

# Most přes Černý potok na MK ul. Květná – ul. Lidická

---

*Statický výpočet*

8.9.2017

AG



## Obsah:

1	Identifikační údaje mostu .....	5
2	Popis konstrukce .....	5
2.1	Stručný popis konstrukce .....	5
2.2	Geometrie a základní parametry .....	5
2.3	Průřezové charakteristiky .....	7
2.4	Ověření průřezových charakteristik .....	7
2.4.1	Skutečný tvar .....	8
2.4.2	Idealizovaný tvar .....	8
2.5	Výpočtový model .....	9
3	Postup výstavby .....	10
4	Materiálové charakteristiky .....	10
4.1	Beton .....	10
4.1.1	Smršťování betonu .....	11
4.1.2	Pevnost betonu v čase .....	12
4.2	Betonářská výztuž .....	13
4.3	Předpínací výztuž .....	13
4.4	Krytí výztuže .....	13
4.4.1	Krytí betonářské a předpínací výztuže v nosné konstrukci .....	14
5	Zatížení .....	14
5.1	Stálé zatížení .....	14
5.1.1	Vlastní tíha konstrukce .....	14
5.1.2	Ostatní stálé zatížení (charakteristické hodnoty) .....	15
5.1.3	Nerovnoměrný pokles podpor .....	15
5.1.4	Zemní tlaky za rubem opěr .....	15
5.2	Nahodilé zatížení .....	16
5.2.1	Zatížení dopravou .....	16
5.2.2	Počet a šířka zatěžovacích pruhů: .....	16
5.2.3	Model zatížení 1 – LM1, sestava zatížení gr1a .....	16
5.2.4	Příčný roznos lokálních zatížení .....	19
5.2.5	Model zatížení 2 – LM2, sestava zatížení gr1b .....	19
5.2.6	Model zatížení 3 – LM3 .....	19
5.2.7	Model zatížení 4 – LM4 .....	20
5.2.8	Roznášení soustředěného zatížení .....	20
5.2.9	Vodorovné síly .....	20
5.2.10	Zatížení chodci .....	21
5.2.11	Současné působení zatěžovacích systémů: .....	21

5.2.12	Model zatížení na únavu 3 (model jednotlivého vozidla) .....	22
5.2.13	Staveništní zatížení.....	23
5.2.14	Zatížení větrem .....	23
5.2.15	Zatížení teplotou .....	23
6	Vnitřní síly .....	26
7	Předběžný návrh předpětí .....	26
7.1	Napětí v předpínací výztuži .....	26
7.2	Metoda vyrovnání zatížení – ekvivalentní parabolický kabel .....	27
7.3	Odhad předpínací síly z podmínky dekomprese .....	27
8	Přesný návrh předpětí.....	28
8.1	Základní údaje .....	28
8.2	Ztráty předpětí.....	28
8.2.1	Krátkodobé ztráty předpětí.....	28
8.2.2	Dlouhodobé ztráty předpětí .....	28
9	Kombinace zatěžovacích stavů .....	31
9.1	Kombinace pro mezní stav použitelnosti – SLS.....	31
9.2	Kombinace pro mezní stav únosnosti – ULS .....	32
10	Mezní stavy – posouzení konstrukce .....	32
11	Mezní stav použitelnosti – SLS.....	32
11.1	Omezení napětí ve výztuži .....	32
11.2	Omezení napětí v betonu.....	32
11.2.1	Omezení tahových napětí v betonu ve stavebních stavech.....	33
11.2.2	Normálová napětí od stálých zatížení.....	33
11.2.3	Stavební stav .....	33
11.3	Omezení trhlin, mezní šířka trhlin.....	34
11.4	Omezení přetvoření .....	34
12	Mezní stav únosnost – ULS .....	35
12.1	Ohyb.....	35
12.1.1	Řez 5–I/2, x = 6,65 m od teoretické podpory.....	37
12.1.2	Minimální plocha betonářské výztuže – křehký lom .....	38
12.2	Smyk.....	39
12.3	Posouzení betonu neporušeného trhlinou .....	39
12.4	Posouzení předpjatého prostého nosníku bez smyk. výztuže dle ČSN EN 1992-1-1.....	40
12.5	Posouzení betonu porušeného trhlinou .....	40
12.6	Kroucení .....	40
12.6.1	Posouzení smykových a kroutících účinků zatížení.....	41
13	Příčný směr – návrh příčné výztuže .....	42



13.1	Návrh příčné výztuže.....	44
14	Posouzení na únavu .....	45
14.1	Posouzení betonu .....	45
14.2	Posouzení betonářské a předpínací oceli .....	46
14.2.1	Předpínací výztuž .....	46
14.2.2	Betonářská výztuž .....	46
14.3	Závěr posouzení na únavu .....	47
15	Posouzení kotevní oblasti .....	47
15.1	Lokální vyztužení.....	47
15.2	Roztržení líce kotevní oblasti .....	48
15.3	Lokální oblast pod kotvou.....	48
15.4	Kotevní oblast .....	49
16	Návrh mostních závěrů .....	51
17	Návrh ložisek .....	51
17.1	Ověření únosnosti elastomeru.....	52
18	Zatížení spodní stavby.....	53
19	Posouzení spodní stavby.....	53
20	Posouzení založení spodní stavby.....	53
21	Schéma vyztužení.....	54
22	Závěr .....	56
23	Použitá literatura a normy .....	57
24	Použitý software .....	57
25	Přílohy .....	58



## 1 Identifikační údaje mostu

Název mostu:	Most přes Černý potok na MK
Místo:	místní komunikace, ul. Květná – ul. Lidická
Obec:	Bruntál
Katastrální území:	Bruntál – město (613169)
Kraj:	Moravskoslezský
Objednatel:	Ing. Jiří Vítek, Stavební projekce Hněvotínská 50 779 00 Olomouc
Zhotovitel statického výpočtu:	Ing. František Pokorný, člen ČKAIT č. 1006240 pokorny.frant@gmail.com, +420 776 583 906
Stupeň dokumentace:	DSP

