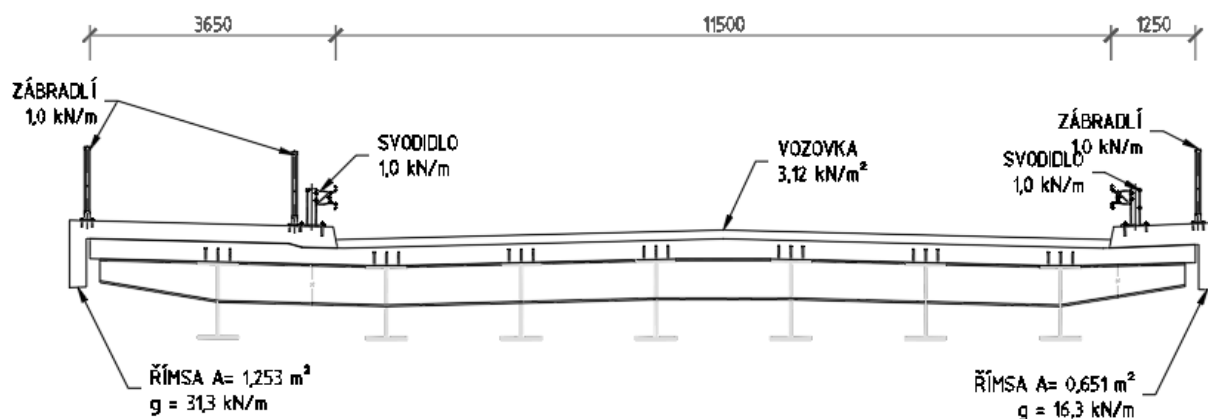


## 9. PŘÍČNÝ SMĚR – ŽB DESKA POD CYKLOSTEZKOU

### 9.1. Zatížení

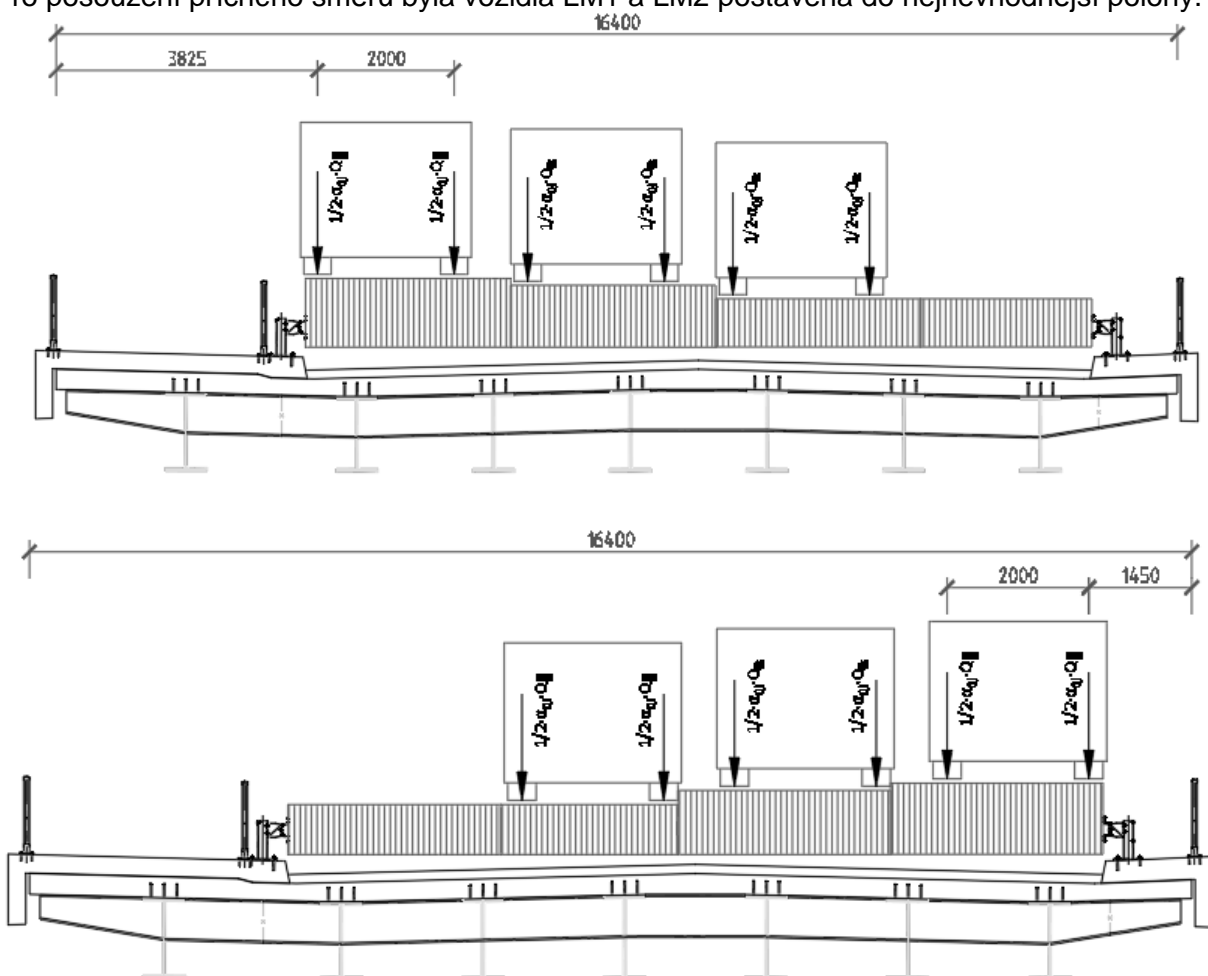
#### 9.1.1. Vlastní tíha a ostatní stálé

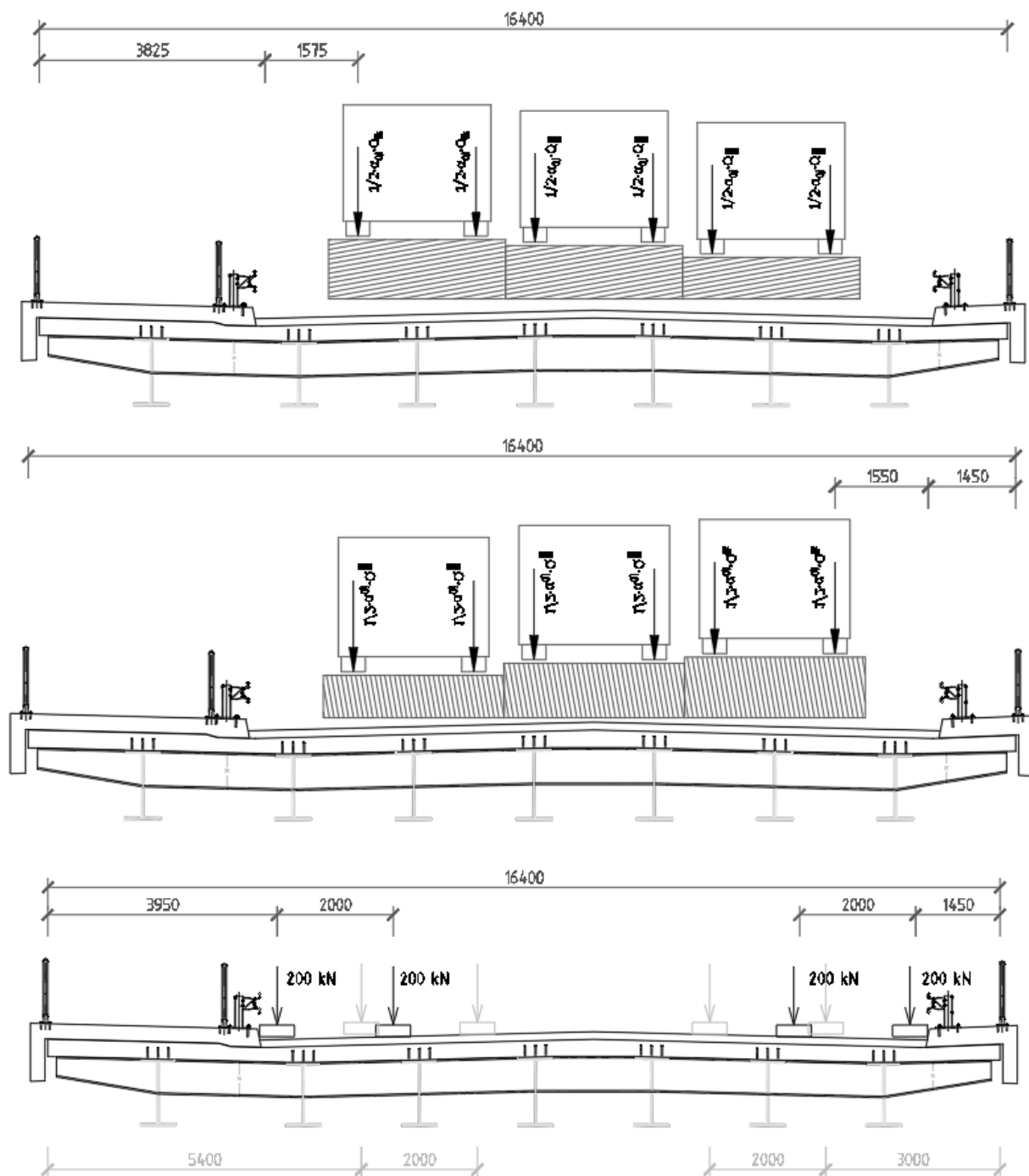
Vlastní tíha betonové desky byla generována programem MIDAS.



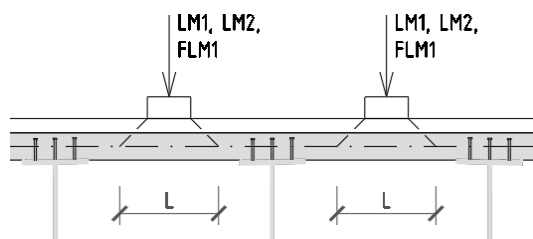
#### 9.1.2. Zatížení dopravou

Pro posouzení příčného směru byla vozidla LM1 a LM2 postavena do nejnevhodnější polohy.

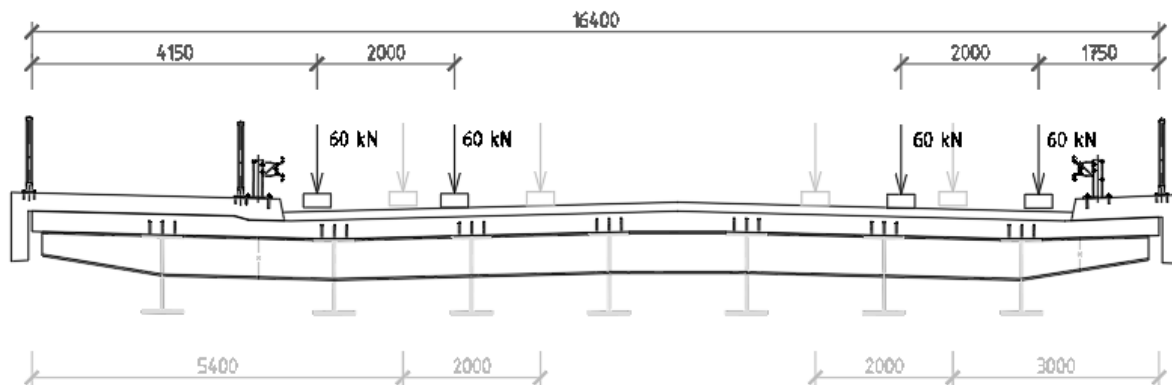




Kolo vozidla bylo rozneseno vozovkou a betonovou deskou pod úhlem 45° až do střednicové plochy mostovky (ČSN EN 1991-2, kapitola 4.3.6)

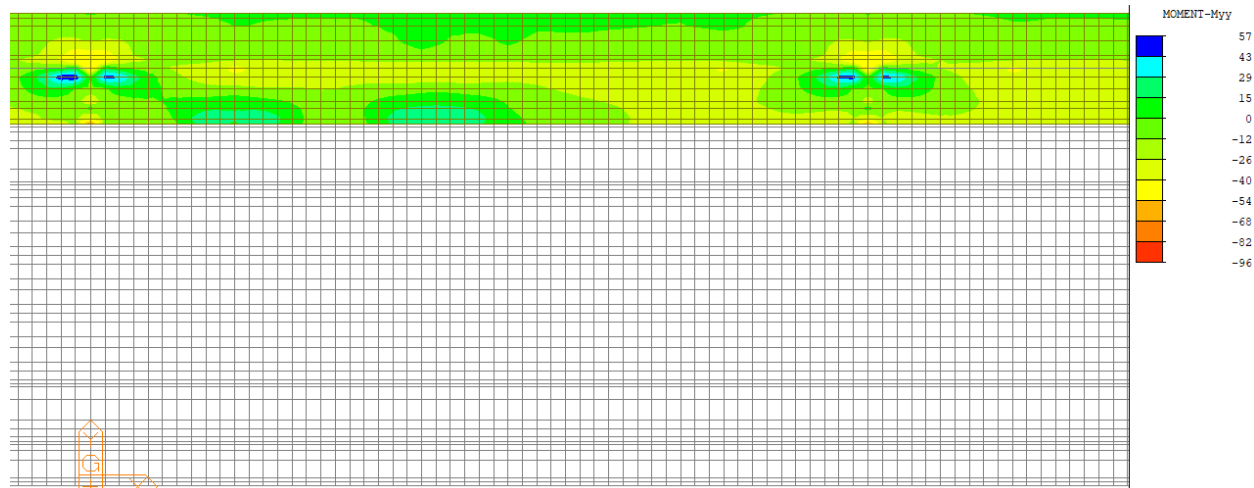


Pro posouzení na únavu bylo použito vozidlo FLM3 a bylo postaveno do nejnevhodnější polohy.

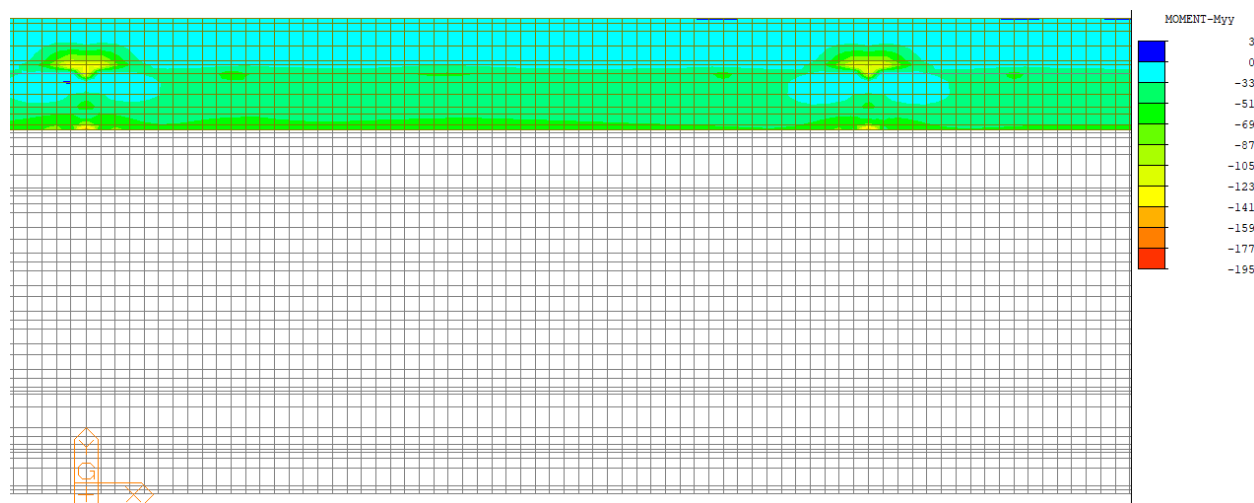


## 9.2. Vnitřní síly

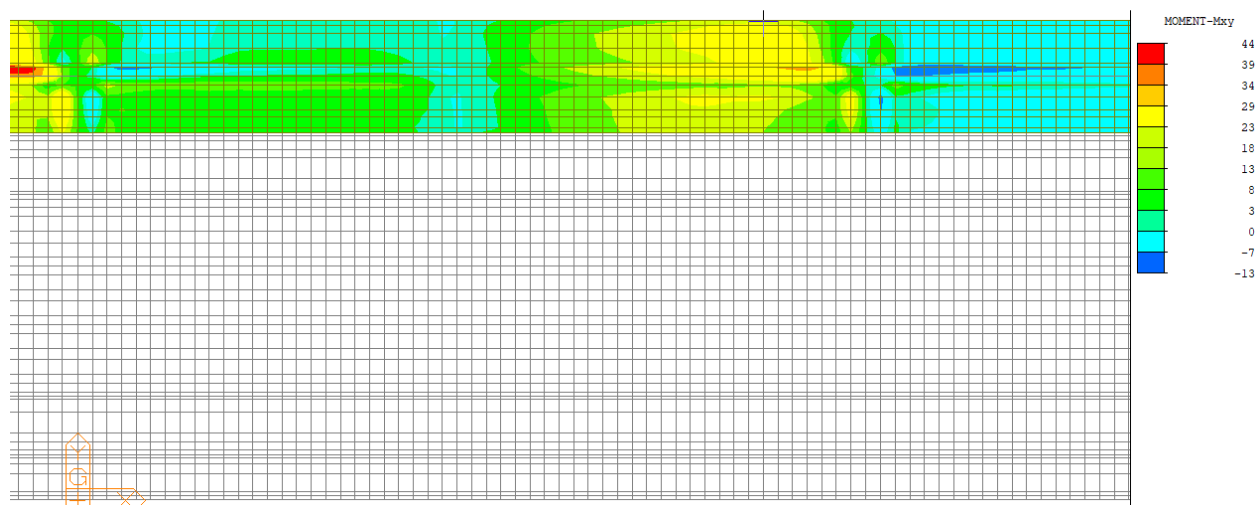
### 9.2.1. MSU



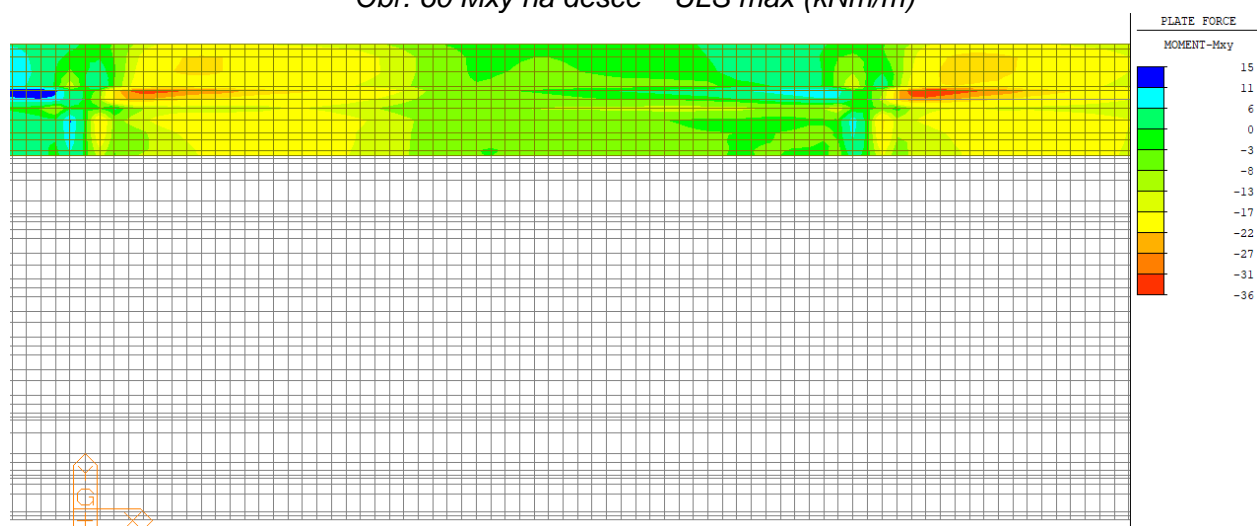
Obr. 58 Myy na desce – ULS max (kNm/m)



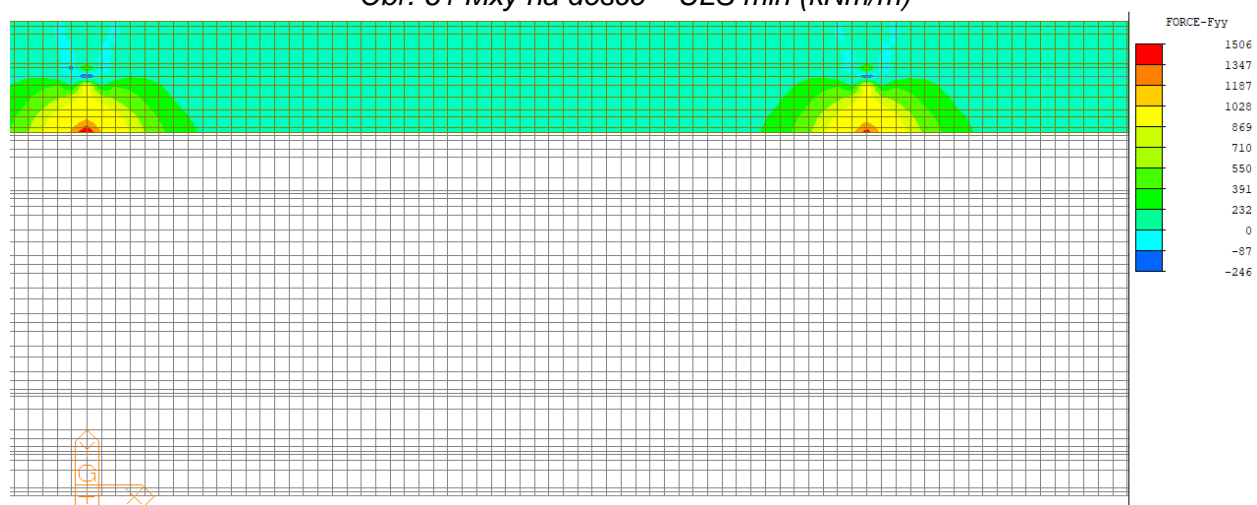
Obr. 59 Myy na desce – ULS min (kNm/m)



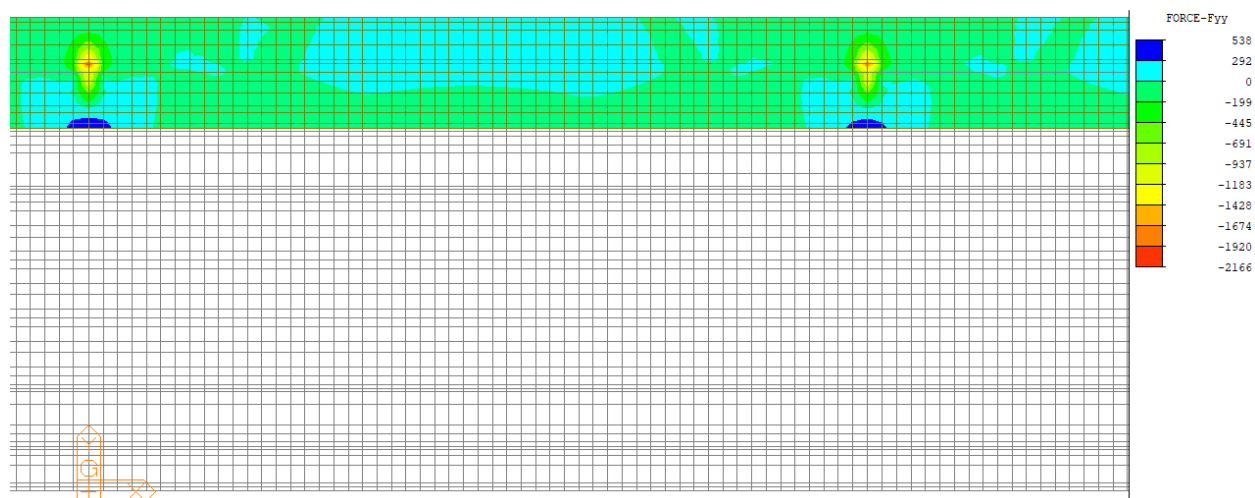
Obr. 60 Mxy na desce – ULS max (kNm/m)



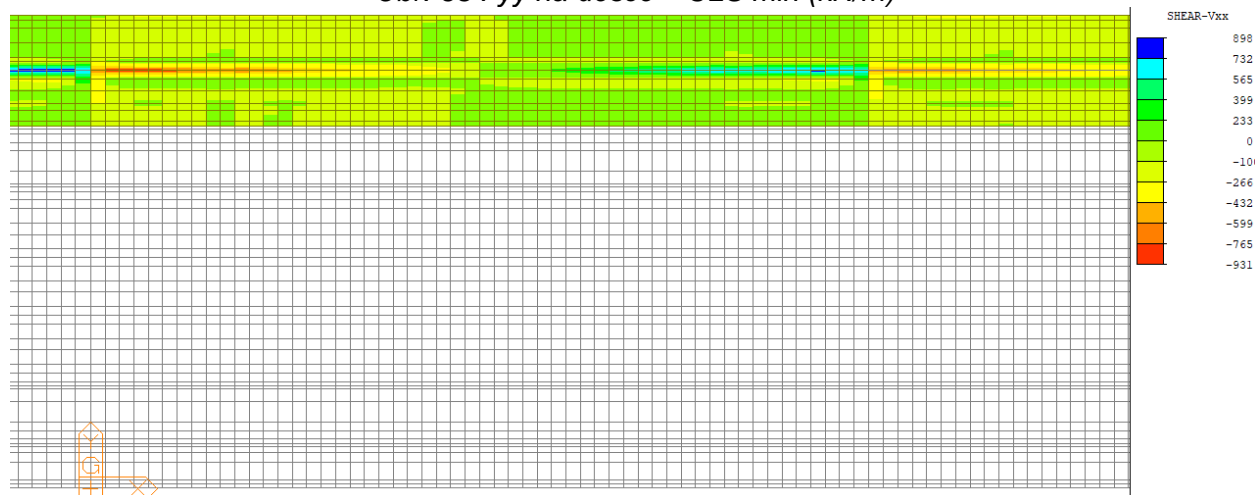
Obr. 61 Mxy na desce – ULS min (kNm/m)



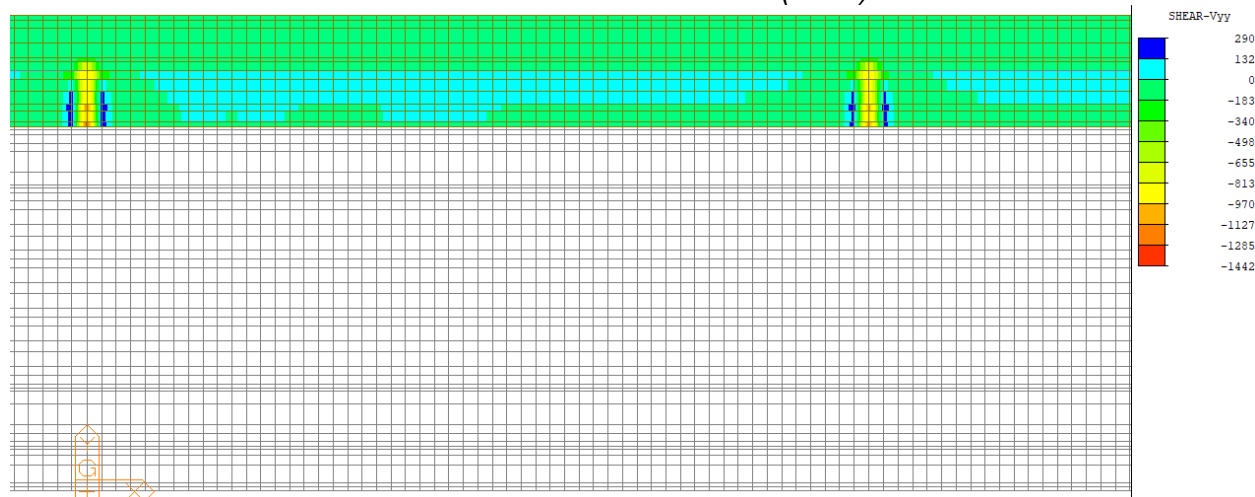
Obr. 62 Fyy na desce – ULS max (kN/m)



Obr. 63 Fyy na desce – ULS min (kN/m)

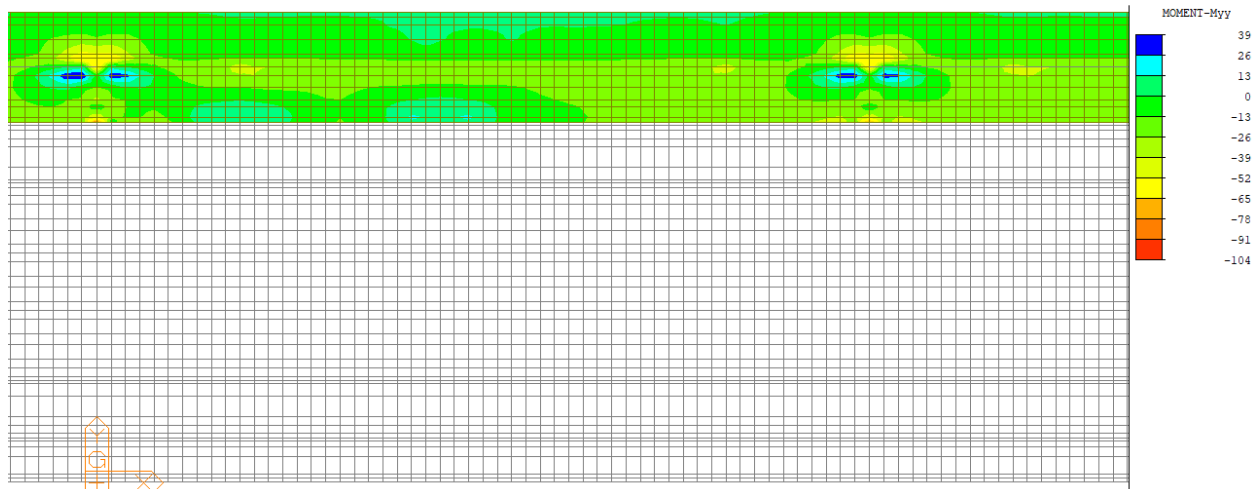


Obr. 64 Vxx na desce – ULS (kN/m)

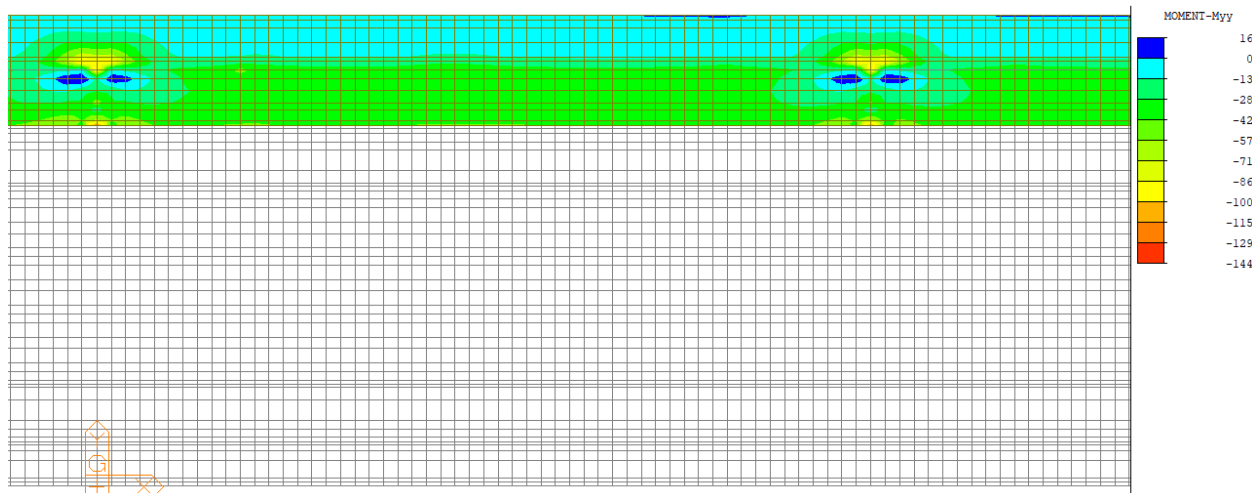


Obr. 65 Vyy na desce – ULS (kN/m)

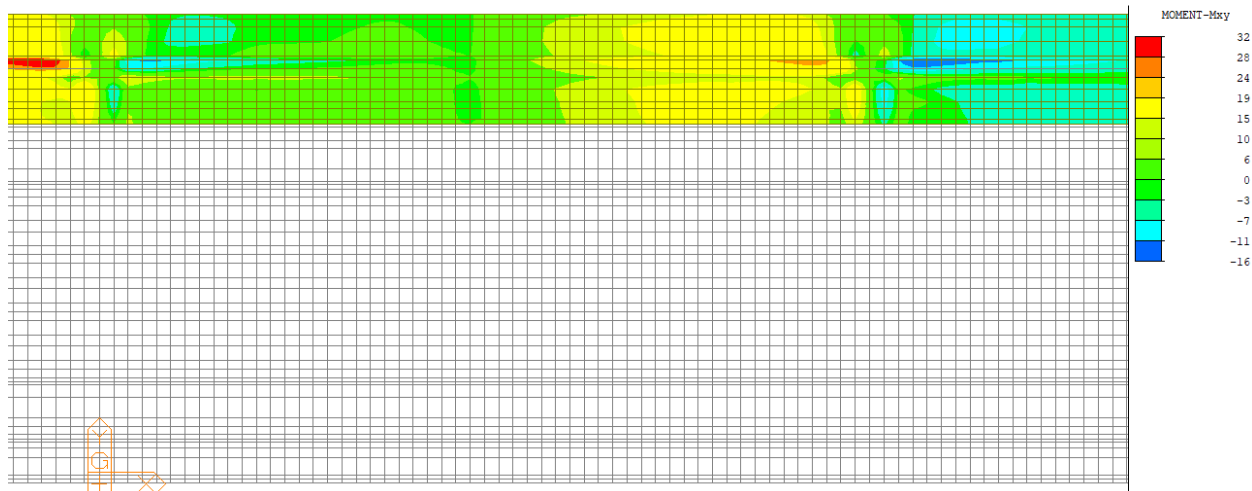
## 9.2.2. Charakteristická kombinace



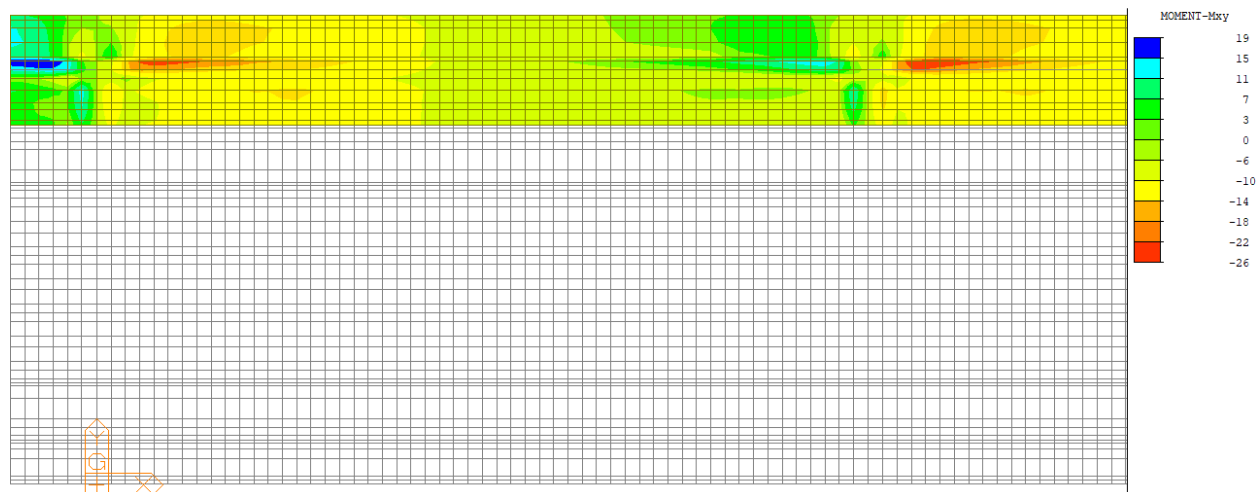
Obr. 66 Myy na desce – SLS char max (kNm/m)



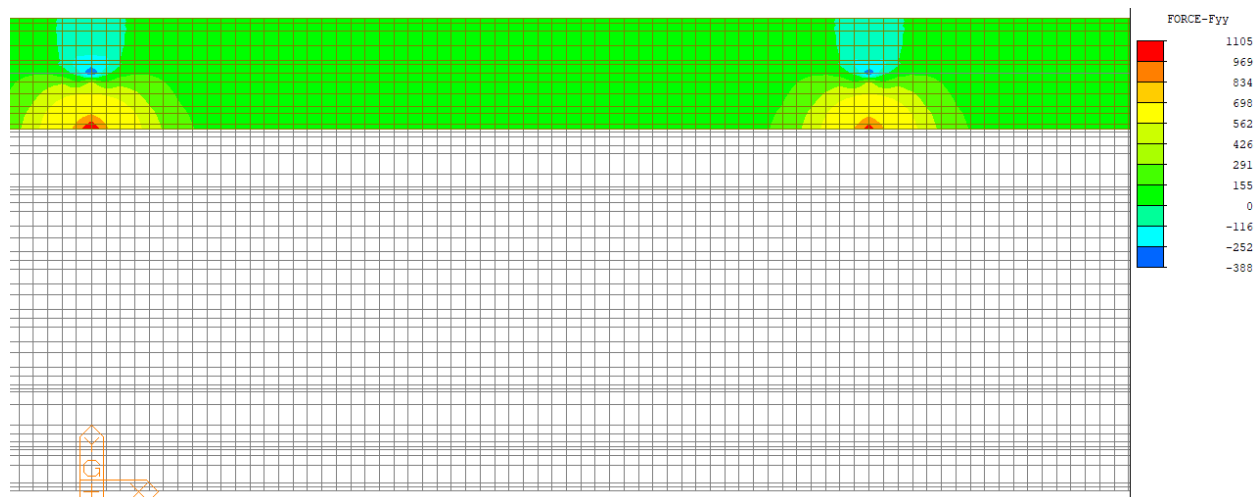
Obr. 67 Myy na desce – SLS char min (kNm/m)



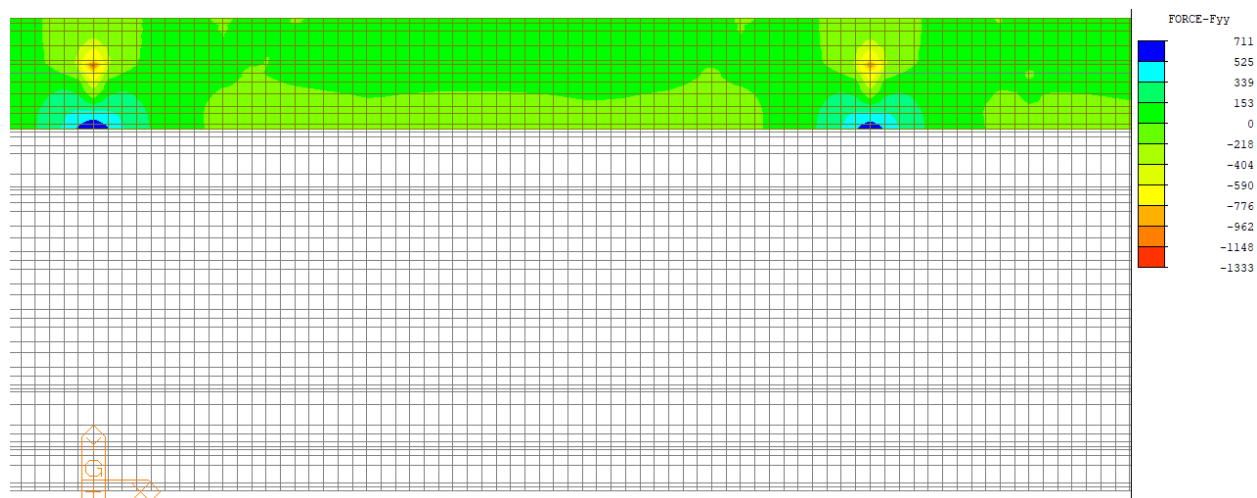
Obr. 68 Mxy na desce – SLS char max (kNm/m)



Obr. 69 Mxy na desce – SLS char min (kNm/m)



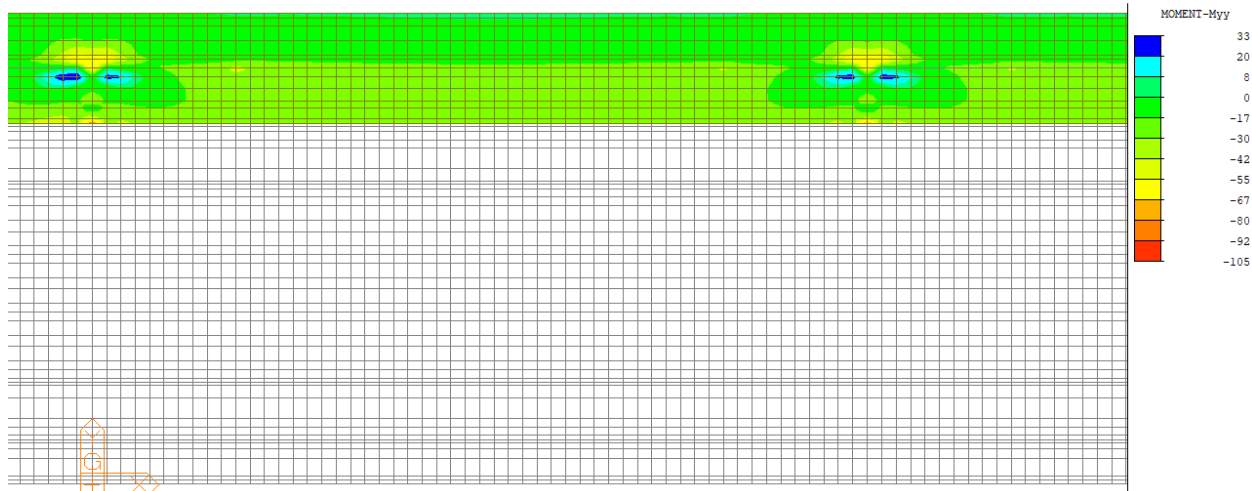
Obr. 70 Fyy na desce – SLS char max (kN/m)