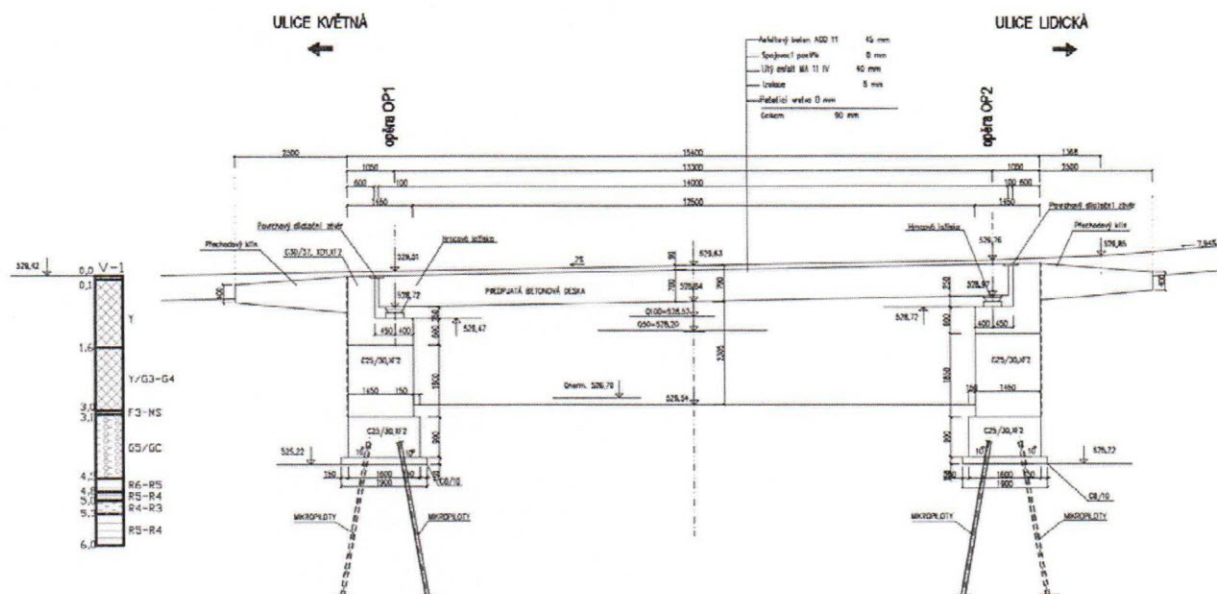
## 2 Popis konstrukce

### 2.1 Stručný popis konstrukce

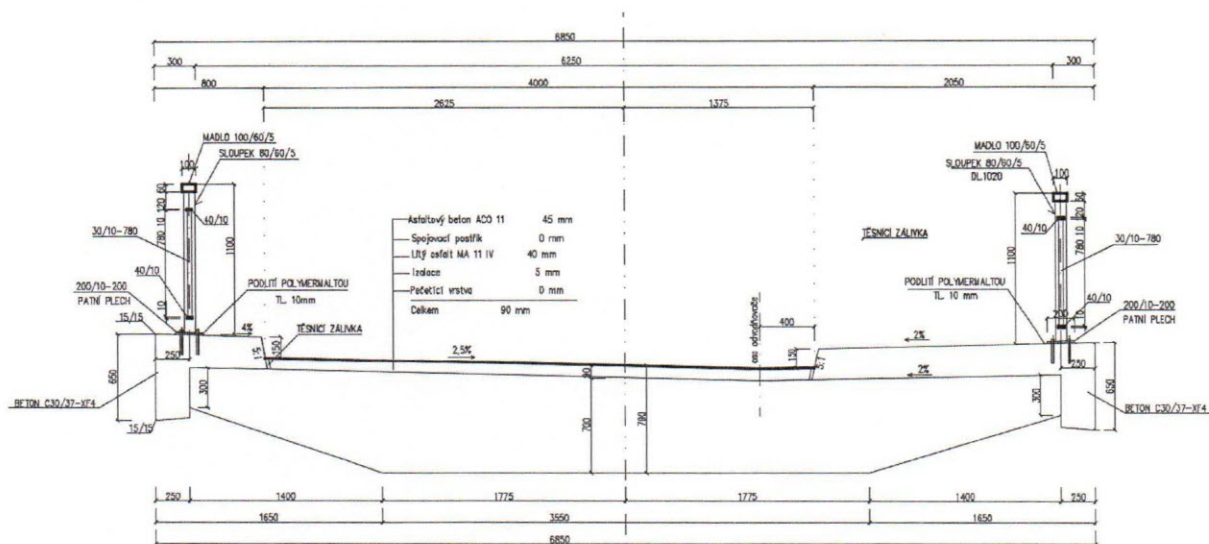
Nová mostní konstrukce bude převádět místní komunikaci mezi ulicemi Květná a Lidická v Bruntále přes Černý potok. Jedná se o mostní konstrukci o jednom poli. Betonáž bude provedena na pevné skruži. Ods kružení bude provedeno dodatečným předpětím při min. 80 % pevnosti betonu v tlaku. Deska má v příčném směru lichoběžníkový tvar. Na mostě je veden jednostranně chodník. Most se nachází v intravilánu a je opatřen oboustranně zábradlím normové výšky 1,10 m.

### 2.2 Geometrie a základní parametry

Počet polí	1
Rozpětí polí [m]	13,3 m
Délka přemostění	12,5 m
Délka nosné konstrukce	14,3 m
Převáděná komunikace	místní komunikace
Šířka převáděné komunikace mezi zvýšenými obrubami	4,00 m
Šířka nosné konstrukce	6,35 m
Šířka mostu	6,85 m
Příčný sklon mostu	jednostranný 2,5 %
Podélný sklon mostu	konstantní 2,0 %
Tloušťka nosné konstrukce v ose	0,70 m
Šikmost	kolmý most
Úhel křížení	100,0 g
Přemostěvaná překážka	Černý potok



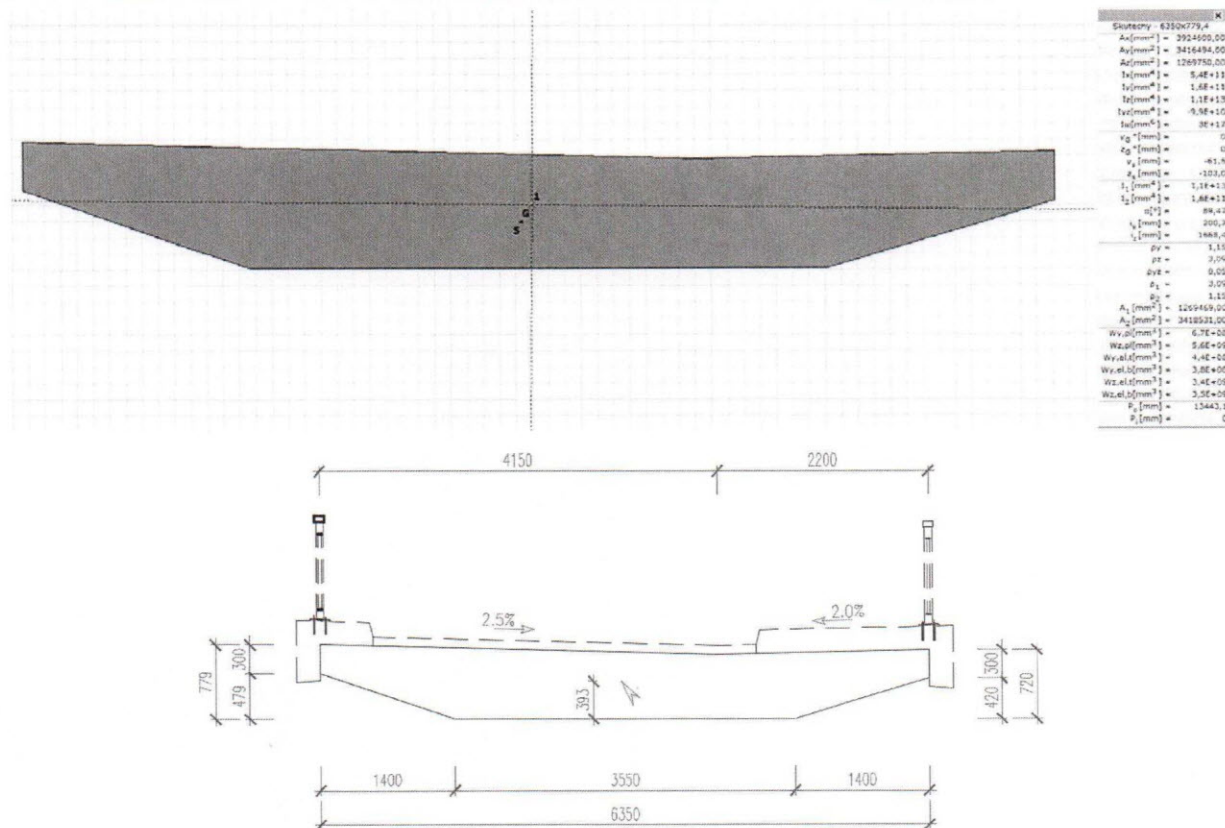
Obr. 1 - Podélný řez



Obr. 2 - Příčný řez

## 2.3 Průřezové charakteristiky

Průřez je konstantního tvaru po celé délce mostu. Konstrukce je navržena jako lichoběžníková dodatečně předpjatá deska. Horní povrch desky je v jednostranném příčném spádu pod vozovkou 2,5 % s protispádem pod chodníkem 2,0 %. Průřezové charakteristiky betonového průřezu jsou následující:



Obr. 3 - Skutečný tvar průřezu

## 2.4 Ověření průřezových charakteristik

Bylo provedeno orientační ověření průřezových charakteristik. Hodnoty se neliší od hodnot spočtených programem. Spočtené hodnoty byly použity k potřebným posudkům.

tvar ... 1 - obdélník, 2 - trojúhelník

$n_i$  ... počet prvků v příčném řezu

$b_i$  ... šířka prvku

$h_i$  ... výška prvku

$z_{NA,i}$  ... vzdálenost těžiště od spodních vláken

$n_i \cdot A_i$  ... plocha prvků stejného i

$n_i \cdot I_{0,i}$  ... moment setrvačnosti všech prvků stejného i k vlastní těžištní ose,  $I_{0,i} = n_i \cdot [(1/12) \text{ obdélník nebo}$

$n_i \cdot I_{0,i}$  ... moment setrvačnosti všech prvků stejného i k vlastní těžištní ose,  $I_{0,i} = n_i \cdot [(1/12) \text{ obdélník nebo}$   
(1/36) trojúhelník]  $\cdot b_i \cdot h_i^3$