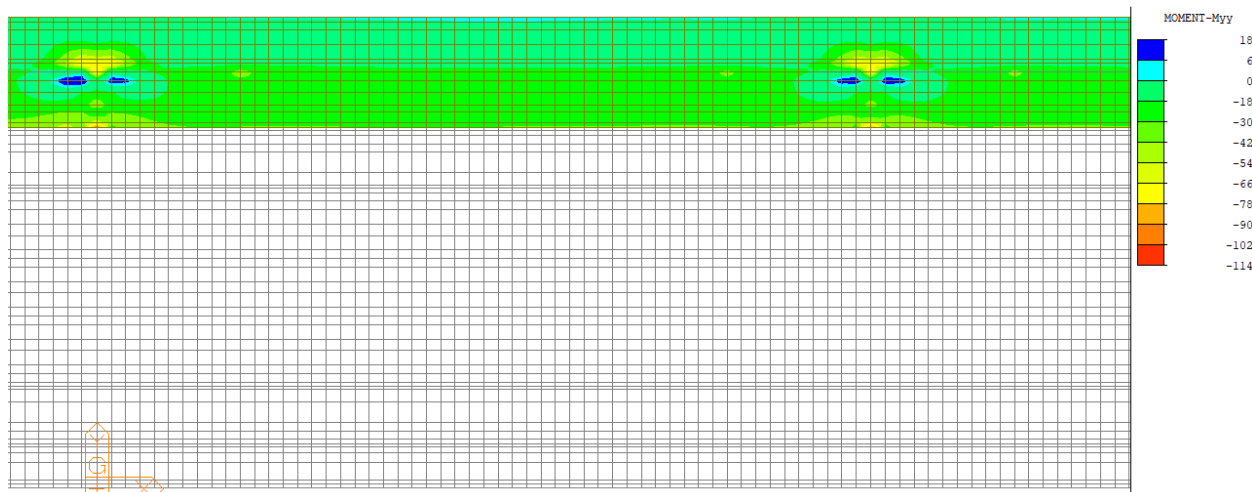
Obr. 71 Fyy na desce – SLS char min (kN/m)



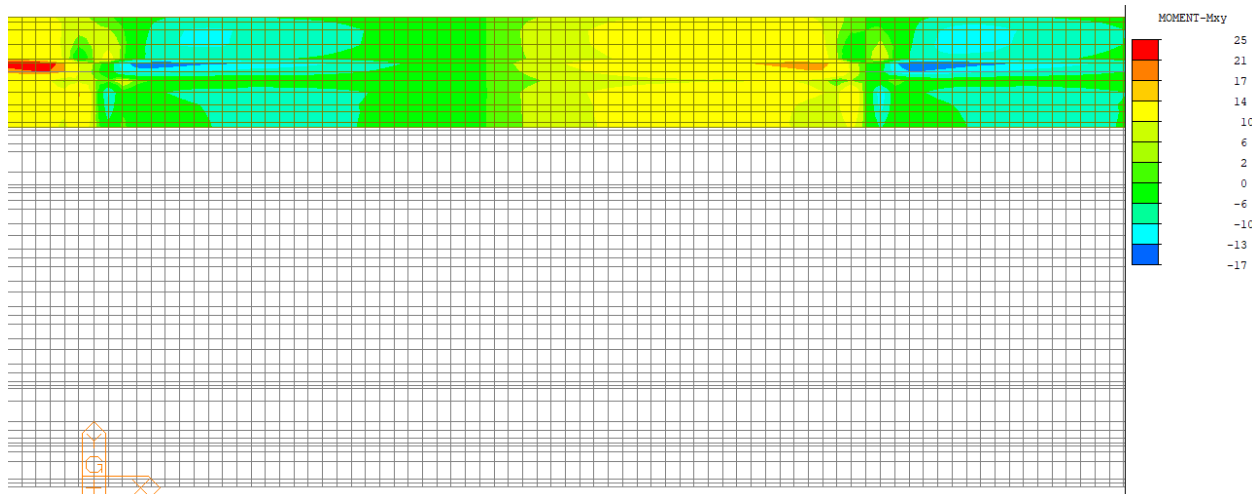
### 9.2.3. Kvazistálá kombinace



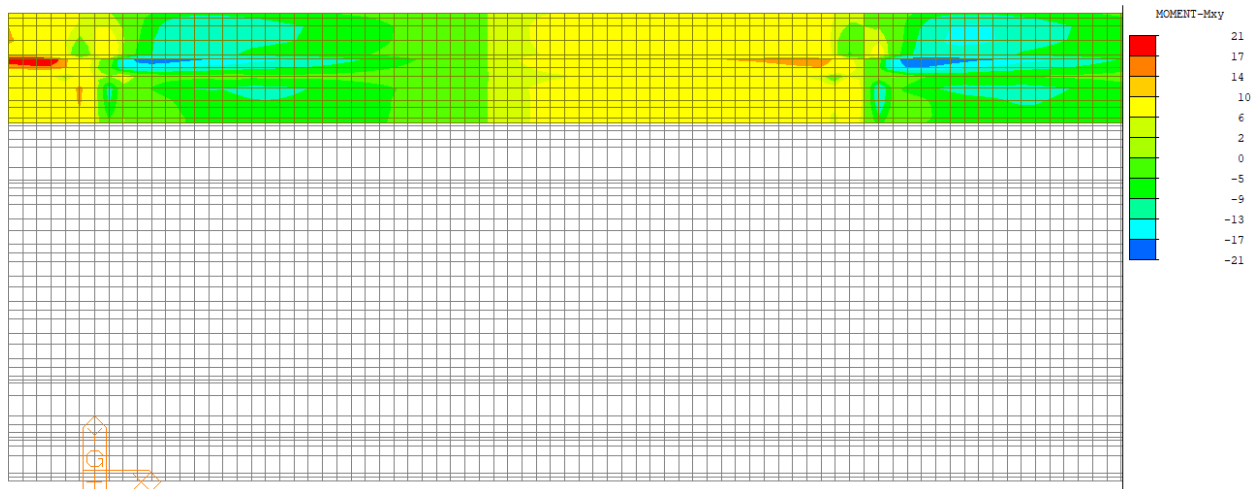
Obr. 72  $M_{yy}$  na desce – Kvazi max (kNm/m)



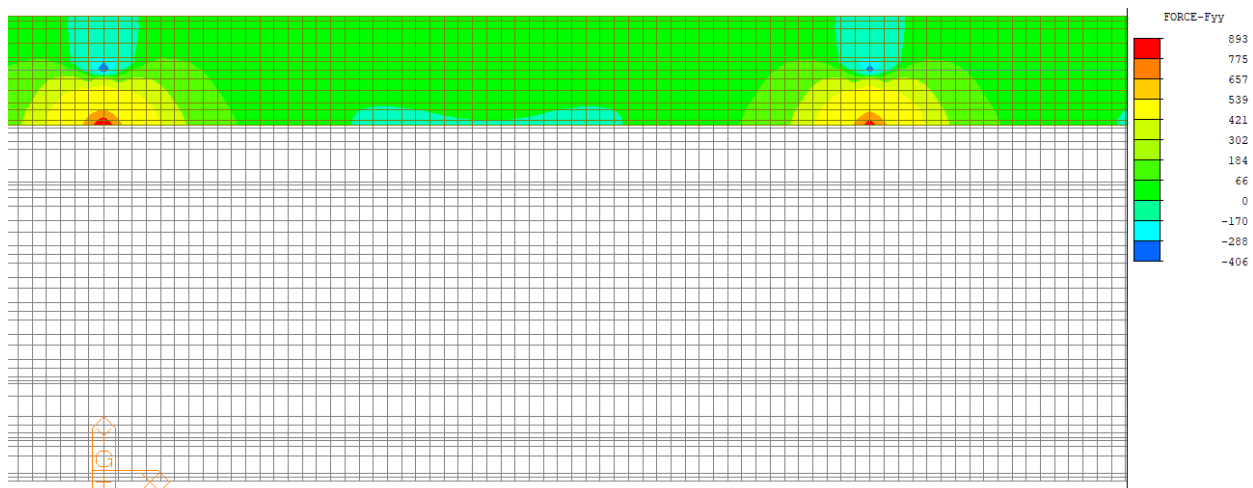
Obr. 73  $M_{yy}$  na desce – Kvazi min (kNm/m)



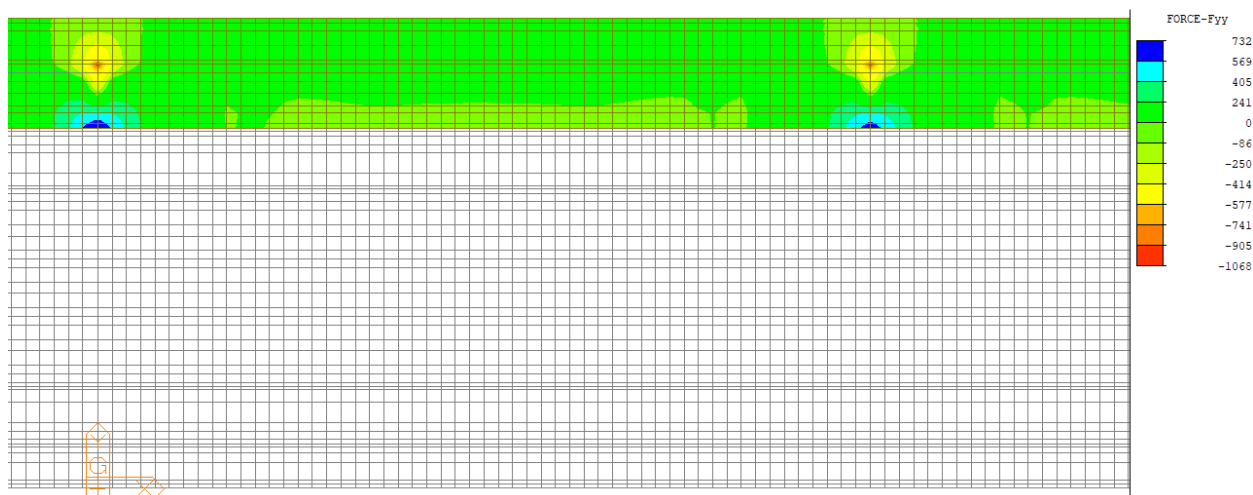
Obr. 74  $M_{xy}$  na desce – Kvazi max (kNm/m)



Obr. 75 Mxy na desce – Kvazi min (kNm/m)



Obr. 76 Fyy na desce – Kvazi max (kN/m)



Obr. 77 Fyy na desce – Kvazi min (kN/m)

### 9.3. Posouzení v příčném směru na kombinaci namáhání

#### 9.3.1. Posouzení v poli

##### 9.3.1.1. ULS

ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ		MRd [kNm]	NRd [kN] Porušení
		σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod		
1	ULS_max My	0,000	1	434,783	1	0,000	0	119,0	24,0
		-21,000	2	162,729	2	0,000	0	Drcení betonu (30,24%)	
2	ULS_min My	0,000	2	434,783	2	0,000	0	147,7	115,0
		-21,000	1	56,157	1	0,000	0	Drcení betonu (71,78%)	

##### 9.3.1.2. Charakteristická kombinace

ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ	
		σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod
3	Char max My	0,000	1	132,128	1	0,000	0
		-4,485	2	-2,761	2	0,000	0
4	Char min My	0,000	2	251,747	2	0,000	0
		-10,668	1	-41,155	1	0,000	0

##### 9.3.1.3. Kvazistálá kombinace

Trhlinky ČSN EN 1992-1-1

$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		$S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \Phi / \rho_{p,eff}$			$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})] / E_s$			
		$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$			<b>V efektivní oblasti není výztuž !</b>			
$\sigma_s$ [MPa]	$\rho_{p,eff}$	$\alpha_e$	$\Phi$ [m]	$c$ [m]	$A_{c,eff}$ [m <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	$S_{r,max}$ [m]	$w_k$ [mm]
171,99	0,0000	6,0606	0,0200	0,0000	0,0617	0,000000	0,0000	999,999
$k_t$	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\xi_1$	$y_{c,eff}$ [m]	$k_1$	$k_2$	$k_3$
0,6000	0,00000	0,00000	2,9000	0,7071	0,0617	0,80	0,50	3,40

#### 9.3.2. Posouzení nad podporou

##### 9.3.2.1. ULS

ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ		MRd [kNm]	NRd [kN] Porušení
		σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod		
1	ULS_max My	0,000	1	434,783	1	0,000	0	93,0	995,0
		-21,000	2	316,349	2	0,000	0	Drcení betonu (65,57%)	
2	ULS_min My	0,000	2	434,783	2	0,000	0	110,5	995,0
		-21,000	1	280,944	1	0,000	0	Drcení betonu (83,28%)	

##### 9.3.2.2. Charakteristická kombinace

ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ	
		σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod	σ [MPa]	bod
4	Char max My	0,000	1	332,971	1	0,000	0
		0,000	1	12,860	2	0,000	0
5	Char min My	0,000	2	194,166	2	0,000	0
		-12,349	1	-74,097	1	0,000	0

### 9.3.2.3. Kvazistálá kombinace

Trhlinky ČSN EN 1992-1-1

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} \quad \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})] / E_s$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{o,eff}$$

$\sigma_s$ [MPa]	$\rho_{p,eff}$	$\alpha_e$	$\Phi$ [m]	$c$ [m]	$A_{o,eff}$ [m <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	$S_{r,max}$ [m]	$w_k$ [mm]
228,85	0,0195	6,0606	0,0210	0,0510	0,1300	0,000687	0,2913	0,200
$k_t$	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$\xi_1$	$y_{c,eff}$ [m]	$k_1$	$k_2$	$k_3$
0,6000	0,00253	0,00000	2,9000	0,7071	0,1300	0,80	0,50	2,11

## 9.4. Posouzení na smyk

### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 35/45

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.90$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_C = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 21.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_S = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ MPa}$$

### Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.260 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.020 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.2 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = (V_{xx}^2 + V_{yy}^2)^{0.5} = (131^2 + 44^2)^{0.5} = 138.2 \text{ kN}$$

empirický součinitel:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_C = 0.12$$

parametr vlivu výšky:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} = 2.00$$

$$k < 2.0 \rightarrow k = 2.0$$

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez:

$$A_{sl} = 2.09E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.010 < 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak):

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

plocha průřezu:

$$A_c = b \cdot h = 0.260 \text{ m}^2$$

normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 4.20 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.59 \text{ MPa}$$

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:  $V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 117.13 \text{ kN}$

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 159.44 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,\min}; V_{Rd,c}\} = 159.44 \text{ kN}$$

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:  $v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0.516$

návrhová únosnost tlakových diagonál:  $V_{Rd,\max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1083.60 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c} = 159.44 \text{ kN} < V_{Rd,\max} = 1083.60 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 138.19 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 159.44 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Navržena smyková výztuž dle konstrukčních zásad.

## 9.5. Podélný smyk v betonové desce

### 9.5.1. Posouzení v poli

#### OCELOVÝ PRŮŘEZ

Geometrie průřezu

$h =$	1.155 m
$h_s =$	1.110 m
$b_1 =$	0.600 m
$b_2 =$	0.600 m
$t_{f1} =$	0.020 m
$t_{f2} =$	0.025 m
$t_w =$	0.016 m

Průřezové charakteristiky

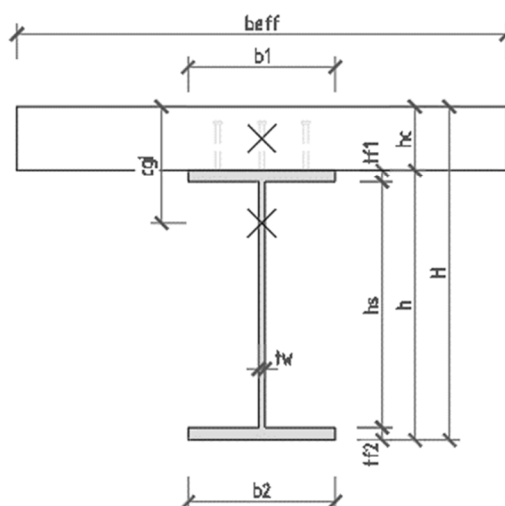
$A =$	0.04476 m <sup>2</sup>
$z_h =$	0.614 m
$z_d =$	0.541 m
$y_b =$	0.300 m
$I_y =$	0.010419 m <sup>4</sup>
$I_z =$	0.00081 m <sup>4</sup>

#### BETONOVÝ PRŮŘEZ

$h_c =$	0.260 m
$b_{eff} =$	3.150 m
$A_c =$	0.819 m <sup>2</sup>
$z_c =$	0.188 m
$I_c =$	0.004614 m <sup>4</sup>

#### IDEÁLNÍ PRŮŘEZ

$E_s =$	210000 MPa
$E_c =$	34000 MPa
$n =$	6.18 -
$h_i =$	1.415 m
$A_i =$	0.177 m <sup>2</sup>
$c_{gi} =$	0.318 m
$I_{yi} =$	0.02968 m <sup>4</sup>



#### POSOUZENÍ NA PODÉLNÝ SMYK - řez a-a

Smyk od posouvající síly ULS

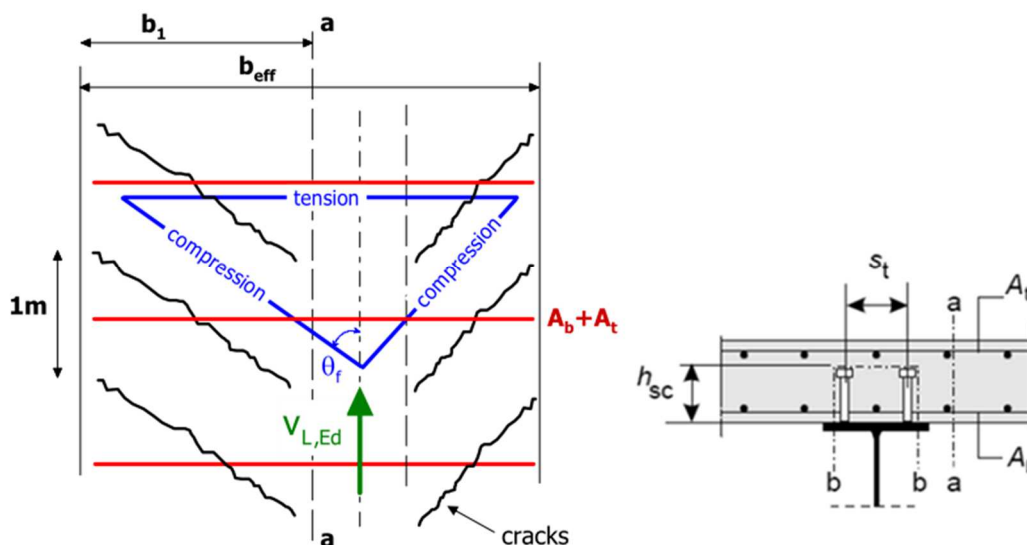
$$V_{Ed,ULS} = 1024 \text{ kN}$$

Podélné smykové napětí

$$V_{L,Ed} = V_{Ed(x)} \cdot (A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s) / I_{yi} \cdot n = 862 \text{ kN/m}$$

Smykové napětí od posouvající síly ULS

$$v_{aa} = V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} = 479 \text{ kN/m}$$



### Minimální plocha výztuže - tah

#### beton pevnostní třídy C 35/45

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	35.0 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{cc} =$	0.90 -
dílčí součinitel spolehlivosti betonu:	$\gamma_C =$	1.50 -
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	21.0 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	3.2 MPa

#### ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.00 MPa
dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_S =$	1.15
návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S =$	434.78 MPa

úhel diagonál	$\theta_f =$	0.785 rad
	$A_{req} =$	1101 mm <sup>2</sup>

### Ověření tlakové diagonály

$$\begin{aligned} \text{Smykové napětí od posouvající síly ULS} \quad v_{aa} &= V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} = 479 \text{ kN/m} \\ &\leq 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f = 5418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

**VYHOVUJE**

Využití výztuže při kombinaci smyku a příčného ohybu (řez a-a):

$$A_{st} = \max\{A_{sf,req}; 0.5 \cdot A_{sf,req} + A_{st,př}\} = \max\{1101; 0.5 \cdot 1101 + 2618\} = 3169 \text{ mm}^2$$

Navrženo  $\phi 20$  po 150 mm  $\rightarrow A_{st} = 4188 \text{ mm}^2$  **VYHOVUJE**

### POSOUZENÍ NA PODÉLNÝ SMYK - řez b-b

Smyk od posouvající síly ULS	$V_{Ed,ULS} =$	1024 kN
Podélné smykové napětí	$V_{L,Ed} = V_{Ed(x)} \cdot (A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s) / I_{yI} \cdot n =$	862 kN/m
Smykové napětí od posouvající síly ULS	$v_{bb} = V_{L,Ed} =$	862 kN/m

### Minimální plocha výztuže - tah

#### beton pevnostní třídy C 35/45

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	35.0 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{cc} =$	0.90 -
dílčí součinitel spolehlivosti betonu:	$\gamma_C =$	1.50 -
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	21.0 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	3.2 MPa

#### ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.00 MPa
dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_S =$	1.15
návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S =$	434.78 MPa

úhel diagonál	$\theta_f =$	0.785 rad
tahová síla ve výztuži	$v_{bb} \cdot h_s \cdot 1.0 \cdot \tan \theta_f =$	674 kN
	$A_{req} =$	1550 mm <sup>2</sup>

### Ověření tlakové diagonály

Smykové napětí od posouvající síly ULS	$v_{aa} = V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} =$	862 kN/m <sup>2</sup>
	$\leq 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f =$	5418 kN/m <sup>2</sup>

**VYHOVUJE**

Využití výztuže při kombinaci smyku a příčného ohybu (řez b-b):

$$A_{st} = \max\{A_{sf,req}; 0.5 \cdot A_{sf,req} + A_{st,př}\} = \max\{1550; 0.5 \cdot 1550 + 1048\} = 1823 \text{ mm}^2$$

Navrženo  $\phi 20$  po 150 mm  $\rightarrow A_{st} = 4188 \text{ mm}^2$  **VYHOVUJE**

## 9.5.2. Posouzení nad podporou

### OCELOVÝ PRŮŘEZ

Geometrie průřezu

$h =$	1.155 m
$h_s =$	1.055 m
$b_1 =$	0.600 m
$b_2 =$	0.600 m
$t_{f1} =$	0.050 m
$t_{f2} =$	0.050 m
$t_w =$	0.025 m





**Průřezové charakteristiky**

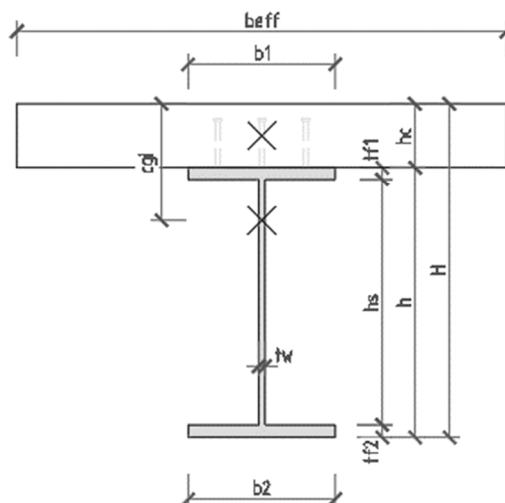
$$\begin{aligned} A &= 0.08638 \text{ m}^2 \\ z_h &= 0.578 \text{ m} \\ z_d &= 0.578 \text{ m} \\ y_b &= 0.300 \text{ m} \\ I_y &= 0.020774 \text{ m}^4 \\ I_z &= 0.00180 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

**BETONOVÝ PRŮŘEZ**

$$\begin{aligned} h_c &= 0.260 \text{ m} \\ b_{eff} &= 3.150 \text{ m} \\ A_c &= 0.819 \text{ m}^2 \\ z_c &= 0.279 \text{ m} \\ I_c &= 0.004614 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

**IDEÁLNÍ PRŮŘEZ**

$$\begin{aligned} E_s &= 210000 \text{ MPa} \\ E_c &= 34000 \text{ MPa} \\ n &= 6.18 - \\ h_i &= 1.415 \text{ m} \\ A_i &= 0.219 \text{ m}^2 \\ c_{gi} &= 0.409 \text{ m} \\ I_{yi} &= 0.04770 \text{ m}^4 \end{aligned}$$



**POSOUZENÍ NA PODÉLNÝ SMYK - řez a-a**

$$\begin{aligned} \text{Smyk od posouvající síly ULS} \quad V_{Ed,ULS} &= 1024 \text{ kN} \\ \text{Podélné smykové napětí} \quad V_{L,Ed} = V_{Ed(x)} \cdot (A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s) / I_{yi} \cdot n &= 797 \text{ kN/m} \\ \text{Smykové napětí od posouvající síly ULS} \quad v_{aa} = V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} &= 443 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Minimální plocha výztuže - tah**

**beton pevnostní třídy C 35/45**

$$\begin{aligned} \text{charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:} \quad f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} \\ \text{součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:} \quad \alpha_{cc} &= 0.90 - \\ \text{dílní součinitel spolehlivosti betonu:} \quad \gamma_C &= 1.50 - \\ \text{návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:} \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C &= 21.0 \text{ MPa} \\ \text{průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:} \quad f_{ctm} &= 3.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**ocel B 500B**

$$\begin{aligned} \text{charakteristická hodnota meze kluzu oceli:} \quad f_{yk} &= 500.00 \text{ MPa} \\ \text{dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:} \quad \gamma_S &= 1.15 \\ \text{návrhová hodnota meze kluzu oceli:} \quad f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S &= 434.78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

úhel diagonál  $\theta_f = 0.785 \text{ rad}$   
 $A_{req} = 1019 \text{ mm}^2$

#### Ověření tlakové diagonály

Smykové napětí od posouvající síly ULS  $v_{aa} = V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} = 443 \text{ kN/m}$   
 $\leq 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f = 5418 \text{ kN/m}^2$

**VYHOVUJE**

Využití výztuže při kombinaci smyku a příčného ohybu (řez a-a):

$$A_{st} = \max\{A_{sf,req}; 0,5 \cdot A_{sf,req} + A_{st,př}\} = \max\{1019; 0,5 \cdot 1019 + 4230\} = 4740 \text{ mm}^2$$

Navrženo  $\phi 22$  po 150 mm  $\rightarrow A_{st} = 5068 \text{ mm}^2$  **VYHOVUJE**

#### POSOUZENÍ NA PODÉLNÝ SMYK - řez b-b

Smyk od posouvající síly ULS  $V_{Ed,ULS} = 1024 \text{ kN}$   
Podélné smykové napětí  $V_{L,Ed} = V_{Ed(x)} \cdot (A_c \cdot z_c + A_s \cdot z_s) / I_{yI} \cdot n = 797 \text{ kN/m}$   
Smykové napětí od posouvající síly ULS  $v_{bb} = V_{L,Ed} = 797 \text{ kN/m}$

#### Minimální plocha výztuže - tah

##### beton pevnostní třídy C 35/45

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:  $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$   
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:  $\alpha_{cc} = 0.90$   
dílní součinitel spolehlivosti betonu:  $\gamma_C = 1.50$   
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 21.0 \text{ MPa}$   
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:  $f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$

##### ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:  $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$   
dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:  $\gamma_S = 1.15$   
návrhová hodnota meze kluzu oceli:  $f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ MPa}$

úhel diagonál  $\theta_f = 0.785 \text{ rad}$   
tahová síla ve výztuži  $v_{bb} \cdot h_s \cdot 1.0 \cdot \tan \theta_f = 624 \text{ kN}$   
 $A_{req} = 1434 \text{ mm}^2$

#### Ověření tlakové diagonály

Smykové napětí od posouvající síly ULS  $v_{aa} = V_{L,Ed} \cdot b_1 / b_{eff} = 797 \text{ kN/m}^2$   
 $\leq 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f = 5418 \text{ kN/m}^2$

**VYHOVUJE**

Využití výztuže při kombinaci smyku a příčného ohybu (řez b-b):

$$A_{st} = \max\{A_{sf,req}; 0,5 \cdot A_{sf,req} + A_{st,př}\} = \max\{1434; 0,5 \cdot 1434 + 3392\} = 4109 \text{ mm}^2$$

Navrženo  $\phi 22$  po 150 mm  $\rightarrow A_{st} = 5068 \text{ mm}^2$  **VYHOVUJE**



## 9.6. Posouzení na únavu

Pro výpočet účinků zatížení únavou je použitý zatěžovací model FLM3. Model je kombinovaný se složkami stálého zatížení a ostatních nahodilých zatížení podle ČSN EN 1992-1-1, kapitola 6.8.3.

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + Q_{fat} \quad (6.69)$$

Pro výpočet poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí pro posouzení oceli se nápravové síly modelu zatížení na únavu FLM3 násobí následujícími hodnotami:

Pro oblast mezilehlých podpor **1,75**  
Pro ostatní oblasti **1,40**

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli se vypočte ze vztahu

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,EC} \cdot \lambda_s \quad (NN.101)$$

$\Delta\sigma_{s,EC}$  je rozkmit napětí vyvolaný FLM3 (podle EN 1991-2).

$\lambda_s$  součinitel ekvivalentního poškození únavou

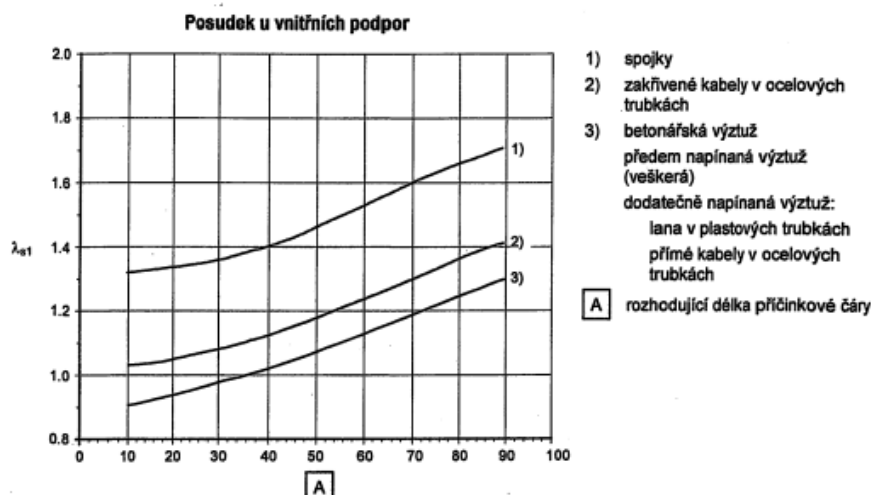
Opravný součinitel zahrnuje vliv rozpětí, roční intenzity dopravy, návrhové životnost, počtu pruhů, typu dopravy, drsnosti povrchu vozovky a vypočte se ze vztahu

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.20 \quad (NN.102)$$

$\varphi_{fat} = 1.20$  dynamický součinitel závislý na drsnosti povrchu vozovky

$\lambda_{s,1}$  součinitel zohledňující druh konstrukčního prvku a zahrnující poškozující účinek dopravy, závisející na rozhodující délce příčinkové čáry nebo její ploše

(104) Hodnoty  $\lambda_{s,1}$  z obrázku NN.1 a NN.2 zohledňují rozhodující délku příčinkové čáry a tvar S-N křivky



Obrázek NN.1 – Hodnota  $\lambda_{s,1}$  pro posouzení únavy v oblastech mezilehlých podpěr

Hodnota  $\lambda_{s,2}$  zohledňuje intenzitu dopravy:

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \sqrt[9]{\frac{N_{obs}}{2.0 \cdot 10^6}} = 1 \cdot \sqrt[9]{\frac{2.0 \cdot 10^6}{2.0 \cdot 10^6}} = 1.0 \quad (\text{NN.103})$$

$N_{obs}$  je počet nákladních automobilů za rok podle EN 1991 - 2, tab. 4.5

Podle tabulky 4.5(n) (očekávaný počet nákladních vozidel pro pomalé jízdní pruhy za rok) je kategorie dopravního zatížení:

$$N_{obs} = 2 \cdot 10^6$$

Podle tabulky NN.1 je součinitel  $\bar{Q}=1.0$  (pro dálkovou dopravu a  $k_2 = 9$ ).

Hodnota  $\lambda_{s,3}$  zohledňuje vliv návrhové životnosti a vypočte se podle vztahu (NN.104)

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[9]{\frac{N_{Years}}{100}} = \sqrt[9]{\frac{100}{100}} = 1.0 \quad (\text{NN.104})$$

Hodnota  $\lambda_{s,4}$  zohledňuje vliv počtu jízdních pruhů a může se vypočítat z rovnice:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[9]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} = \sqrt[9]{\frac{2.0 \cdot 10^6}{2.0 \cdot 10^6}} = 1.0 \quad (\text{NN.105})$$

$N_{obs,i}$  je počet nákladních vozidel očekávaných v zatěžovacím pruhu za rok

$N_{obs,1}$  je počet nákladních vozidel v pomalém zatěžovacím pruhu za rok.

Podľa ČSN EN 1992 - 1 - 1, kapitola 6.8.5

Místo přímého ověření pevnosti při poškození podle 6.8.4. lze únavové ověření v běžných případech se známými zatíženími provést

- Poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí pro ocel podle 6.8.5 (3)

Pro betonářskou nebo předpínací ocel a spojky může být předpokládána dostatečná únavová odolnost, pokud je splněn vztah (6.71).

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (6.71)$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  rozkmit napětí při  $N^*$  cyklech z příslušné S-N křivky.

$\gamma_{F,fat}$  součinitel spolehlivosti (doporučená hodnota 1.15)

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$  ekvivalentní rozkmit napětí

$\gamma_{S,fat}$  součinitel zatížení (doporučená hodnota 1.00)

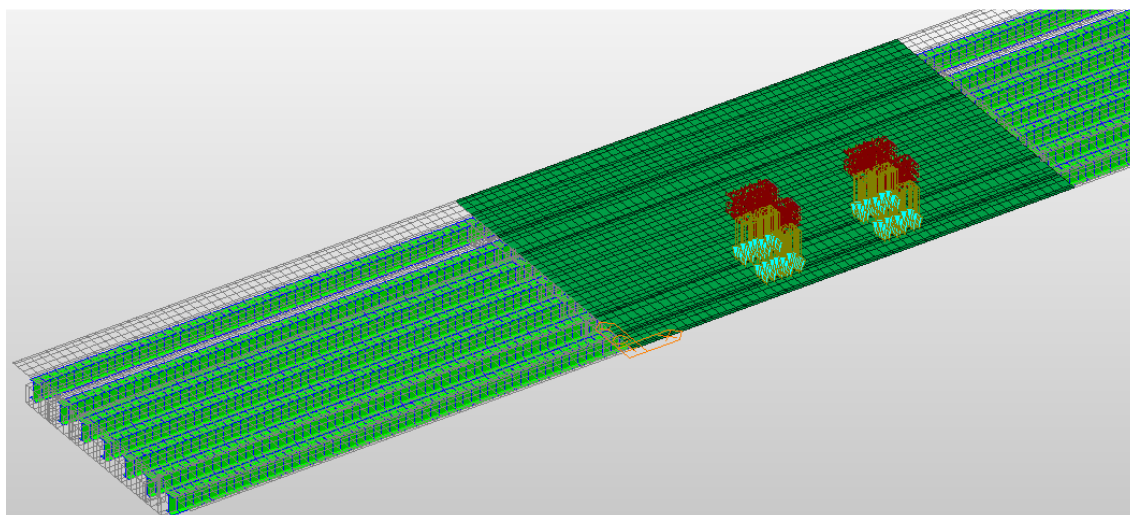
**Tabulka 6.3N – Parametry S-N křivky pro betonářskou ocel**

Typ výztuže	exponent napětí			$\Delta\sigma_{\text{resk}}$ (MPa) při $N^*$ cyklů
	$N^*$	$k_1$	$k_2$	
přímé a ohýbané pruty <sup>1</sup>	$10^6$	5	9	162,5
svařované pruty a svařované sítě	$10^7$	3	5	58,5
spojky	$10^7$	3	5	35

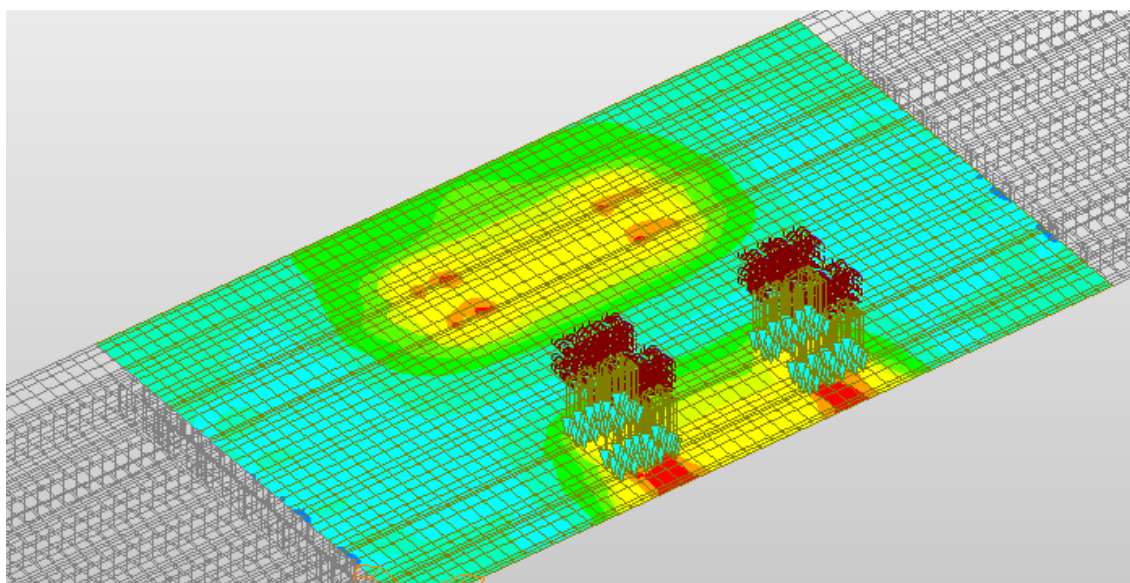
POZNÁMKA 1 Hodnoty  $\Delta\sigma_{\text{resk}}$  jsou pro přímé pruty. Hodnoty pro ohýbané pruty se stanoví s použitím redukčního součinitele  $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$ ,  
kde  $D$  je vnitřní průměr zakřivení výztuže,  
 $\phi$  průměr prutu.

### 9.6.1. Model mostu pro posouzení na únavu

Pro posouzení na únavu byl vytvořen deskostěnový model. Bylo zatíženo jedno pole.