$e_i$  ... vzdálenost těžiště prvku i od těžiště průřezu

$I_i = n_i \cdot I_{0,i} + n_i \cdot A_i \cdot E_i^2$



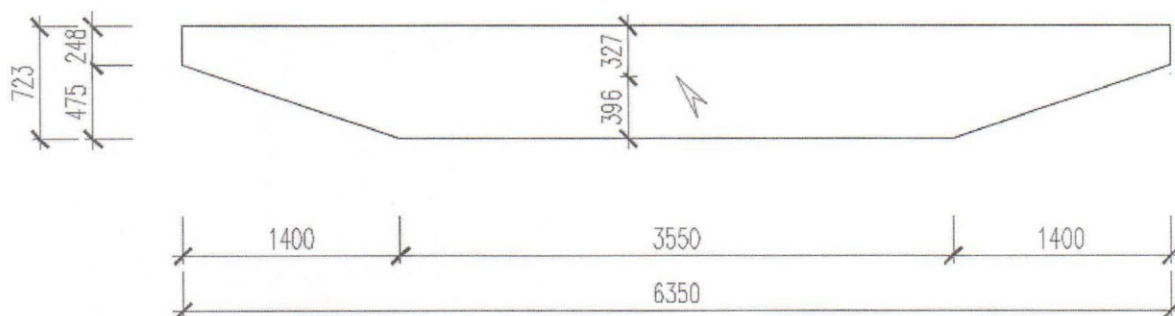
### 2.4.1 Skutečný tvar

Průřezové charakteristiky skutečného příčného řezu. Horní spád NK ve spádu dle sklonu vozovky a říms (chodníku).

výška průřezu $h = 0,779 \text{ m}$											
těžiště od horních vláken $c_{y,h} = 0,386 \text{ m}$						těžiště od spodních vláken $c_{y,d} = 0,393 \text{ m}$					
i	tvar	počet $n_i$	šířka $b_i$	výška $h_i$	těžiště $z_{NA,i}$	$n_i \cdot A_i$	$n_i \cdot A_i \cdot z_i$	$n_i \cdot I_{0,i}$	$e_i$	$n_i \cdot A_i \cdot e_i^2$	$I_i$
1	1	1	3,550	0,676	0,338	2,3998	0,811132	0,091388	-0,055	0,00718	0,099
2	2	1	1,400	0,479	0,319333	0,3353	0,107072	0,004274	-0,07338	0,00181	0,006
3	1	1	1,400	0,196	0,577	0,2744	0,158329	0,000878	0,184287	0,00932	0,010
4	2	1	4,150	0,104	0,709667	0,2158	0,153146	0,00013	0,316953	0,02168	0,022
5	2	1	1,400	0,420	0,28	0,294	0,08232	0,002881	-0,11271	0,00374	0,007
6	1	1	1,400	0,256	0,548	0,3584	0,196403	0,001957	0,155287	0,00864	0,011
7	2	1	2,200	0,044	0,690667	0,0484	0,033428	5,21E-06	0,297953	0,00430	0,004
celková plocha $\Sigma A = 3,92610 \text{ m}^2$						moment setrv. $\Sigma I = 0,15818 \text{ m}^4$					
průřezový modul k horním vláknům $W_h = 0,40948 \text{ m}^3$						jádro průřezu		$i = 0,20072 \text{ m}$			
průřezový modul k dolním vláknům $W_d = 0,40278 \text{ m}^3$						jádro průřezu		$j_h = 0,10430 \text{ m}$			
						jádro průřezu		$j_d = 0,10259 \text{ m}$			

### 2.4.2 Idealizovaný tvar

Pro účely výpočtu byl vytvořen idealizovaný příčný řez. Má stejnou plochu a téměř stejné průřezové charakteristiky. Horní povrch je vodorovný. Rozdíly ve výpočtu oproti skutečnému tvaru jsou zanedbatelné.

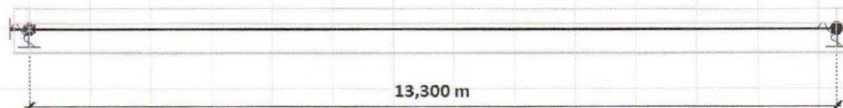


Obr. 4 - Idealizovaný tvar průřezu

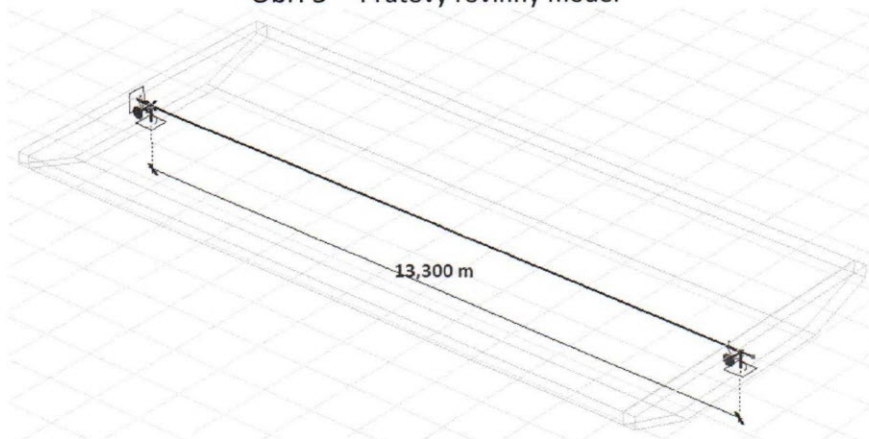
výška průřezu $h = 0,723 \text{ m}$											
těžiště od horních vláken $c_{y,h} = 0,327 \text{ m}$						těžiště od spodních vláken $c_{y,d} = 0,396 \text{ m}$					
i	tvar	počet $n_i$	šířka $b_i$	výška $h_i$	těžiště $z_{NA,i}$	$n_i \cdot A_i$	$n_i \cdot A_i \cdot z_i$	$n_i \cdot I_{0,i}$	$e_i$	$n_i \cdot A_i \cdot e_i^2$	$I_i$
1	1	1	3,550	0,723	0,361507	2,5667	0,92788	0,111812	-0,031	0,00250	0,114
2	2	2	1,400	0,475	0,316667	0,665	0,210583	0,008336	-0,07605	0,00385	0,012
3	1	2	1,400	0,248	0,599	0,6944	0,415946	0,003559	0,206287	0,02955	0,033
4						0	0	0	-0,39271	0,00000	0,000
5						0	0	0	-0,39271	0,00000	0,000
6						0	0	0	-0,39271	0,00000	0,000
7						0	0	0	-0,39271	0,00000	0,000
celková plocha $\Sigma A = 3,92610 \text{ m}^2$						moment setrv. $\Sigma I = 0,15960 \text{ m}^4$					
průřezový modul k horním vláknům $W_h = 0,48795 \text{ m}^3$						jádro průřezu		$i = 0,20162 \text{ m}$			
průřezový modul k dolním vláknům $W_d = 0,40312 \text{ m}^3$						jádro průřezu		$j_h = 0,12428 \text{ m}$			
						jádro průřezu		$j_d = 0,10268 \text{ m}$			

## 2.5 Výpočtový model

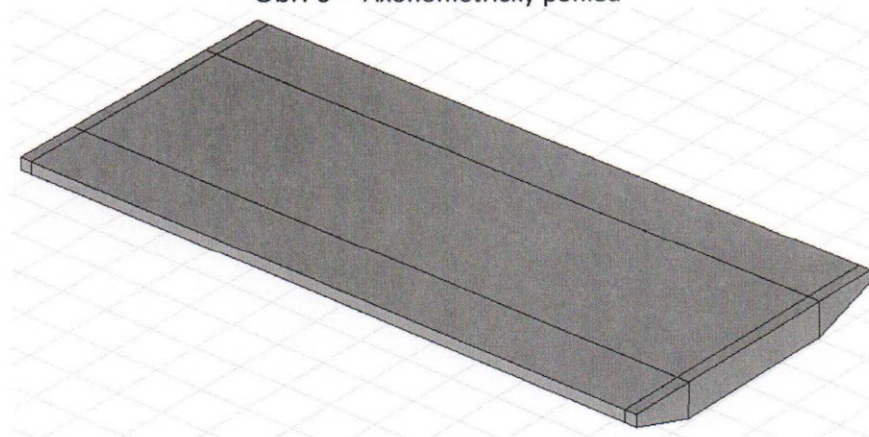
Byly vytvořeny dva modely, rovinný prutový a prostorový deskostěnový. Konstrukce byla modelována pomocí prutových a deskostěnových prvků v programu Idea StatiCa a AxisVM. Návrh předpínací a betonářské výztuže byl proveden v programu IdeaStatica.