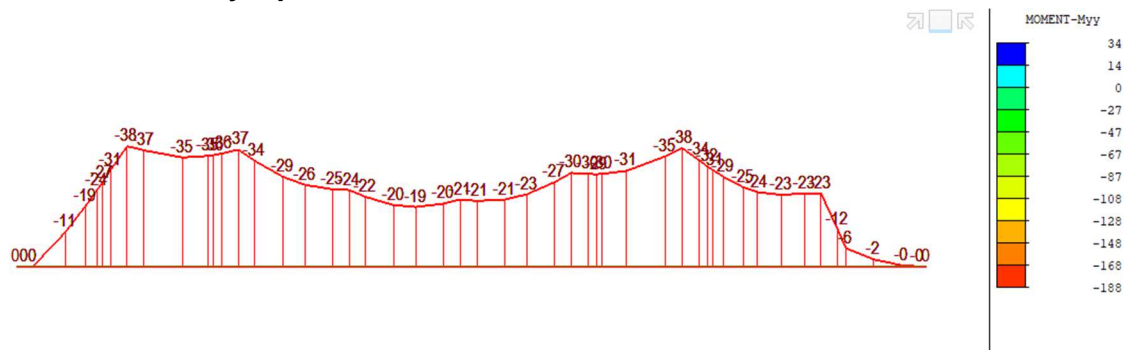
Obr. 78 Poloha vozidla v poli – FLM3



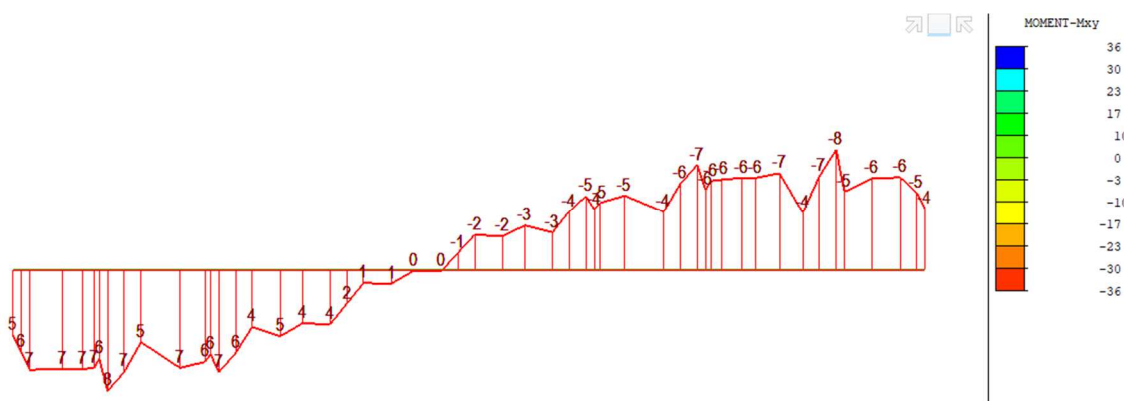
Obr. 79 Průběh ohybových momentů od FLM3

## 9.6.2. Vnitřní síly

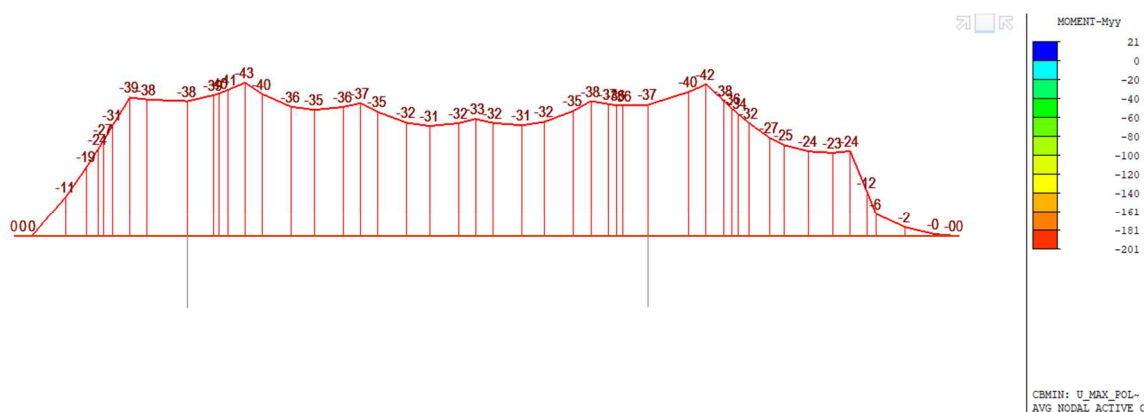
### 9.6.2.1. Vnitřní síly v poli



Obr. 80 Myy – U min (kNm/m)

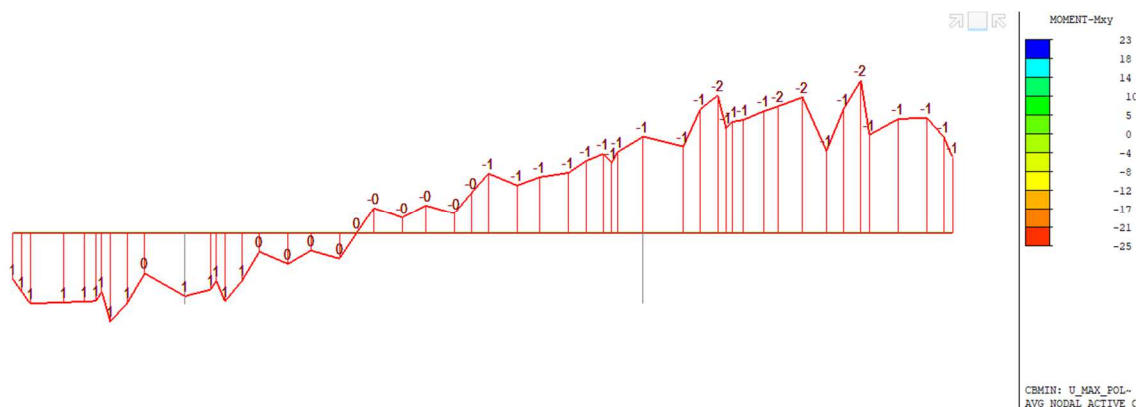


Obr. 81 Mxy – U min (kNm/m)



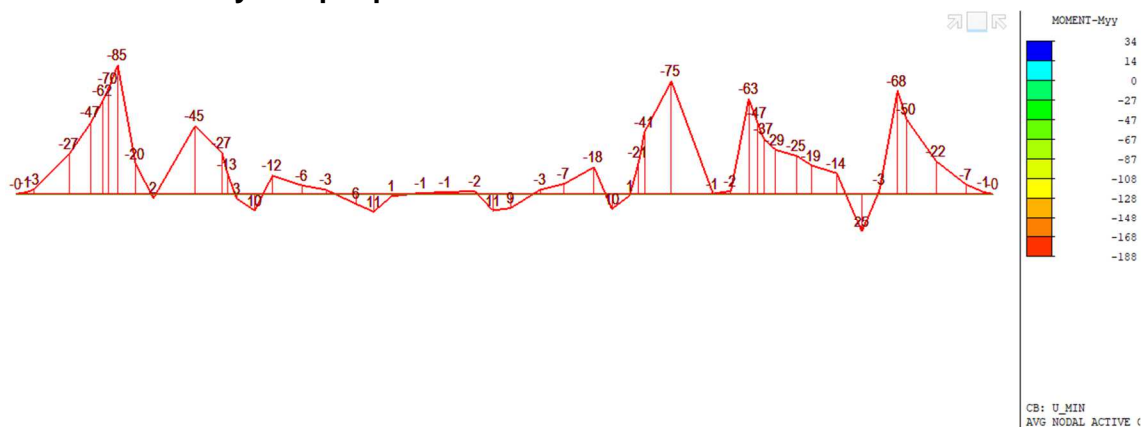
Obr. 82 Myy – U max (kNm/m)



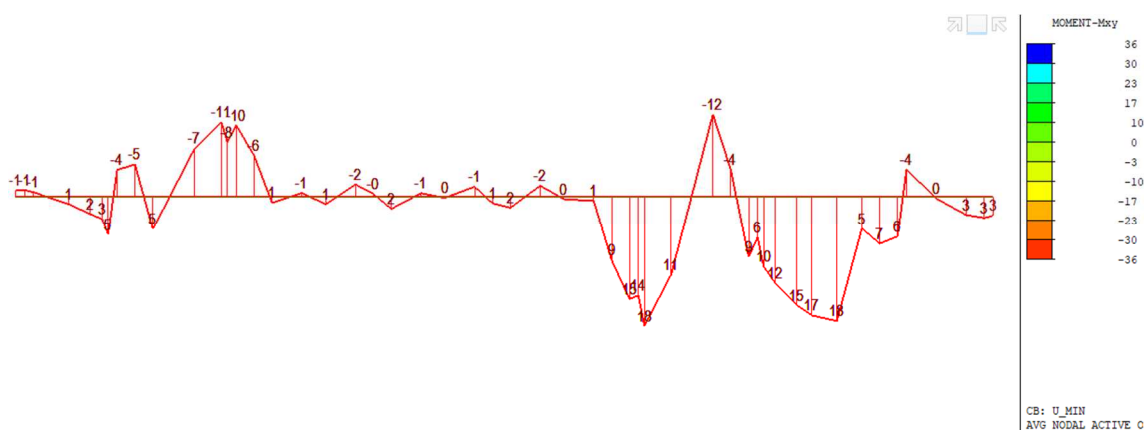


Obr. 83  $M_{xy}$  – U max (kNm/m)

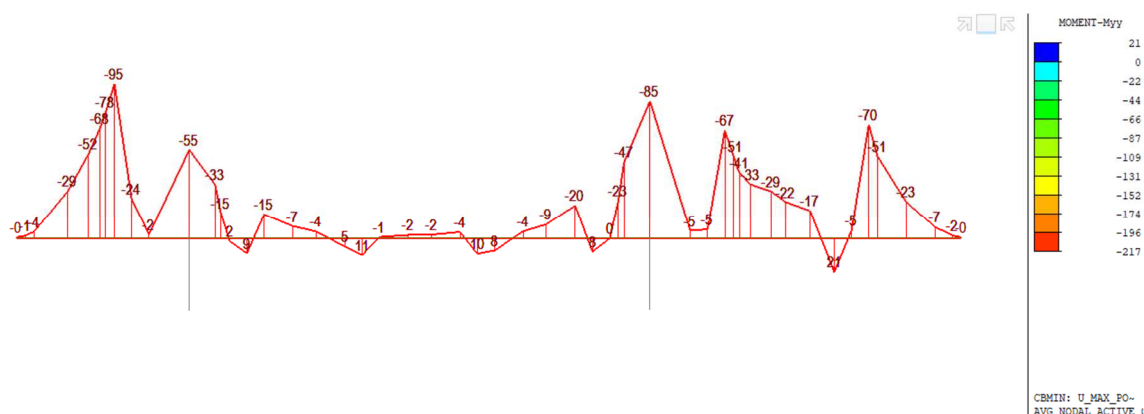
### 9.6.2.2. Vnitřní síly nad podporou



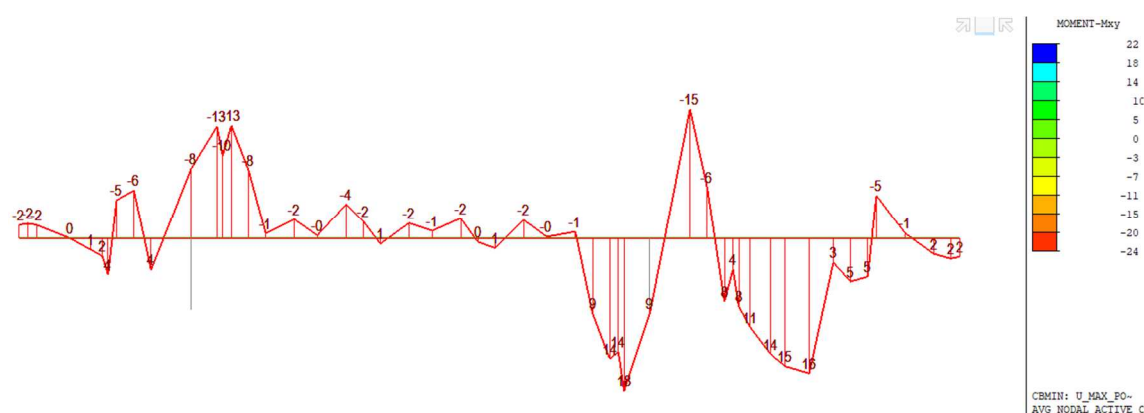
Obr. 84  $M_{yy}$  – U min (kNm/m)



Obr. 85  $M_{xy}$  – U min (kNm/m)



Obr. 86 M<sub>yy</sub> – U max (kNm/m)



Obr. 87 M<sub>xy</sub> – U max (kNm/m)

### 9.6.3. Výpočet rozkmitu napětí

#### 9.6.3.1. Posouzení v poli

Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	0,500	0,055	63,309	2	0,500	0,190	0,307
Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	0,500	0,055	125,867	2	0,500	0,190	4,648

Maximální napětí ve výztuži je 126 MPa a minimální napětí ve výztuži je 63 MPa.

Rozkmit napětí  $\Delta\sigma$  ve výztuži

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 88,2 = 105,8 \text{ MPa} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} = \frac{162,5}{1,15} = 141,3 \text{ MPa}$$

**→ VYHOVUJE**

#### 9.6.3.2. Posouzení nad podporou

Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	0,500	0,058	44,717	2	0,500	0,187	314,179



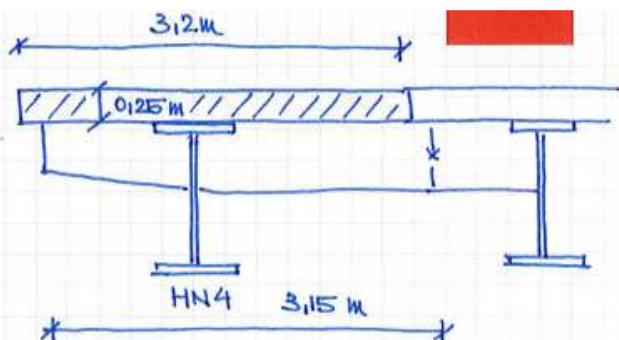
Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	$\sigma$ [MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	$\sigma$ [MPa]
	1	0,500	0,058	48,175	2	0,500	0,187	337,949

Maximální napětí ve výztuži je 338 MPa a minimální napětí ve výztuži je 314 MPa.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 42 = 50,4 \text{ MPa} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} = \frac{162,5}{1,15} = 141,3 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$  **VYHOVUJE**

## 9.7. Posouzení mezilehlého příčnicku - výstavba



Hlavní nosník HN4:

$$A_{HN4} = 4,476 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$F_{HN4} = 4,476 \cdot 10^{-2} \cdot 8000 = 358,1 \text{ kg/m} \rightarrow 1611,4 \text{ kg} \approx \underline{16,1 \text{ kN}}$$

Hmoty beton

$$g_{HB} = 0,25 \cdot 4,5 \cdot 26 = 29,25 \text{ kN/m}$$

Dělník

$$F_D = 1 \text{ kN}$$

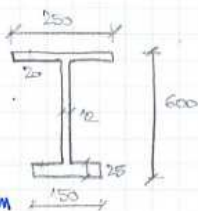
Bednění

$$q = 2,5 \text{ kN/m}^2, l = 4,5 \text{ m}$$

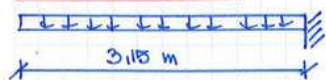
Převýřovací

$$A = 0,25 \cdot 0,02 + 0,58 \cdot 0,02 + 0,15 \cdot 0,025 = 0,01571 \text{ m}^2$$

$$g_{pv} = 0,01571 \cdot 7850 = 1,23 \text{ kN/m}$$



### Montážní stav



$$M_{sw} = 1.23 \cdot 4.15 \cdot 3.15 \cdot \frac{1}{2} = 6.1 \text{ kNm}$$

$$M_{HN4} = 16.1 \cdot 1.4 = 22.54 \text{ kNm}$$

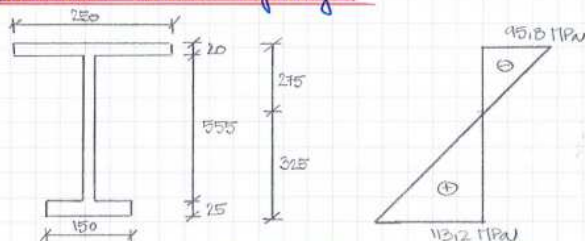
$$M_{HB} = \frac{1}{2} \cdot 29.25 \cdot 3.15^2 = 145.1 \text{ kNm}$$

$$M_D = 1 \cdot 3.15 = 3.15 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{1}{2} \cdot 11.25 \cdot 3.15^2 = 55.8 \text{ kNm}$$

$$\Sigma \#1 = 1.35 \cdot (6.1 + 22.54 + 145.1 + 55.8) + 1.5 \cdot 3.15 = 310.55 \text{ kNm}$$

### Posazení ocelové výztuhy



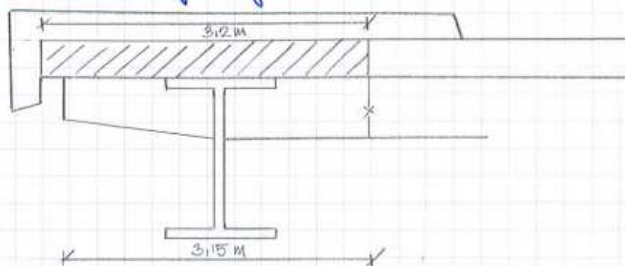
$$c_g = \frac{250 \cdot 20 \cdot 10 + 555 \cdot 12 \cdot 297.5 + 150 \cdot 25 \cdot 581.5}{250 \cdot 20 + 555 \cdot 12 + 150 \cdot 25} = \frac{4234485}{15410} = 275 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 250 \cdot 20^3 + 250 \cdot 20 \cdot 265^2 + \frac{1}{12} \cdot 12 \cdot 555^3 + 12 \cdot 555 \cdot 22.5^2 + \frac{1}{12} \cdot 150 \cdot 25^3 + 150 \cdot 25 \cdot 312.5^2 = 891660741.5 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_H = \frac{M}{W} = \frac{310.55 \cdot 10^6}{8.9166 \cdot 10^8} \cdot 275 = 95.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = \frac{310.55 \cdot 10^6}{8.9166 \cdot 10^8} \cdot 325 = 113.19 \text{ MPa}$$

### Správcí výztuhy s betonem



$$q_B = 4.5 \cdot 0.25 \cdot 25 = 28.125 \text{ kN/m}$$

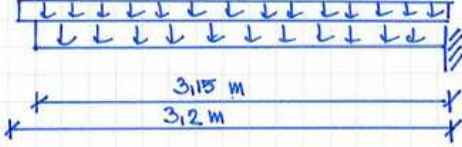
$$q_{sw} = 1.23 \cdot \text{kN/m}$$

$$q_{HN} = 16.1 \text{ kN}$$

$$q_{HMSA} = 1.106 \cdot 4.5 \cdot 26 = 129.4 \text{ kN}, \quad r = 2.07 \text{ m}$$

$$q_{gyle} = 5 \text{ kN/m}^2 = 5 \cdot 4.5 = 22.5 \text{ kN/m}$$

$$q_{zdr} = 1 \text{ kN/m} \cdot 4.5 = 4.5 \text{ kN}$$



$$\sum M_{Ed} = 1,35 \cdot (129,4 \cdot 2,10 + 4,5 \cdot 3,34) = 276,03 \text{ kNm}$$

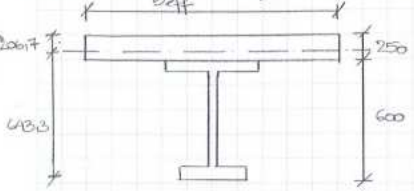
$$= 1,35 \cdot 276,03 = 372,6 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{Ed,1d} = 1,5 \cdot 22,5 \cdot 3,05^2 \cdot \frac{1}{2} = 156,99 \text{ kNm}$$

Posouzení správného průřezu

$$n = \frac{E_{st}}{E_{cm}} = \frac{210}{30} = 6,56$$

Efektivní spolupráce nádrží



$$b_{eff} = \frac{2 \cdot 3,15}{8} \cdot 2 = 1,575 \text{ m}$$

$$C_{gi} = \frac{250 \cdot 1,575 + 15410 \cdot 6,56 \cdot 525}{250 \cdot 1,575 + 15410 \cdot 6,56} = \frac{102290790}{494839,6} = 206,7 \text{ mm}$$

$$I_i = \frac{1}{12} \cdot 250^3 \cdot 1,575 + 250 \cdot 1,575 \cdot 82^2 + 6,56 \cdot 8,9166 \cdot 10^8 + 6,56 \cdot 15410 \cdot 318,3^2 = 3163832426 \text{ mm}^4$$

$$\tau_{As} = \frac{M}{W} = \frac{529,6 \cdot 10^6}{3163832426 \cdot 10^9} \cdot 643 = 107,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Hs} = \frac{529,6 \cdot 10^6}{3163832426 \cdot 10^9} \cdot 43 = 7,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ch} = \frac{529,6 \cdot 10^6}{3163832426 \cdot 10^9} \cdot 206 = 5,3 \text{ MPa}$$

$$\sum \tau_{Do} = 113,19 + 107,7 = 220,9 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

$$\sum \tau_{Ho} = 95,8 + 7,2 = 103 \text{ MPa}$$

$$\sum \tau_{Hc} = -5,3 \text{ MPa}$$

## 10. PŘÍČNÝ SMĚR – ÚČINKY OD JEŘÁBU

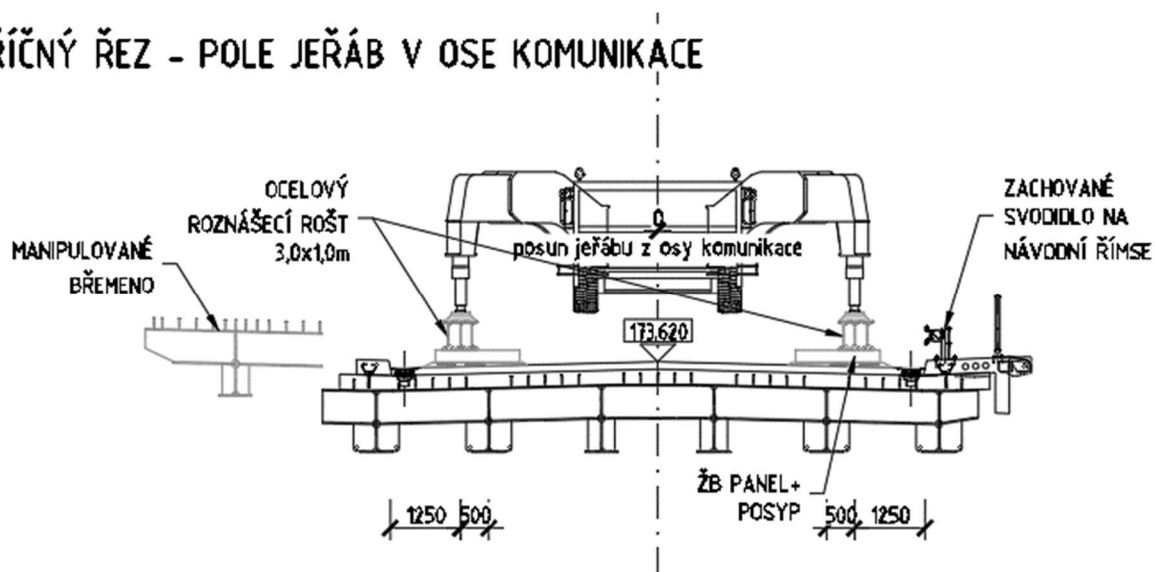
### 10.1. Zatížení

#### 10.1.1. Vlastní tíha a ostatní stálé

Vlastní tíha betonové desky byla generována programem MIDAS.  
Ostatní stálé zatížení, viz. Kap 9.1.1.