Obr. 5 - Prutový rovinný model



Obr. 6 - Axonometrický pohled



Obr. 7 - Rendering deskostěnového modelu



### 3 Postup výstavby

Konstrukce bude betonována na pevné skruži. Bude betonována vcelku v jednom taktu (bez pracovních spar). Postup výstavby bude následující:

1. Zřízení pevné skruže
2. Příprava bednění
3. Příprava (vázání) betonářské a předpínací výztuže
4. Betonáž nosné konstrukce
5. Předpětí nosné konstrukce (při minimálně 80 % 28denní pevnosti v tlaku) a zakotvení
6. Injektáž kabelových kanálků, zapravení kotevních oblastí

Uvažovaný postup výstavby:

Fáze výstavby	Čas
Betonáž nosné konstrukce	0 dní
Konec ošetřování	7 dní
Předpětí nosné konstrukce	10 dní
Provedení mostního svršku (působí ostatní stálé zatížení)	28 dní
Uvedení do provozu – UP	3 · 28 = 84 dní
Konec životnosti – KŽ	100 let = 36 500 dní

### 4 Materiálové charakteristiky

#### 4.1 Beton

Beton

C35/45

☒ ČSN EN 1992-1  
Betonové mosty

char. válcová pevnost betonu v tlaku $t=28$ dní $f_{ck}$	=	35,0 MPa	
prům. hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku $f_{cm}$	=	43,0 MPa	
prům. hodnota pevnosti bet. v dostředném tahu $f_{ctm}$	=	3,2 MPa	
zohlednění dlouhodobých účinků zatížení $\alpha_{cc}$	=	0,90	ČSN EN 1992-2/24
dílčí součinitel materiálu $\gamma_c$	=	1,5	
návrhová pevnost v tlaku $f_{cd}$	=	21,0 MPa	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
char. pevnost bet. v dostředném tahu $f_{ctk0,05}$	=	2,2 MPa	5% kvantil
zohlednění dlouhodobých účinků zatížení $\alpha_{ct}$	=	1,00	
návrhová pevnost v tahu $f_{ctd}$	=	1,5 MPa	$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk0,05} / \gamma_c$
sečnový modul pružnosti $E_{cm}$	=	34,1 GPa	
pro dotvarování tečnový modul pružnosti $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$	=	35,8 GPa	
mezí poměrné stlačení $\epsilon_{cu3}$	=	3,5 ‰	--> 0,0035
homerné stl. bet. na hranici mezi pružnou a plastickou větví $\epsilon_{c2}$	=	2,0 ‰	--> 0,0020
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha$	=	0,000010	K <sup>-1</sup>



#### 4.1.1 Smršťování betonu

beton	C35/45	
$f_{ck}$	35,0 MPa	$E_{cm}$ = 34,1 GPa
$f_{cm}$	43,0 MPa	tečnový modul $E_c$ = 35,8 GPa
$f_{cm0}$	10,0 MPa	
$f_{ctm}$	3,2 MPa	
druh cementu	N	normální cement
$\alpha_{s1}$	4	$\alpha_{s2}$ = 0,12

##### - poměrné smršťování vysycháním $\epsilon_{cd}$

$A_c$	3,925 m <sup>2</sup>	*přířezová plocha betonu
$u$	6,490 m	*obvod vystavený vysychání
$h_0$	1209,4 mm	*náhradní rozměr průřezu
$RH$	80 %	*rel. vlhkost okol. prostředí
$RH_0$	100 %	
$\beta_{RH}$	0,7564	
$\epsilon_{cd,0}$	0,00025329	
$k_h$	0,70	*tab. 3.3
$t_s$	3 dny/dnů	(konec ošetřování betonu)

##### - poměrné autogenní smršťování $\epsilon_{ca}$

$$\epsilon_{ca,\infty} = 0,0000625 \quad \epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

##### - celkové poměrné smršťování od konce ošetřování do konce životnosti konstrukce

$$\epsilon_{cd} = 0,000232 \quad \text{zavedeno změnou teploty k-ce} \quad -23,2^\circ\text{C}$$

	předpětí	ost. stálé	nahodilé	konec živ.	
	$t_0 = t_p$	$t_{g1}$	$t_v$	$t_\infty$	
	10 dnů	28 dnů	84 dnů	36500 dnů	
$\beta_{ds}(t_i, t_s)$	0,004143	0,014642	0,045934	0,955934	$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$
$\epsilon_{cd}(t)$	0,000001	0,000003	0,000008	0,000169	$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0}$
$\beta_{as}(t_i)$	0,468714	0,652955	0,840072	1,000000	$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5})$
$\epsilon_{ca}(t)$	0,000029	0,000041	0,000053	0,000063	$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty)$

$\epsilon_{cd}(t_0)$	0,000001	$\epsilon_{ca}(t_0)$	0,000029	$\epsilon_{cs}(t_0)$	0,000030
$\epsilon_{cd}(t_{g1}, t_0)$	0,000002	$\epsilon_{ca}(t_{g1}, t_0)$	0,000012	$\epsilon_{cs}(t_{g1}, t_0)$	0,000013
$\epsilon_{cd}(t_v, t_0)$	0,000007	$\epsilon_{ca}(t_v, t_0)$	0,000023	$\epsilon_{cs}(t_v, t_0)$	0,000031
$\epsilon_{cd}(t_\infty, t_0)$	0,000169	$\epsilon_{ca}(t_\infty, t_0)$	0,000033	$\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$	0,000202

##### - celkové poměrné smršťování od vnesení zatížení $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$

v čase $t_0$	$\epsilon_{cs}(t_0)$	0,0000300	zavedeno změnou teploty k-ce	-3,0 °C
v čase $t_{g1}$	$\epsilon_{cs}(t_{g1})$	0,0000434	zavedeno změnou teploty k-ce	-4,3 °C
v čase $t_v$	$\epsilon_{cs}(t_v)$	0,0000606	zavedeno změnou teploty k-ce	-6,1 °C
v čase $t_\infty$	$\epsilon_{cs}(t_\infty)$	0,0002320	zavedeno změnou teploty k-ce	-23,2 °C

#### 4.1.2 Pevnost betonu v čase

v tlaku:

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{ck} & \text{pro } t \geq 28 \text{ dní} \\ f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 & \text{pro } 3 < t < 28 \text{ dní} \\ f_{cm}(t) &= \beta_{cc}(t) f_{cm} \\ \beta_{cc}(t) &= \exp [s[1-(28/t)^{1/2}]] \end{aligned}$$

$$s = 0,25$$

	$t_0 = t_p$ 10 dnů	$t_{g1}$ 28 dnů	$t_v$ 84 dnů	$t_\infty$ 36500 dnů
$\beta_{cc}(t) =$	0,845	1,000	1,000	1,000
$f_{cm}(t) =$	36,34 MPa	43,00 MPa	43,00 MPa	43,00 MPa
$f_{ck}(t) =$	28,34 MPa	35,00 MPa	35,00 MPa	35,00 MPa

v tahu:

$$\begin{aligned} f_{ctm}(t) &= f_{ctm} & \text{pro } t \geq 28 \text{ dní} & \text{-----} \rightarrow & \alpha = 0,667 \\ f_{ctm}(t) &= (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{cm} & \text{pro } t < 28 \text{ dní} & \text{-----} \rightarrow & \alpha = 1,000 \end{aligned}$$

	$t_0 = t_p$ 10 dnů	$t_{g1}$ 28 dnů	$t_v$ 84 dnů	$t_\infty$ 36500 dnů
$\beta_{cc}(t) =$	0,845	1,000	1,000	1,000
$f_{ctm}(t) =$	2,71 MPa	3,21 MPa	3,21 MPa	3,21 MPa

modul pružnosti v čase:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} E_{cm}$$

	$t_0 = t_p$ 10 dnů	$t_{g1}$ 28 dnů	$t_v$ 84 dnů	$t_\infty$ 36500 dnů
$E_{cm}(t) =$	32,4 GPa	34,1 GPa	34,1 GPa	34,1 GPa

- dotvarování

$\varphi_{RH} =$	1,116	$\alpha_1 =$	0,86580	vliv druhu cementu
$\beta(f_{cm}) =$	2,562	$\alpha_2 =$	0,95967	$\alpha =$ 0
$\beta(t_0) =$	0,594	$\alpha_3 =$	0,90219	
$\varphi_0 =$	1,696	$\beta_H =$	1353,29	

	$t_0 = t_p$ 10 dnů	$t_{g1}$ 28 dnů	$t_v$ 84 dnů	$t_\infty$ 36500 dnů
vliv druhu cementu $t_{0,T} =$	10 dnů	28 dnů	84 dnů	36500 dnů
vliv druhu cementu $t_0 =$	10,00 dnů			

$$\beta_c(t, t_1) = [(t-t_1)/\beta_H + t_1]^{0,3}$$

$\beta_c(t_{g1}, t_0) =$	0,272548	$\varphi(t_{g1}, t_0) =$	0,46235
$\beta_c(t_v, t_0) =$	0,411544	$\varphi(t_v, t_0) =$	0,69814
$\beta_c(t_\infty, t_0) =$	0,989135	$\varphi(t_\infty, t_0) =$	1,67796