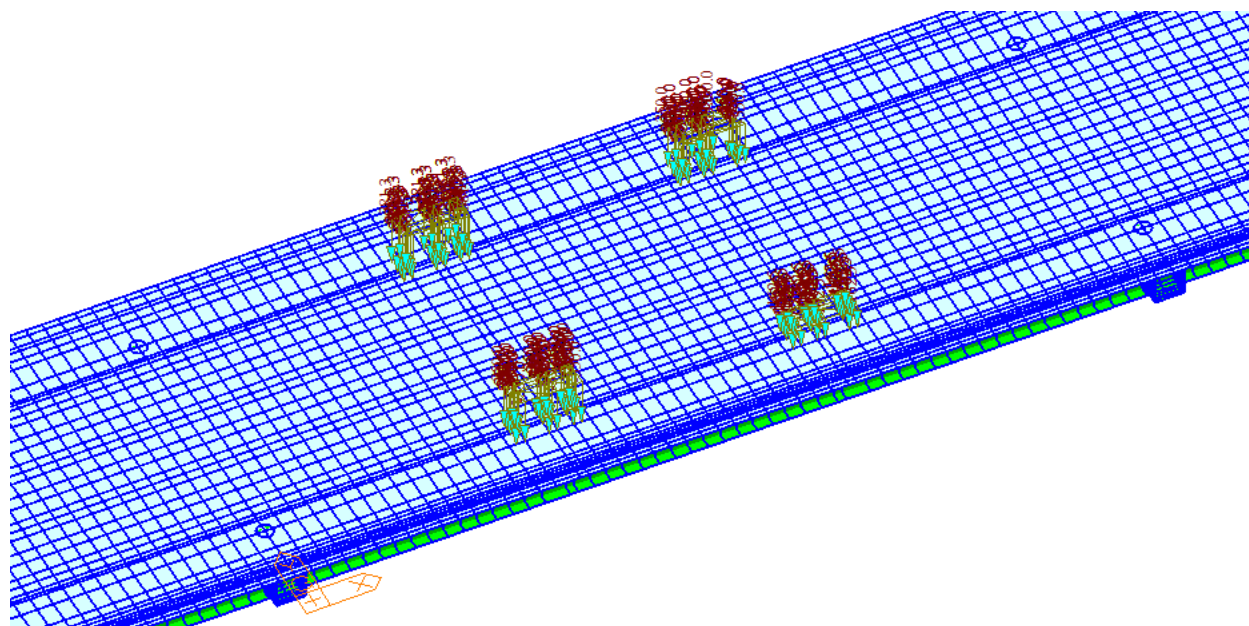
#### 10.1.2. Zatížení od jeřábu

##### PŘÍČNÝ ŘEZ - POLE JEŘÁB V OSE KOMUNIKACE



Obr. 88 Poloha jeřábu v příčném směru

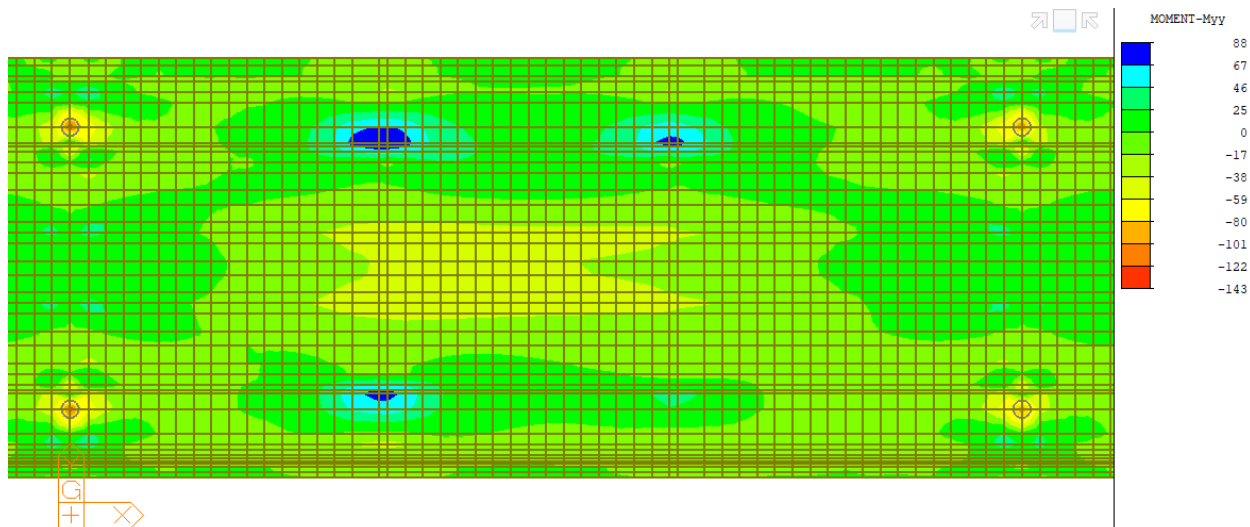
Roznos síly od patky - 0



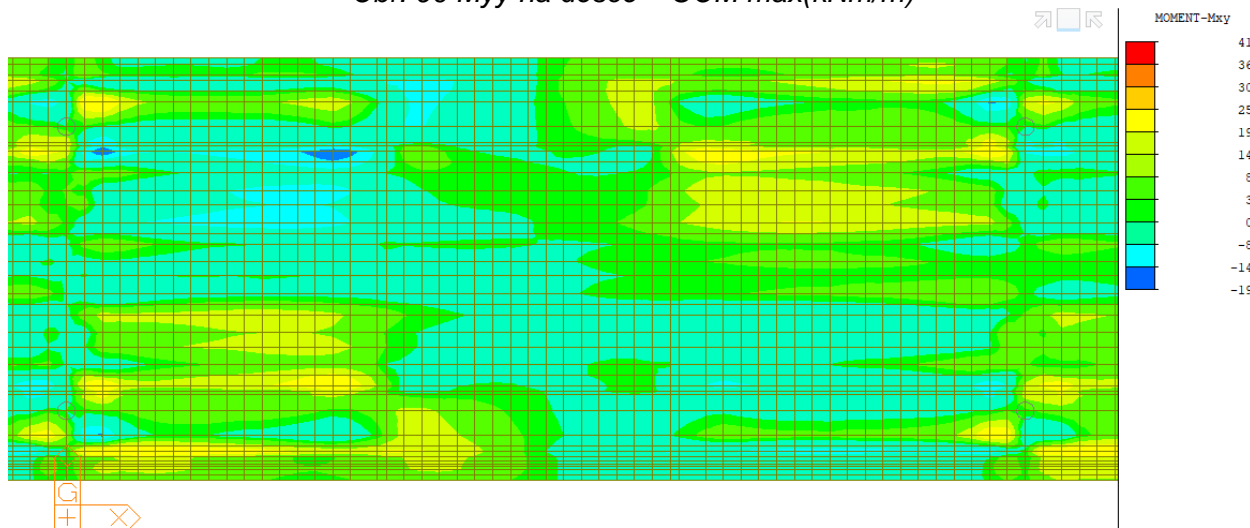
Obr. 89 Poloha jeřábu v podélném směru - MIDAS



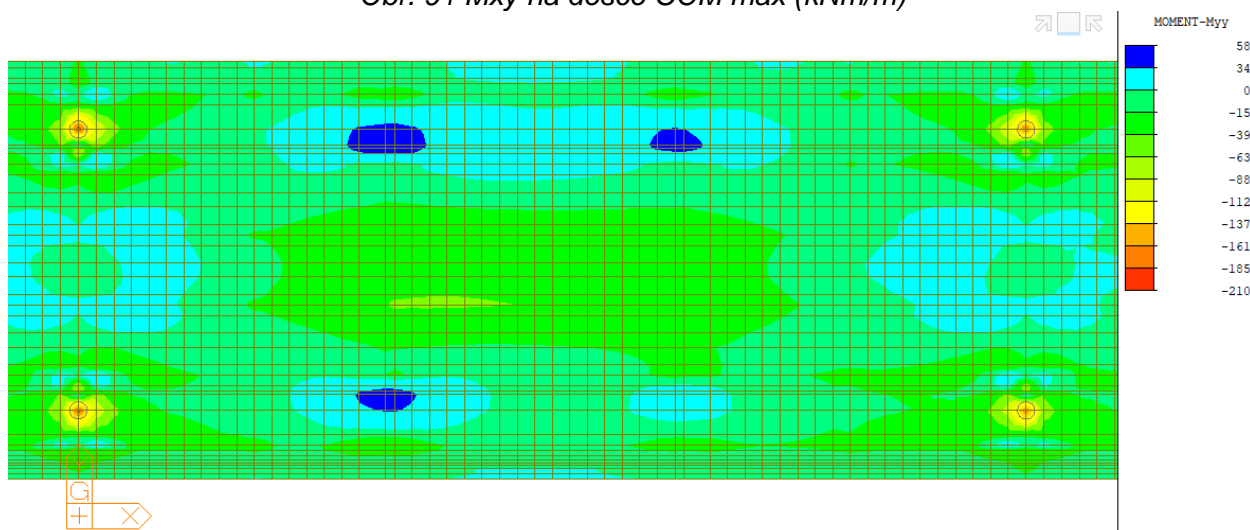
## 10.2. Vnitřní síly



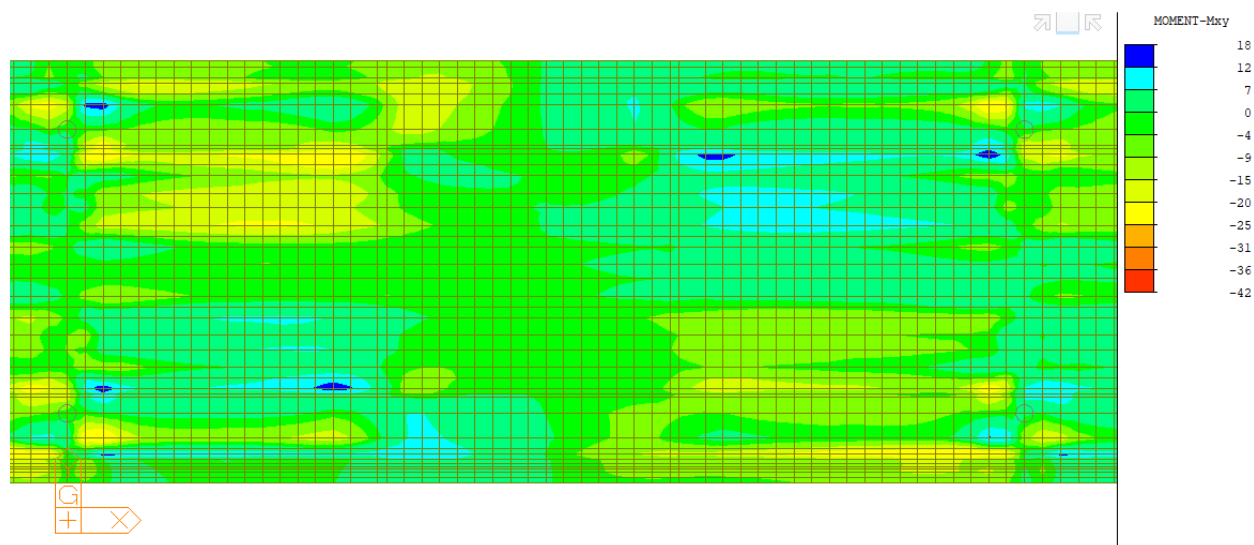
Obr. 90  $M_{yy}$  na desce – COM max(kNm/m)



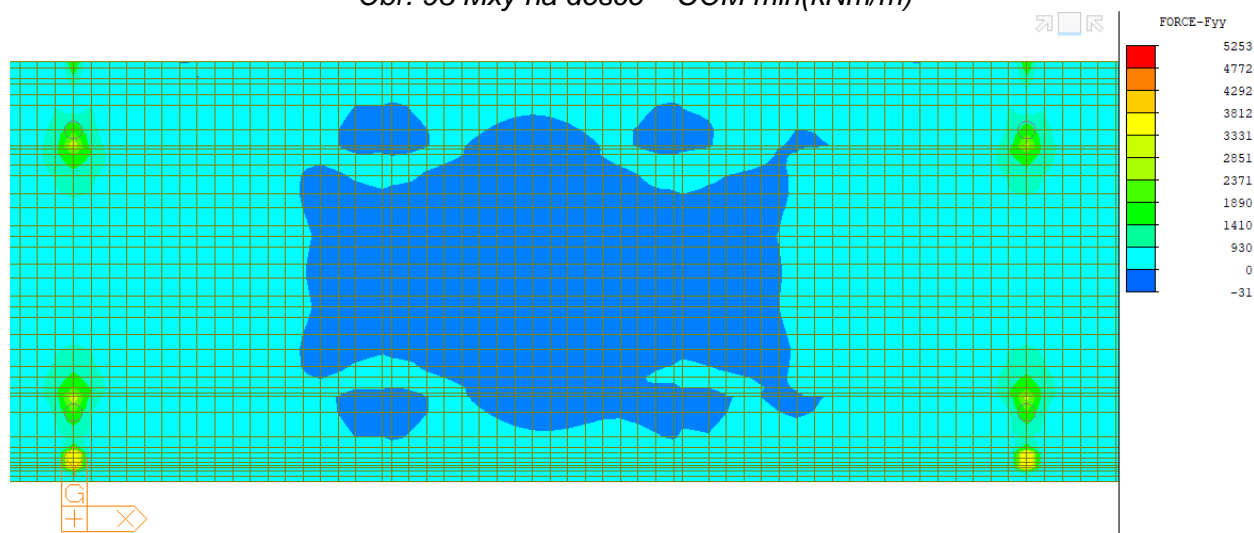
Obr. 91  $M_{xy}$  na desce COM max (kNm/m)



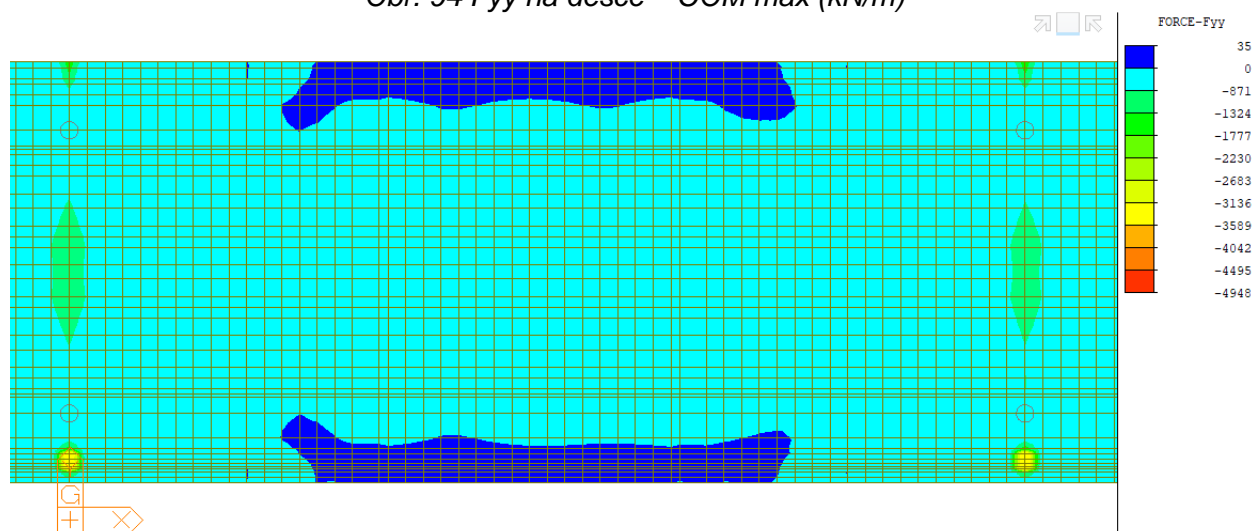
Obr. 92  $M_{yy}$  na desce – COM min(kNm/m)



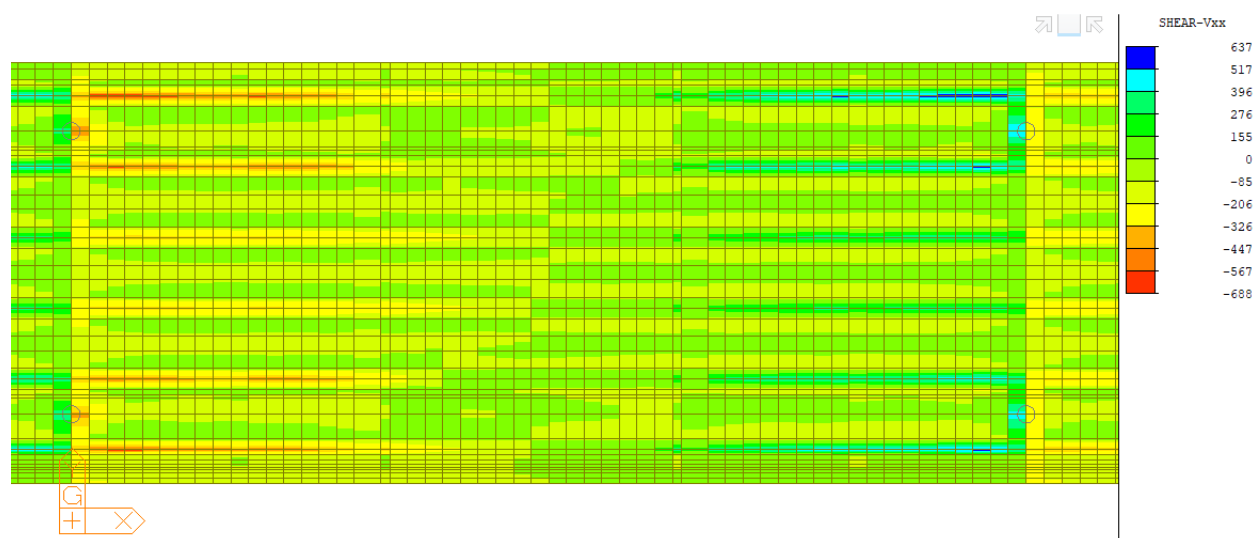
Obr. 93  $M_{xy}$  na desce – COM min(kNm/m)



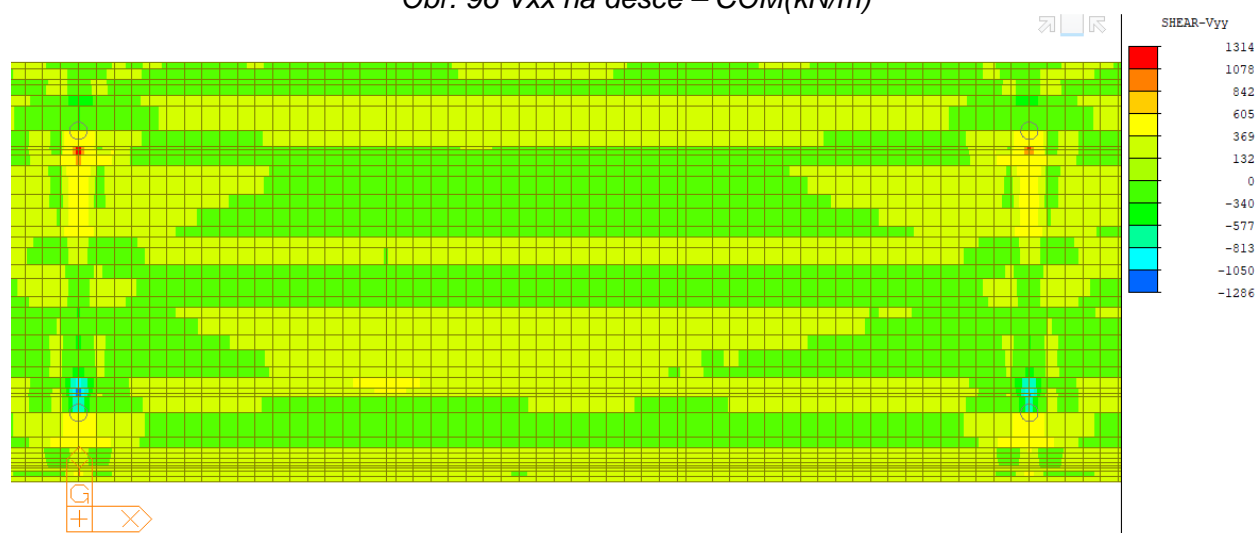
Obr. 94  $F_{yy}$  na desce – COM max (kN/m)