## 4.2 Betonářská výztuž

### Betonářská výztuž

B500B

charakteristická mez kluzu betonářské výztuže  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

modul pružnosti  $E_{cm} = 200 \text{ GPa}$

dílčí součinitel materiálu  $\gamma_s = 1,15$

návrhová mez kluzu betonářské výztuže  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

## 4.3 Předpínací výztuž

### Předpínací výztuž

Y1860 S7 - 15,7

charakteristická pevnost v tahu  $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

smluvní mez kluzu 0,1%  $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$

modul pružnosti  $E_p = 195 \text{ GPa}$

dílčí součinitel materiálu  $\gamma_s = 1,15$

návrhová pevnost  $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1426,1 \text{ MPa}$

duktilita (tažnost)  $= f_{pk} / f_{p0,1k} = 1,134 > 1,1$

...vyhovuje

maximální přípustné napětí při předpínání  $\sigma_{p,max} = \min(k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k})$   $k_1 = 0,8$

$\sigma_{p,max} = 1476,0 \text{ MPa}$   $k_2 = 0,9$

maximální přípustné napětí bezprostředně po předeptnutí a zakotvení

$\sigma_{pm,0,max} = \min(k_{17} f_{pk}; k_8 f_{p0,1k})$   $k_7 = 0,75$

$\sigma_{pm,0,max} = 1394,0 \text{ MPa}$   $k_8 = 0,85$

## 4.4 Krytí výztuže

krycí vrstva betonu  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

betonářská průměr hlavní výztuže  $\varnothing R16$  ☐ svazek prutů počet prutů  $n_b = 2$

$c_{min,b} = 16 \text{ mm}$

předpínací vnější  $\varnothing$  kanálku  $\varnothing_e = 62 \text{ mm}$  \*kruhový kanálek

$c_{min,b} = 62 \text{ mm}$

třída konstrukce S6

indikativní třída S4 - životnost 50 let  
třída S5 - životnost 80 let  
třída S6 - životnost 100 let

třída betonu C35/45

stupeň vlivu prostředí XD1/XS1

☒ Desková konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)

☐ Zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu

výsledná třída konstrukce pro stanovení krytí S5



betonářská výztuž	předpínací výztuž
$c_{\min, \text{dur}} = 40 \text{ mm}$	$c_{\min, \text{dur}} = 50 \text{ mm}$
$\Delta c_{\text{dur}, y} = 0 \text{ mm}$	$\Delta c_{\text{dur}, y} = 0 \text{ mm}$
$\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0 \text{ mm}$	$\Delta c_{\text{dur}, \text{st}} = 0 \text{ mm}$
$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0 \text{ mm}$	$\Delta c_{\text{dur}, \text{add}} = 0 \text{ mm}$
$c_{\min} = 40 \text{ mm}$	$c_{\min} = 50 \text{ mm}$
$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$	$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

třída ohrusu betonu

zvětšení krycí vrstvy vzhledem k ohrusu  $k_1 = 0 \text{ mm}$

$c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$

$c_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$

#### 4.4.1 Krytí betonářské a předpínací výztuže v nosné konstrukci

Pro **betonářskou** výztuž, daný druh betonu a stupeň vlivu prostředí je:

minimální krytí  $c_{\min} = 40 \text{ mm}$

nominální krytí  $c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$

Pro **předpínací** výztuž, daný druh betonu a stupeň vlivu prostředí je:

minimální krytí  $c_{\min} = 62 \text{ mm}$

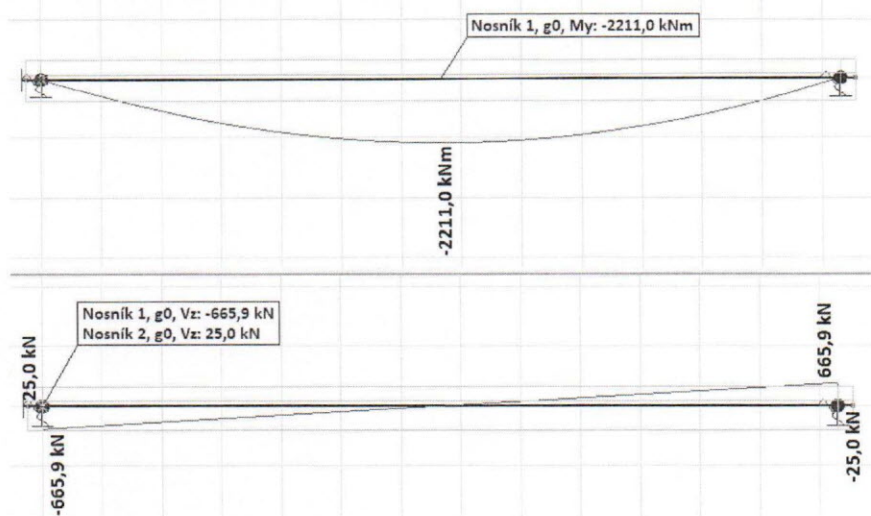
nominální krytí  $c_{\text{nom}} = 72 \text{ mm}$

## 5 Zatížení

### 5.1 Stálé zatížení

#### 5.1.1 Vlastní tíha konstrukce

automaticky generováno programem,  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ ,  $A = 3,925 \text{ m}^2$ ,  $g_0 = 3,925 \cdot 26 = 102,05 \text{ kN/mb}$



Obr. 8 - Vnitřní síly od vlastní tíhy  $g_0$ , nahoře ohybové momenty  $M_y$ , dole posouvající síly  $V_z$

### 5.1.2 Ostatní stálé zatížení (charakteristické hodnoty)

levá římsa

$$A = 0,29 \text{ m}^2$$

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

$$g_{1, \text{ř}, k} = 7,25 \text{ kN/mb}$$

pravá římsa (chodník)

$$A = 0,59 \text{ m}^2$$

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

$$g_{1, \text{př}, k} = 14,75 \text{ kN/mb}$$

vozovkové vrstvy

$$A = 4,0 \times 0,09 = 0,36 \text{ m}^2$$

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

$$g_{1, \text{voz}, k} = 9,0 \text{ kN/mb}$$

$$g_{1, \text{voz}, \text{sup}} = 1,4 \times 26,0 = 12,60 \text{ kN/mb}$$

$$g_{1, \text{voz}, \text{inf}} = 0,8 \times 26,0 = 7,20 \text{ kN/mb}$$

zábradlí vlevo na římse

$$g_{1, \text{zabr}, k} = 0,5 \text{ kN/mb}$$

zábradlí vpravo na chodníku

$$g_{1, \text{zabr}, k} = 0,5 \text{ kN/mb}$$

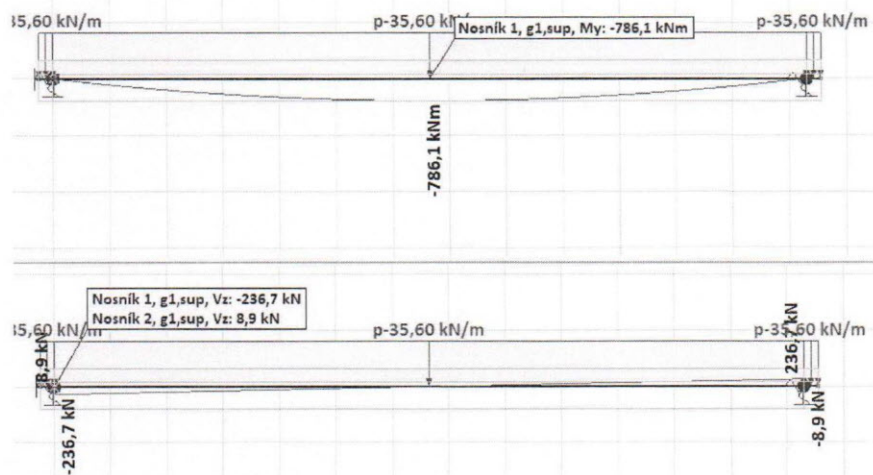
ostatní stálé zatížení na mb v podélném směru

$$g_{1k} = 32,00 \text{ kN/mb}$$

$$g_{1, \text{sup}} = 35,60 \text{ kN/mb}$$

$$g_{1, \text{inf}} = 30,20 \text{ kN/mb}$$

Poznámka: Izolace NAIP je pro zjednodušení zahrnuta ve vozovkových vrstvách. Výše uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické a dle ČSN EN 1991-1-1, čl. 5.2.3 (3) se tíha vozovkových vrstev má uvažovat v hodnotách „sup“ +40 % a „inf“ -20 %.



Obr. 9 - Vnitřní síly od ostatního stálého zatížení  $g_{1k, \text{sup}}$

### 5.1.3 Nerovnoměrný pokles podpor

Konstrukce je staticky určitá, nerovnoměrný pokles podpor nebude mít vliv.