Obr. 95  $F_{yy}$  na desce – COM min (kN/m)



Obr. 96 Vxx na desce – COM(kN/m)



Obr. 97 Vyy na desce – COM(kN/m)

### 10.3. Posouzení v příčném směru na kombinaci namáhání (N+M)

#### 10.3.1. Kombinace návrhová COM

ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ		MRd [kNm]	NRd [kN]
		$\sigma$ [MPa]	bod	$\sigma$ [MPa]	bod	$\sigma$ [MPa]	bod		Porušení
1	ULS_max My	0,000	1	434,783	1	0,000	0	188,5	27,0
		-21,000	2	8,271	2	0,000	0	Drcení betonu (20,15%)	
2	ULS min My	0,000	2	434,783	2	0,000	0	182,1	31,0
		-21,000	1	-11,456	1	0,000	0	Drcení betonu (70,83%)	
3	ULS min My _min	0,000	2	434,783	2	0,000	0	182,4	27,0
		-21,000	1	-12,445	1	0,000	0	Drcení betonu (62,49%)	

Pozn.: Kombinace COM zahrnuje stálé složky zatížení + teplotu + jeřáb



### 10.3.2. Kombinace charakteristická

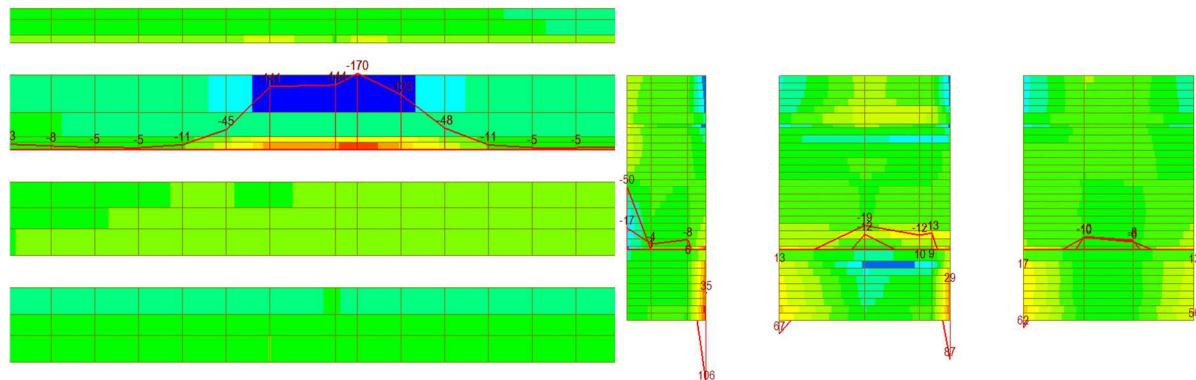
ZS	Název	BETON		VÝZTUŽ		PŘEDPĚTÍ	
		$\sigma$ [MPa]	bod	$\sigma$ [MPa]	bod	$\sigma$ [MPa]	bod
4	Char max My	0,000	2	233,621	2	0,000	0
		-11,332	1	-43,071	1	0,000	0
5	Char min My	0,000	2	223,478	2	0,000	0
		-11,356	1	-46,516	1	0,000	0





## 10.4. Posouzení na smyk

Zatížení patky jeřábu bylo rozneseno na plochu 0,8 m x 2,0 m (vliv roznášecího roštu).  
Posouvající síla byla zprůměrována na délce 1,5 m.



Obr. 98 Posouvající síla  $V_{yy}$  a  $V_{xx}$  (kN/m)

### Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy C 35/45

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$$

součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:

$$\alpha_{cc} = 0.90$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonu:

$$\gamma_c = 1.50$$

návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 21.0 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

### Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel B 500B

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:

$$\gamma_s = 1.15$$

návrhová hodnota meze kluzu oceli:

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

### Posouzení prvku

výška průřezu:

$$h = 0.260 \text{ m}$$

nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:

$$b_w = 1.000 \text{ m}$$

krytí výztuže betonem:

$$c_{nom} = 0.050 \text{ m}$$

průměr podélné tahové výztuže:

$$d_s = 0.022 \text{ m}$$

účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - d_s / 2 = 0.199 \text{ m}$$

návrhová hodnota posouvající síly:

$$V_{Ed} = (V_{xx}^2 + V_{yy}^2)^{0.5} = (51^2 + 152^2)^{0.5} = 150.1 \text{ kN}$$

empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C =$	0.12
parametr vlivu výšky:	$k = 1+(200/d)^{0,5} =$	2.00
	$k > 2,0 \rightarrow k =$	2.0
průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd}+d)$ za posuzovaný průřez:		
	$A_{sl} =$	2.53E-03 m <sup>2</sup>
stupeň vyztužení podélnou výztuží:	$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) =$	0.013 < 0,02
	$k_1 =$	0.15
normálová síla v průřezu od zatížení ( $N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0.00 kN
plocha průřezu:	$A_c = b \cdot h =$	0.260 m <sup>2</sup>
normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly $N_{Ed}$ :	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0 MPa
	$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} =$	4.20 MPa $\rightarrow \sigma_{cp} =$ 0 MPa
minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé tržlině:		
	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.59 MPa
minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	116.55 kN
návrhová hodnota únosnosti ve smyku:		
	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	169.34 kN
	$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} =$	169.34 kN
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:	$v = 0,6(1-f_{ck}/250) =$	0.516
návrhová únosnost tlakových diagonál:	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} =$	1078.18 kN
<b><math>V_{Rd,c} = 169.34 \text{ kN} &lt; V_{Rd,max} = 1078.18 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}</math></b>		
<b><math>V_{Ed} = 150.14 \text{ kN} &lt; V_{Rd,c} = 169.34 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}</math></b>		



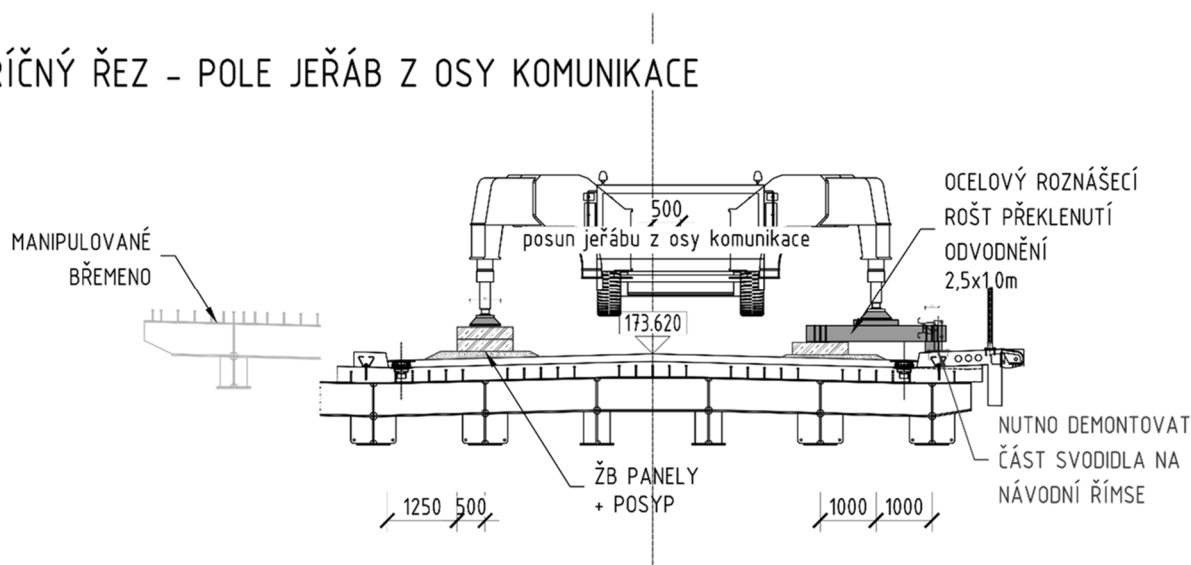
## 10.5. Posouzení posunuté polohy jeřábu v příčném směru mostu

V projektu je použit jeřáb umístěný v ose I/52 (vzdálenost patek v příčném směru mostu cca 7,0m). V RDS lze použít jeřáby jiných rozměrů v závislosti na možnostech Zhotovitele.

Ve statickém výpočtu bude tedy prověřena varianta namáhání betonové desky při vyosení jeřábu z osy I/52, takovým způsobem, že jedna řada patek bude přímo na hlavní nosník a druhá bude vynášena ocelovým roznášecím roštem, který umožní překročení.

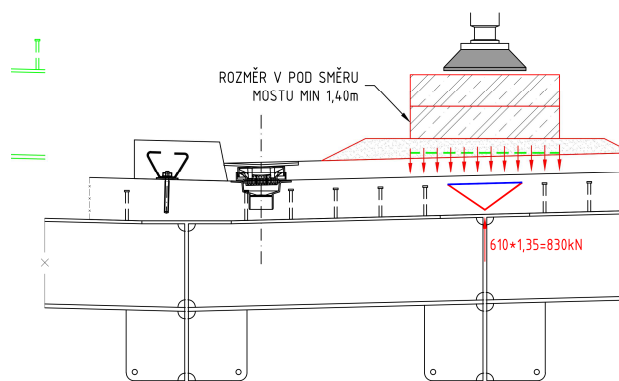
### 10.5.1. Geometrie

#### PŘÍČNÝ ŘEZ - POLE JEŘÁB Z OSY KOMUNIKACE



Obr. 99 Poloha jeřábu v příčném směru při osazení jeřábu z osy I/52

## 10.5.2. Posouzení



Posouzení táhla v desce:

Síla ( $F_d$ ) = 593kN

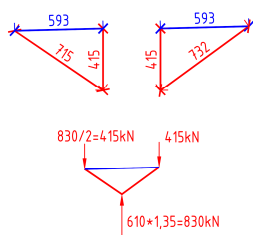
Šířka táhla = 1,40m

Počet prutů v táhle = 9,33ks

Uvažovaný počet prutů = 7ks

$A_s = 7 \cdot 380 = 2660 \text{ mm}^2$

Napětí = 223MPa (ULS), 165MPa (SLS)

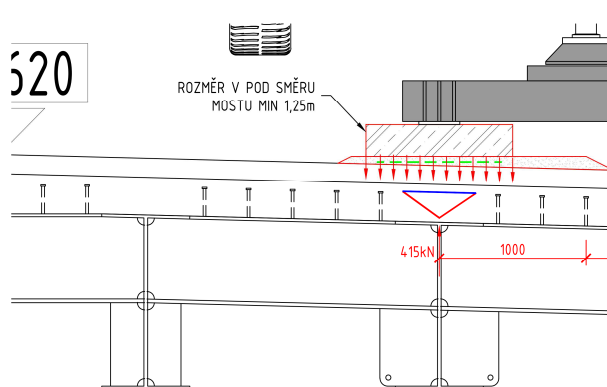


Posouzení vzpěry v desce:

Síla ( $F_d$ ) = 732kN

Průřez vzpěry = 1,05m x 0,05m = 0,0525m<sup>2</sup>

Napětí = 14MPa (ULS) < 17,85MPa



Posouzení táhla v desce:

Síla ( $F_d$ ) = 297kN

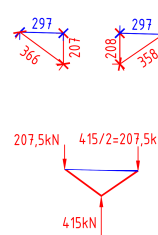
Šířka táhla = 1,25m

Počet prutů v táhle = 8,33ks

Uvažovaný počet prutů = 6ks

$A_s = 6 \cdot 380 = 2280 \text{ mm}^2$

Napětí = 131MPa (ULS), 97MPa (SLS)

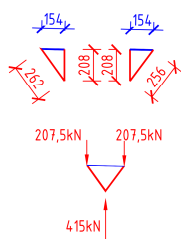
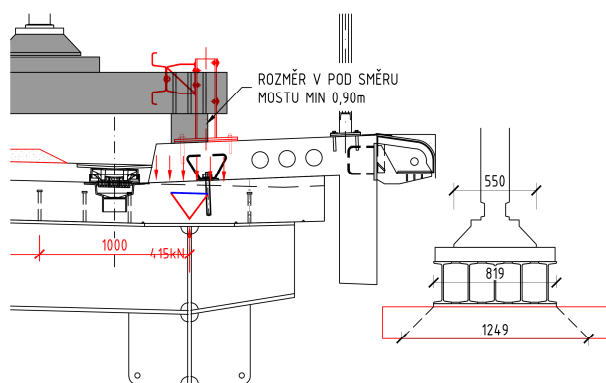


Posouzení vzpěry v desce:

Síla ( $F_d$ ) = 366kN

Průřez vzpěry = 0,90m x 0,05m = 0,045m<sup>2</sup>

Napětí = 8,2MPa (ULS) < 17,85MPa



Posouzení táhla v desce:

Síla ( $F_d$ ) = 154kN

Šířka táhla = 0,90m

Počet prutů v táhle = 6\*2 = 12ks

Uvažovaný počet prutů = 4\*2 = 8ks

$A_s = 8 \cdot 201 = 1608 \text{ mm}^2$

Napětí = 96MPa (ULS), 71MPa (SLS)

Posouzení vzpěry v desce:

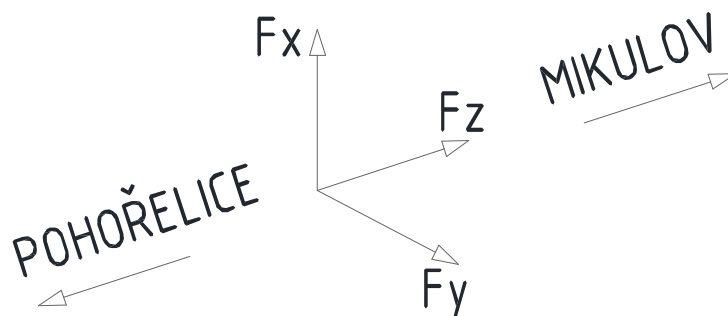
Síla ( $F_d$ ) = 262kN

Průřez vzpěry = 0,60m x 0,04m = 0,024m<sup>2</sup>

Napětí = 10,92MPa (ULS) < 17,85MPa

## 11. ÚČINKY NA LOŽISKA

### 11.1. Účinky na ložiska S11,5 + C3 od kombinace ULS



Kladné směry sil v ložiscích

#### Ložisko na OP1P [10901]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-472	-225	0
Shear-y	-1423	323	0
Shear-z	-783	-11	0
Axial	-4001	185	0
Shear-y	-988	-328	0
Shear-z	-1908	7	0

#### Ložisko na OP1L [10891]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-1435	0	0
Shear-y	-2578	0	0
Shear-z	-1779	0	0
Axial	-5324	0	0
Shear-y	-2276	0	0
Shear-z	-3213	0	0

#### Ložisko na P2P [12085]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-2195	8	1
Shear-y	-5259	21	-139
Shear-z	-4642	-2	183
Axial	-7604	-11	-122
Shear-y	-3409	-21	3
Shear-z	-3608	3	-200

#### Ložisko na P2L [12082]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-4520	-9	125
Shear-y	-7105	25	-125
Shear-z	-6181	3	180
Axial	-10935	14	-123
Shear-y	-5746	-15	-2
Shear-z	-7730	0	-199

#### Ložisko na P3P [12086]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-1414	6	-2
Shear-y	-4500	24	-110
Shear-z	-2805	0	172
Axial	-6684	-14	124
Shear-y	-2527	-30	0
Shear-z	-3765	-1	-172

#### Ložisko na P3L [12083]

	$F_x$	$F_y$	$F_z$
Axial	-3527	-11	-2
Shear-y	-5937	28	-122
Shear-z	-4870	0	170
Axial	-9669	14	124
Shear-y	-4884	-23	2
Shear-z	-6770	0	-170

### Ložisko na P4P [12087]

	Fx	Fy	Fz
Axial	-2185	8	-1
Shear-y	-5249	21	139
Shear-z	-3598	2	200
Axial	-7593	-11	121
Shear-y	-3398	-21	-3
Shear-z	-4631	-2	-183

### Ložisko na P4L [12084]

	Fx	Fy	Fz
Axial	-4519	-10	-125
Shear-y	-7104	24	125
Shear-z	-7728	0	199
Axial	-10933	14	123
Shear-y	-5745	-15	2
Shear-z	-6179	3	-180

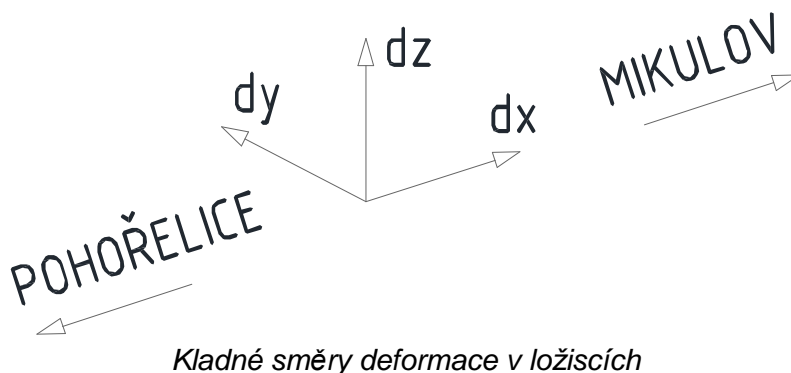
### Ložisko na OP5P [10909]

	Fx	Fy	Fz
Axial	-480	-225	0
Shear-y	-1433	323	0
Shear-z	-1915	7	0
Axial	-4013	185	0
Shear-y	-997	-328	0
Shear-z	-792	-11	0

### Ložisko na OP5L [10899]

	Fx	Fy	Fz
Axial	-1437	0	0
Shear-y	-2582	0	0
Shear-z	-3216	0	0
Axial	-5328	0	0
Shear-y	-2279	0	0
Shear-z	-1782	0	0

## 11.2. Deformace na ložiskách S11,5+C3 od kombinace ULS



### Ložisko na OP1P [3525]

	DX	DY	DZ
max	77	3	5
min	-81	-4	-3

### Ložisko na OP1L [1873]

	DX	DY	DZ
max	78	5	5
min	-79	-3	-3

### Ložisko na P2P [3531]

	DX	DY	DZ
max	56	7	2
min	-63	-7	-10

### Ložisko na P2L [1875]

	DX	DY	DZ
max	56	8	0
min	-63	-6	-12

### Ložisko na P3P [3537]

	DX	DY	DZ
max	47	9	3
min	-47	-8	-9

### Ložisko na P3L [983]

	DX	DY	DZ
max	47	11	1
min	-47	-7	-11

### Ložisko na P4P [3543]

	DX	DY	DZ
max	63	7	2
min	-56	-7	-10

### Ložisko na P4L [1766]

	DX	DY	DZ
max	62	8	0
min	-56	-6	-12

### Ložisko na OP5P [3549]

	DX	DY	DZ
max	81	3	5
min	-77	-4	-3

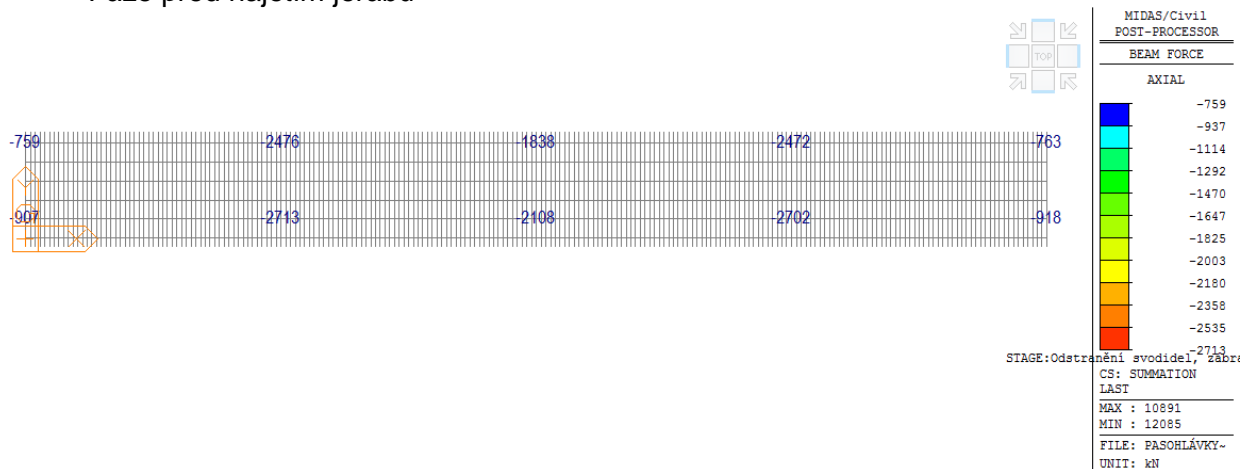
### Ložisko na OP5L [1991]

	DX	DY	DZ
max	79	5	5
min	-78	-3	-3

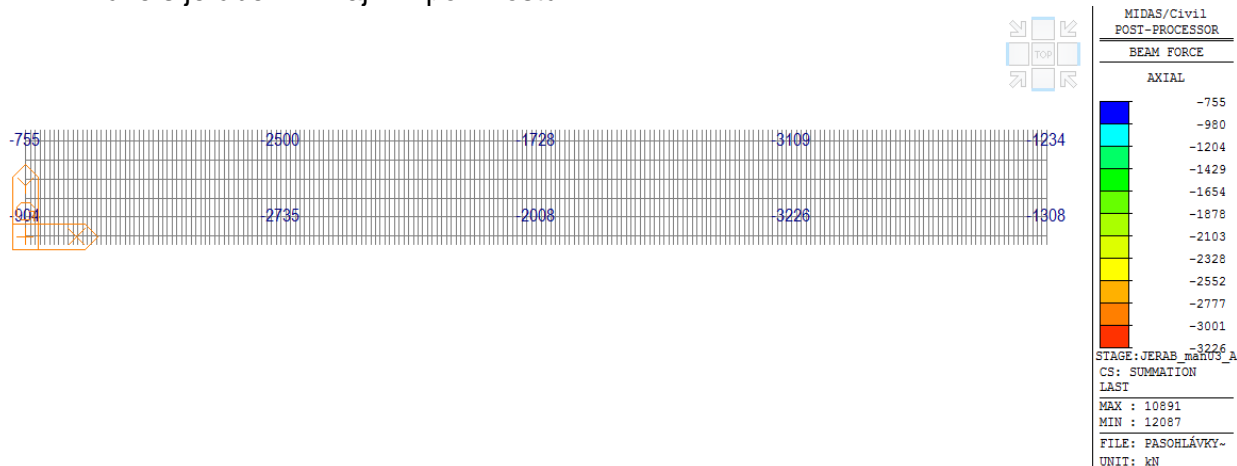
## 11.3. Účinky na ložiska S9,5 + osazení částí HNC jeřábem

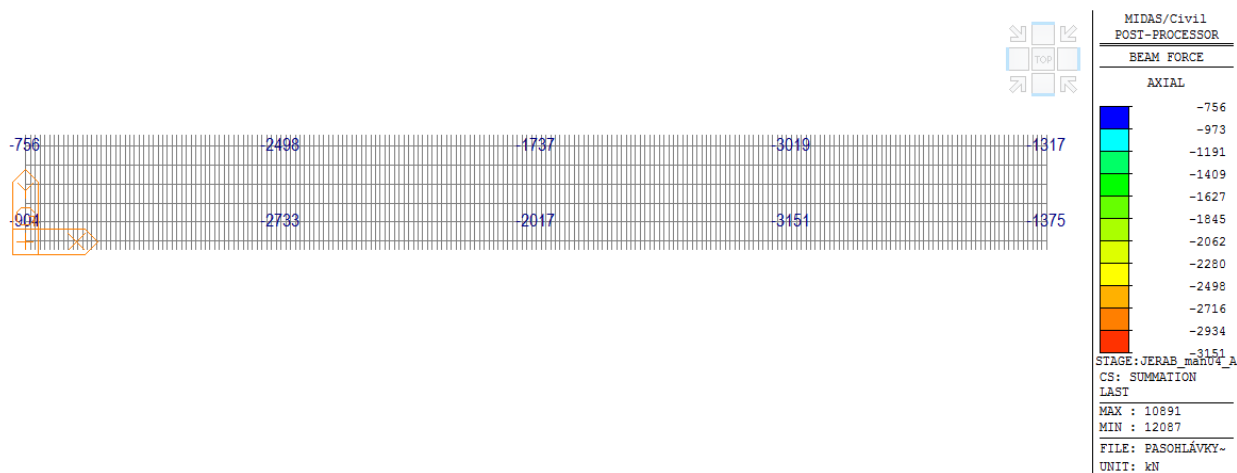
Přetížení OK jeřábem se projeví v přítlačích na ložiska následovně.

- Fáze před najetím jeřábu



- Fáze s jeřábem v krajním poli mostu





- Fáze s jeřábem ve vnitřním poli mostu



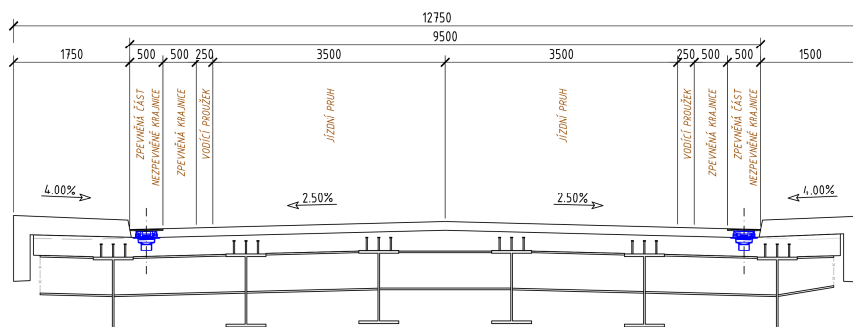




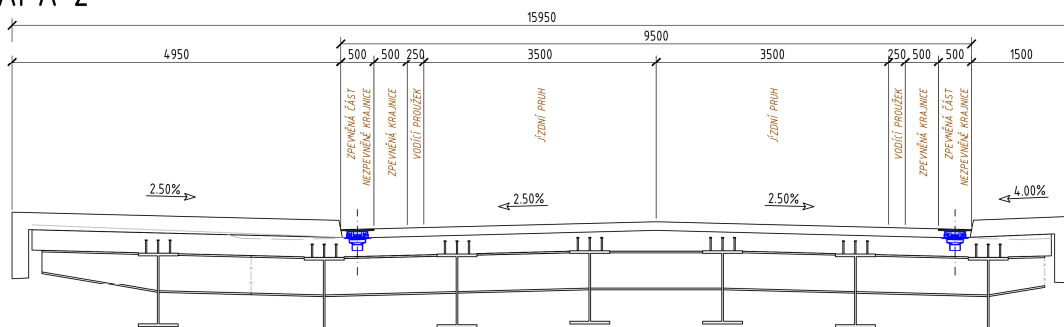
## 13. VÝPOČET ODVODNĚNÍ

### 13.1. Šířkové uspořádání na mostě

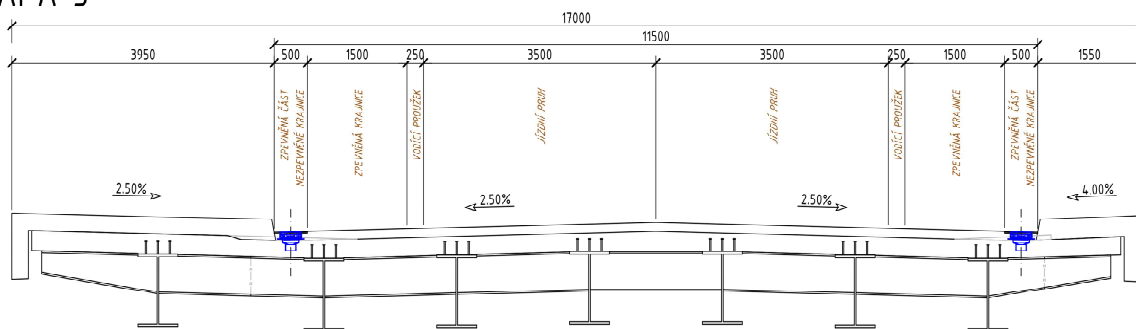
#### ETAPA 1



#### ETAPA 2



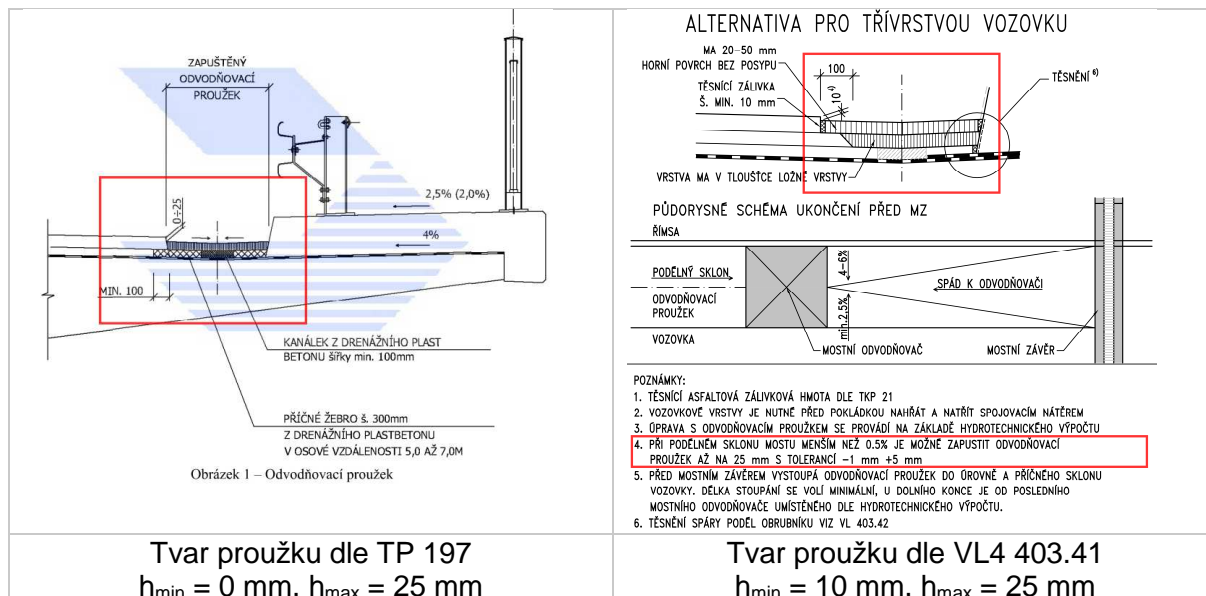
#### ETAPA 3



Ve výpočtu je uvažováno s uspořádáním příčného řezu z Etapy 2, kde lze připustit zaplavení šířky 1,25 m.

Šířka odvodňované plochy je  $4,95 + 11,5/2 = 9,70$  m, příčný spád je 2,50 %.

## 13.2. Tvar odvodňovacího proužku



Článek z TP 107 – Odvodnění mostu PK, kap. 3.2.4.

Dále je uvažováno s tvarem proužku dle VL4.

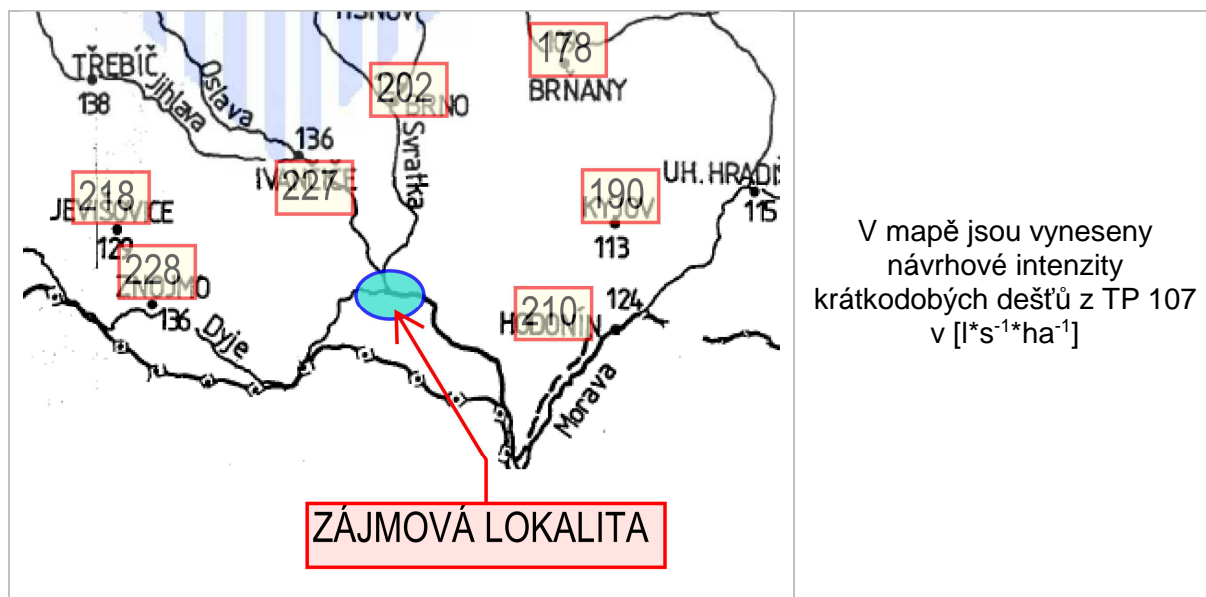
## 13.3. Zaplavená šířka

Článek z TP 107 – Odvodnění mostu PK, kap. 3.2.6.

Dále je uvažováno s rozlitem (zaplavenou šířkou)  $\leq 1,25 \text{ m}$ .

Tzn, že je přípustné zaplavení zpevněné části nezpevněné krajnice, zpevněné krajnice a vodícího proužku v Etapě 2.

## 13.4. Vydátnost srážek



Dále je uvažováno s vydátností srážek  $225 \text{ l} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{ha}^{-1}$ .

## 13.5. Vzdálenost odvodňovačů na mostě

### 13.5.1. Bez odvodňovacího proužku

Podélný sklon převáděné komunikace je 0,0 %. S tímto vstupem by výpočet dával nereálné výsledky. Proto je hodnota podélného sklonu mostu zadána jako 0,01 %, (0,1 mm/m).

<b>POUŽITÉ VZORCE:</b>			objekt: <b>Pasohlávky 52-059</b>		
(rovněměrný ustálený pohyb)					
Hydraulický poloměr R [m]	$R = S/O$ [m]		Objemový průtok [m <sup>3</sup> /s]	$Q = S \cdot v$	
Rychlostní součinitel C	$C = 1/n \cdot R^y$		Vzdálenost odvodňovačů [m]	$l = Q/\bar{s} \cdot i$	
(dle Pavlovského)					
Střední rychlost v [m/s]	$v = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$		Max. plocha/1 odvodňovač [m <sup>2</sup> ]	XX	
<b>ZADÁVANÉ HODNOTY:</b>					
příčný sklon proužku	p 2.50 [%]		šířka odvod.plochy š	š 9.70 [m]	
zaplavená šířka	b 1.250 [m]		Sklon čáry	I 0.01 [%]	
odsazení mříže od obrubníku	d 50.00 [mm]		Výdatnost srážky	i 225.00 [l/s/ha]	
Typ odvodňovače	I 300/300 mm		Odtokový součinitel	φ 0.9	
			Stupeň drsnosti	n 0.014	
<b>VÝSLEDKY:</b>					
Plocha profilu S [m <sup>2</sup> ]	S 0.0195 [m <sup>2</sup> ]		Šířka rámu s mříží	a 330 [mm]	
Omočený obvod O [m]	O 1.281 [m]		Povrchová rychlost vody	v' 0.05 [m/s]	
Hydraulický poloměr R [m]	R 0.0152 [m]		Součinitel bočního nátoky	k 113.08	
Rychlostní souč. C	C 35.81		Výška vody v ose odvodňovače	h <sub>1</sub> ' 25.9 [mm]	
Střední rychlost v [m/s]	v 0.04 [m/s]		Max. přípustná výška vody	h <sub>max</sub> 45.0 [mm]	
Průtočné množství	Q 0.86 [l/s]		Výpočtová výška vody	h <sub>1</sub> 25.9 [mm]	
Vzdál. odvodňovače	l 4.396 [m]		Spolupůsobící šířka	a <sub>1</sub> 1.25 [m]	
Plocha/1 odvodňovač	A 42.6 [m <sup>2</sup> ]		Plocha vodní vrstvy	F <sub>1</sub> 0.0195 [m <sup>2</sup> ]	
			Minimální hltnost odvodňovače	H' 1.10 [l/s]	
Hltnost odvodňovače	H 1.10 [l/s]		Množství vody přetékající	Q <sub>2</sub> 0.00 [l/s]	
Kapacita odvodňovače	Kp 78.3 [%]		Množství vody obtékající	Q <sub>3</sub> -0.24 [l/s]	

Bez odvodňovacího proužku není splněný požadavek TP 107.  
Vzdálenost odvodňovačů by při zaplavené šířce 1,25 m byla 4,40m

### 13.5.2. S odvodňovacím proužkem

Sklon od odvodňovacího proužku je 0,44 %, pro vzdálenost odvodňovačů je 6,8 m.

#### VÝPOČET VZDÁLENOSTI ODVODŇOVAČE

##### POUŽITÉ VZORCE :

(rovnoměrný ustálený pohyb)

objekt : Paso E2+E3 {"S9.5+C4";"S11.5+C3}

Hydraulický poloměr R [m]	$R = S/O$ [m]	Objemový průtok [m³/s]	$Q = S \cdot v$
Rychlostní součinitel C (dle Pavlovského)	$C = 1/n \cdot R^y$	Vzdálenost odvodňovačů [m]	$l = Q/\bar{s}/i$
Střední rychlost v [m/s]	$v = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$	Max. plocha/1 odvodňovač [m²]	400

##### ZADÁVANÉ HODNOTY :

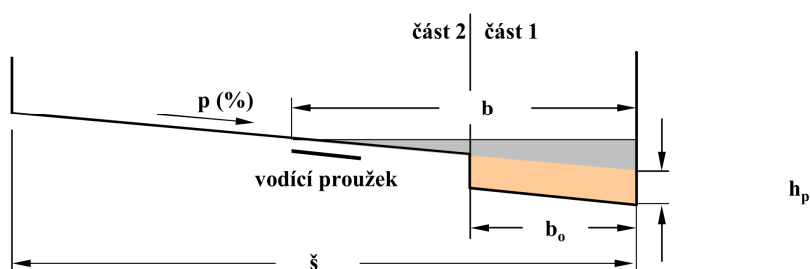
příčný sklon proužku p [%]	2.5	šířka odvod.plochy š [m]	9.70
zaplavená šířka b [m]	0.501	Sklon čáry I [%]=	0.441
šířka sníženého proužku b <sub>o</sub> [m]	0.50	Vydatnost srážky i [l/s/ha]	225
hloubka sníž. proužku h <sub>p</sub> [mm]	10	Stupeň drsnosti n	0.014

##### VÝSLEDKY :

	část 1	část 2		
Plocha profilu S [m²]	0.0081	0.0000	Průtočné množství Q1' + Q2' [l/s]	2.39
Omočený obvod O [m]	0.533	0.001	Vzdál. odvodňovače l' [m]	11.0
Hydraulický poloměr R [m]	0.0153	0.0000	Plocha/1 odvodňovač A' [m²]	106.4
Rychlostní souč. C	35.83	10.99	<b>Průtočné množství Q [l/s]</b>	<b>2.39</b>
Střední rychlost v [m/s]	0.29	0.00	<b>Vzdál. odvodňovače l [m]</b>	<b>10.965</b>
Průtočné množství Q' [l/s]	2.39	0.00	<b>Plocha/1 odvodňovač A [m²]</b>	<b>106.4</b>
Hloubka na vtoku [mm]	22.5	<	Kapacitní hl. odvod. 300/300 [mm]	30.0
		<	Kapacitní hl. odvod. 500/500 [mm]	50.0

#### NAVRŽEN ODVODŇOVAČ 300/300 mm

##### SCHEMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ :



S odvodňovacím proužkem je splněný požadavek TP 107.  
Vzdálenost odvodňovačů by při zaplavené šířce menší než 0,50 m je 10,90m.

## 14. ZÁVĚR

Statickým výpočtem byla navržena nosná spřažená konstrukce mostu. Bylo ověřené namáhání ocelové i betonové části nosné konstrukce a posouzeno stávající odvodnění pro větší šířku nosné konstrukce.

Všechny prvky konstrukce byly navrženy a posouzeny dle platných norem ČSN a EN. Navrhnutá konstrukce je stabilní a vyhovuje všem nejnejpříznivějším kombinacím vnitřních sil.

Statickým posudkem bylo prokázáno splnění základních požadavků na stavby – mechanické odolnosti, stability konstrukce a jsou splněny podmínky spolehlivosti (tj. bezpečnosti, použitelnosti a trvanlivosti stavby).

Byly stanoveny účinky na ložiska a MZ v definitivním uspořádání mostu S11,5 + C3.

Brno, 04/2019

Vypracoval: Ing. Jan Pozdíšek Ph.D.  
Ing. Antonín Pupík  
Ing. Lucie Totková  
Ing. Jaroslav Bartoň