### 5.1.4 Zemní tlaky za rubem opěr

Nemají vliv pro návrh nosné konstrukce.

## 5.2 Nahodilé zatížení

### 5.2.1 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je uvažováno podle ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 2: Zatížení mostů dopravou. Dynamické účinky jsou zahrnuty v modelech zatížení.

#### 5.2.1.1 Rozdělení vozovky do jízdních pruhů

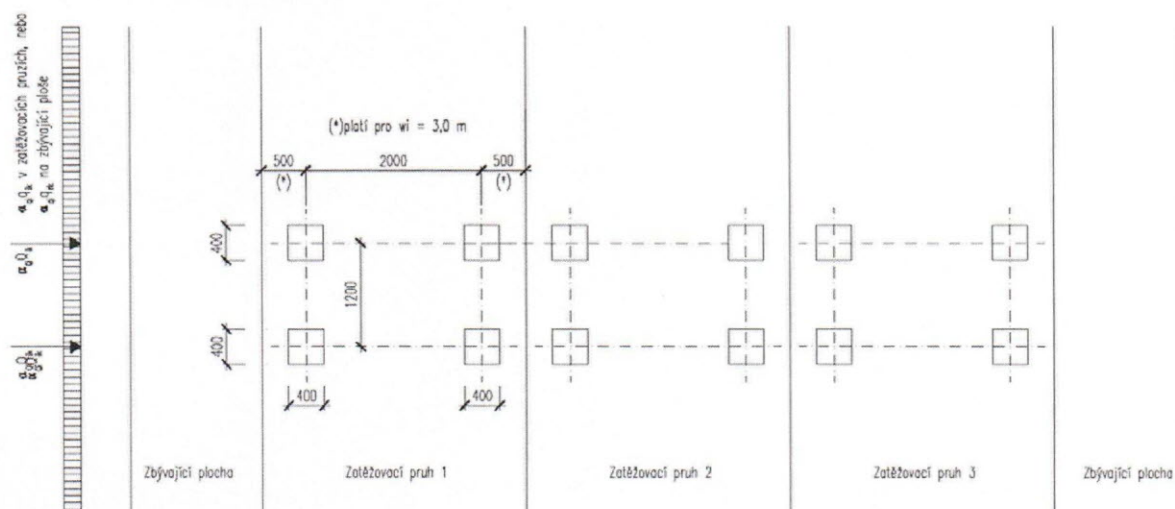
Šířka vozovky $w$	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu $w_l$	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

#### 5.2.2 Počet a šířka zatěžovacích pruhů:

Šířka vozovky	$w = 4,00 \text{ m}$
Počet jízdních pruhů	$n_l = 1$
Šířka jízdních pruhů	$w_l = 3,00 \text{ m}$
Šířka zbývající plochy	$w_z = 1,00 \text{ m}$

#### 5.2.3 Model zatížení 1 – LM1, sestava zatížení gr1a

Model zatížení 1 dle ČSN EN 1991-2



Hodnoty regulačních součinitelů

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

<sup>1)</sup> Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je  $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2$ .

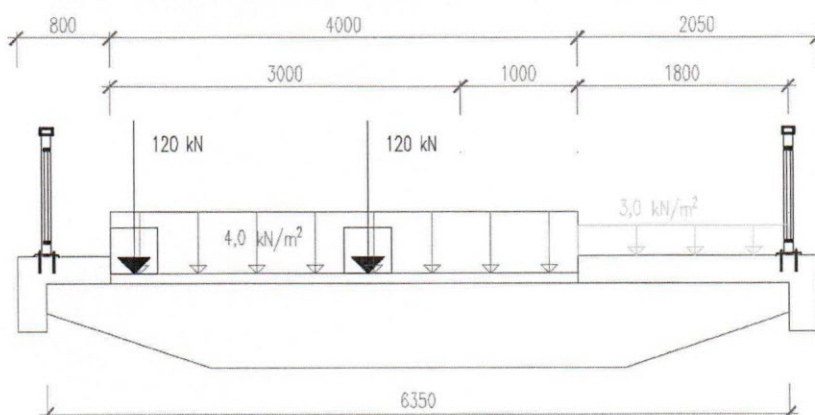


Skupina 1 – všechny pozemní komunikace mimo komunikací uvedených ve skupině 2

Skupina 2 – silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní a účelové komunikace

Charakteristické hodnoty zatížení modelu LM1:

umístění	dvojnáprava TS nápravové síly $Q_{ik}$ [kN]	rovnoměrné zatížení UDL $q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
pruh č.1	300	9
pruh č.2	200	2,5
pruh č.3	100	2,5
ostatní pruhy	0	2,5
zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5



Obr. 10 - Schéma zatížení soupravou LM1, rovnoměrné + zatížení na 1 nápravu

Most převádí místní komunikaci, je uvažována skupina pozemních komunikací 2.

TS-tandem system:

pruh č. 1  $\alpha_{q1} * Q_{1K} = 0,8 * 300 = 240 \text{ kN}$  (120 kN kolová síla)

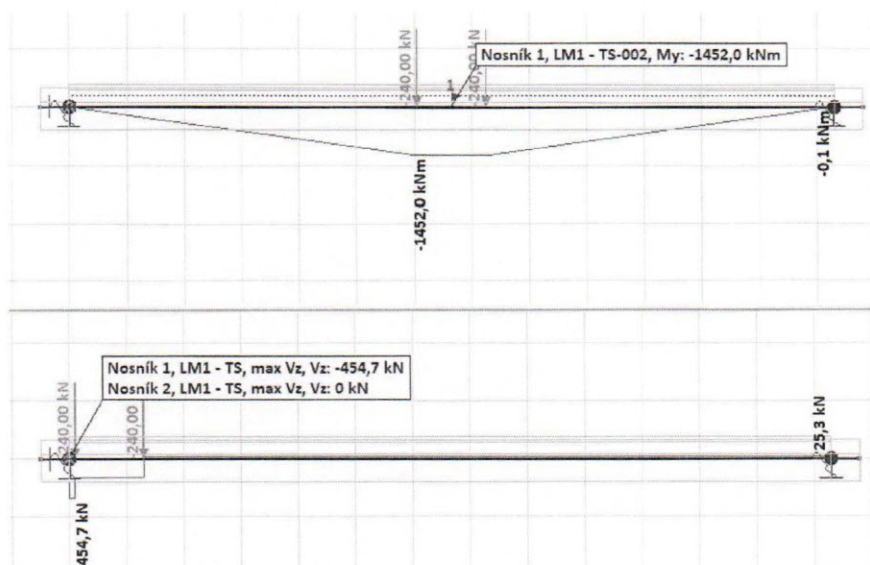
UDL – uniformly distributed load:

pruh č. 1  $3 * \alpha_{q1} * q_{1K} = 3 * 0,45 * 9,0 = 12,0 \text{ kN/mb}$

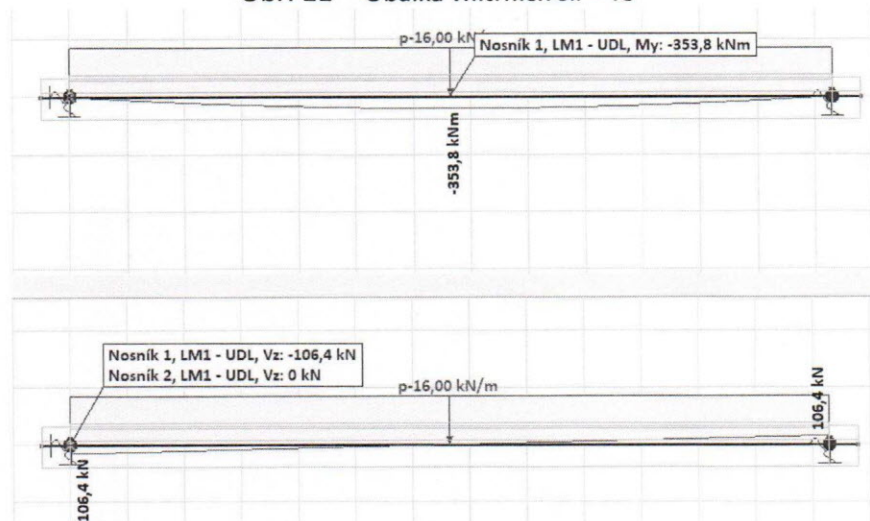
pruh č. 2  $3 * \alpha_{q2} * q_{2K} = 1 * 1,6 * 2,5 = 4,0 \text{ kN/mb}$

celkem UDL  $16,0 \text{ kN/mb}$

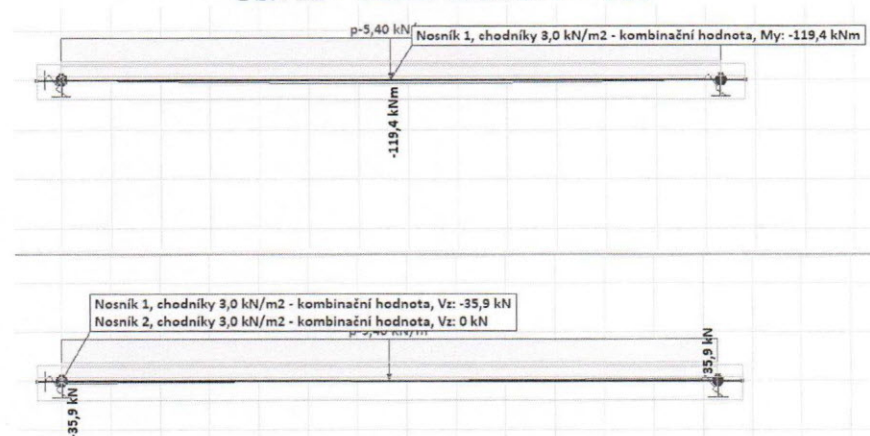
chodník  $1,8 * 3,0 = 5,4 \text{ kN/mb}$  (kombinační hodnota)



Obr. 11 - Obálka vnitřních sil – TS



Obr. 12 - Obálka vnitřních sil – UDL

Obr. 13 - Obálka vnitřních sil – chodníky  $3,0 \text{ kN/m}^2$  (kombinací hodnota)

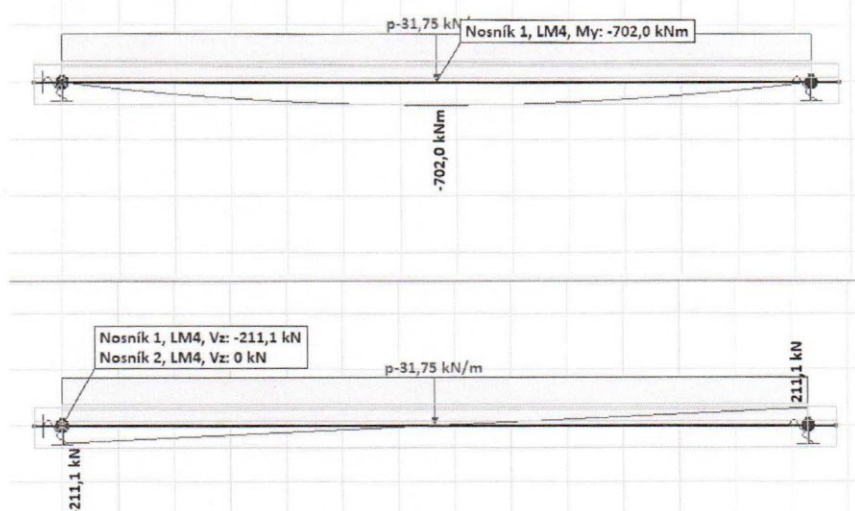




### 5.2.7 Model zatížení 4 – LM4

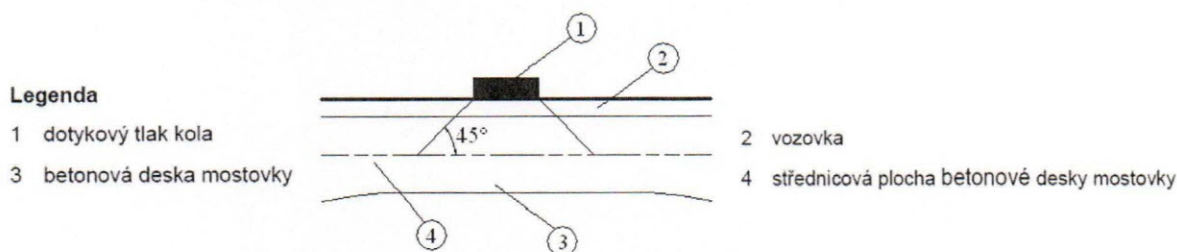
Zatížení davem lidí na mostě uvažované hodnotou  $5 \text{ kN/m}^2$  (již zahrnuje dynamický součinitel).

celkem LM4  $6,35 * 5,0 = 31,75 \text{ kN/mb}$



Obr. 16 - Obálka vnitřních sil – chodníky  $3,0 \text{ kN/m}^2$  (kombinační hodnota)

### 5.2.8 Roznášení soustředěného zatížení



Obr. 17 - Roznášení soustředěného zatížení vozovkou a betonovou deskou mostovky

### 5.2.9 Vodorovné síly

#### 5.2.9.1.1 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdná síla  $Q_{lk}$ , omezená  $900 \text{ kN}$  pro celou šířku mostu, se má vypočítat jako část celkového maximálního svislého zatížení 1 umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1, takto:

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} (2 Q_{1k} + 0,10 \alpha_{Q1} q_{1k} W_L L), \text{ kde } L \text{ je délka nosné konstrukce nebo její uvažované části}$$

$$180 \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900 (\text{kN})$$

$$\text{LM1 } Q_{lk} = 0,6 * 0,8 * 2 * 300 + 0,1 * 0,45 * 9,0 * 3,0 * 14,3 = 305,2 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} (\text{na mb}) = 305,2 / 6,35 = 48,1 \text{ kN / m šířky mostu}$$

Tato síla se má uvažovat tak, že působí v ose kteréhokoliv zatěžovacího pruhu. Avšak pokud nejsou účinky excentricity významné, lze předpokládat, že síla působí v ose vozovky a je rovnoměrně rozložena po zatěžovací délce.

#### 5.2.9.1.2 Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivá síla  $Q_{tk}$  se uvažuje jako příčná síla působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky. Charakteristické hodnoty  $Q_{tk}$  zahrnující dynamické účinky.



$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ (kN)	je-li $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	je-li $200 \leq r \leq 1\,500$ m
$Q_{tk} = 0$	je-li $r > 1\,500$ m

$r$  = poloměr osy vozovky ve vodorovné rovině [m]

$Q_v$  = celková maximální tíha svislého soustředěného zatížení dvounápravami modelu zatížení 1, tj.  $\sum \alpha_{Qi}$  ( $2 Q_{ik}$ )

Příčné brzdné síly  $Q_{trk} = 25\%$  z vodorovných  $Q_{lk}$ ,  $Q_{trk}$  a  $Q_{lk}$  působí současně v úrovni dokončeného povrchu vozovky.

Most je v přímé, příčné účinky nebudou uvažovány.

### 5.2.10 Zatížení chodci

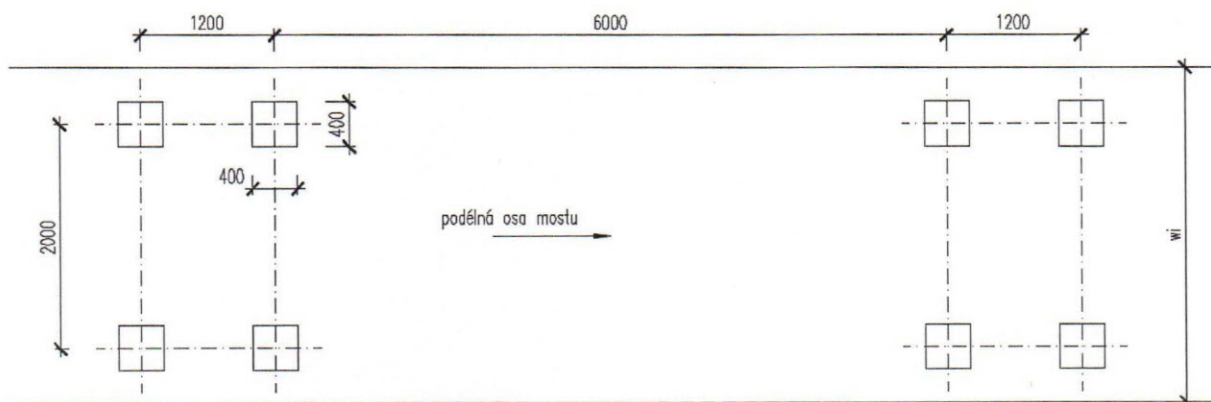
Zatížení chodníků je rovnoměrné spojitě  $q_{fk} = 5,0$  kN/m<sup>2</sup>. Zatížení na chodníku šířky 1,80 m je uvažováno kombinační hodnotou 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Je uvedeno v kapitole 5.2.2.1.

### 5.2.11 Současné působení zatěžovacích systémů:

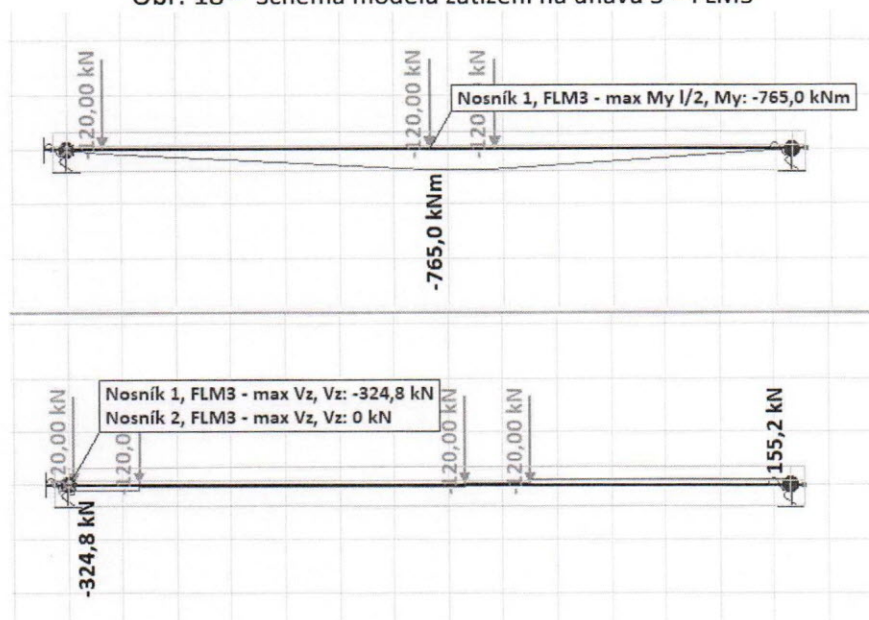
		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly*	odstředivé síly a příčné síly*	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota <sup>b</sup>
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 <sup>c</sup>							charakteristická hodnota <sup>c</sup>
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A <sup>NP1e)</sup>		charakteristická hodnota <sup>NP1e)</sup>		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
<sup>a</sup> Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy). <sup>b</sup> Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m <sup>2</sup> , NP21). <sup>c</sup> Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. <sup>d</sup> Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

### 5.2.12 Model zatížení na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)

Model má čtyři nápravy, každá má identická kola, síla na nápravu je 120,0 kN. Pokud to připadá v úvahu, mají se uvažovat dvě vozidla ve stejném pruhu. V tom případě má jedno vozidlo výše uvedené parametry. Geometrie druhého vozidla je stejná, ale síla na každou nápravu je 36,0 kN. Vzdálenost mezi oběma vozidly měřená mezi jejich středy není menší než 40,0 m.



Obr. 18 - Schéma modelu zatížení na únavu 3 – FLM3



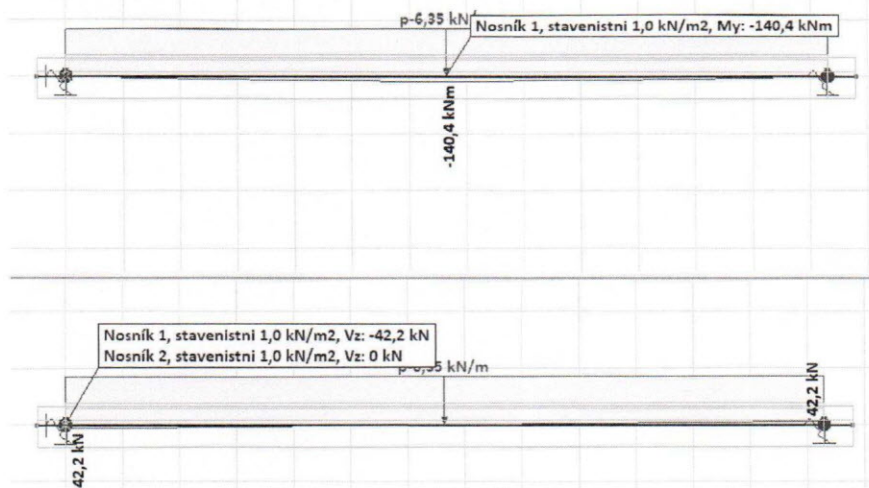
Obr. 19 - Obálka vnitřních sil – únavový model 3



### 5.2.13 Staveništní zatížení

Je uvažováno rovnoměrným zatížením horního povrchu nosné konstrukce v průběhu výstavby hodnotou  $1,0 \text{ kN/m}^2$ .

celkem staveništní zatížení  $6,35 * 1,0 = 6,35 \text{ kN/m}$



Obr. 20 - Obálka vnitřních sil – staveništní zatížení

### 5.2.14 Zatížení větrem

Není uvažováno.

### 5.2.15 Zatížení teplotou

Výpočet proveden dle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení teplotou. Typ nosné konstrukce 3 – betonová nosná konstrukce (betonový nosník). Teplotní účinky na konstrukci se skládají z rovnoměrné a nelineární složky. V ČR je pro výpočet nelineární složky doporučen postup 2, ve specifických případech lze užít postup 1. Rovnoměrné oteplení nebude, vzhledem ke statickému působení, vyvozovat žádné účinky na konstrukci. Postup 1 u staticky určité konstrukce nevyvede rovněž žádné účinky (vyjma deformací). Bude uvažován postup 2.

#### 5.2.15.1 Rovnoměrná teplotní změna

Klimatická zatížení - účinky teplotních změn a rozdílného oteplení konstrukcí

Rovnoměrná teplotní změna  $\Delta T_N$  celé konstrukce (NA.2.4 čl.6.1.3.1)

$T_0$	10,0 °C				
$T_{\max}$	38,0 °C	=>	$T_{e,\max}$	39,5 °C	=> $\Delta T_{N,\exp}$ 29,5 °C
$T_{\min}$	-30,0 °C	=>	$T_{e,\min}$	-22,0 °C	=> $\Delta T_{N,\text{con}}$ 32,0 °C
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha_T$			0,000010	=>	$\epsilon_+$ 0,000295
				=>	$\epsilon_-$ 0,000320

### 5.2.15.2 Nerovnoměrná teplotní změna – postup 2

#### Nelineární teplotní změna $\Delta T$ (čl.6.1.4.2)

V ČR se pro uvážení nerovnoměrné změny teploty používá postup 2 (NA.2.8 čl.6.1.4.1)

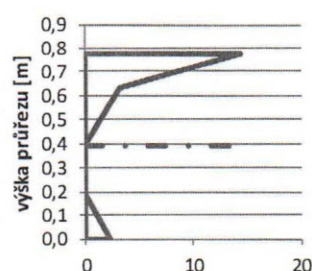
tl. vozovkových vrstev= 0,090 m  
tl. desky h= 0,779 m

#### a) oteplení

$h_1 = 0,150$  m \*0,3 h, avšak  $\leq 0,15$  m  
 $h_2 = 0,234$  m \*0,3 h, avšak  $\geq 0,10$  m, avšak  $\leq 0,25$  m  
 $h_3 = 0,190$  m \*0,3 h, avšak  $\leq 0,10$  m + tloušťka mostního svršku v m  
 $h - h_1 - h_2 = 0,395$  m \*pro tenké desky je  $h_3$  omezeno  $h - h_1 - h_2$

h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$
tl. příloha B tl. vozovky	°C		
0,050 m	17,6	4,0	1,8
0,600 m 0,100 m	13,0	3,0	2,0
0,090 m	13,9	3,2	2,0
0,050 m	17,8	4,0	2,1
0,800 m 0,100 m	13,5	3,0	2,5
0,050 m	14,4	3,2	2,4
pro h=0,779 m	14,31	3,20	2,37

#### Nelineární oteplení

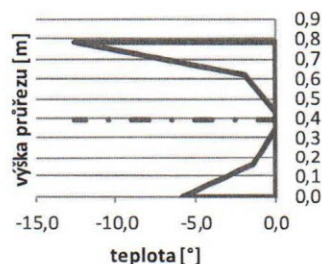


#### b) ochlazení

$h_1 = h_4 = 0,156$  m \*0,20 h, avšak  $\leq 0,25$  m  
 $h_2 = h_3 = 0,195$  m \*0,25 h, avšak  $\leq 0,20$  m

h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$
tl. vozovky	°C			
0,050 m	-8,7	-2,7	-1,2	-4,9
0,100 m	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0
	-6,9	-2,0	-1,4	-5,0
0,050 m	-9,8	-2,4	-1,2	-5,8
0,100 m	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0
	-8,0	-1,8	-1,4	-6,0
pro h=0,779 m	-12,60	-1,85	-1,44	-5,86

#### Nelineární ochlazení



Teploty pro posouzení stavební fáze (povrch NK opatřen izolací)

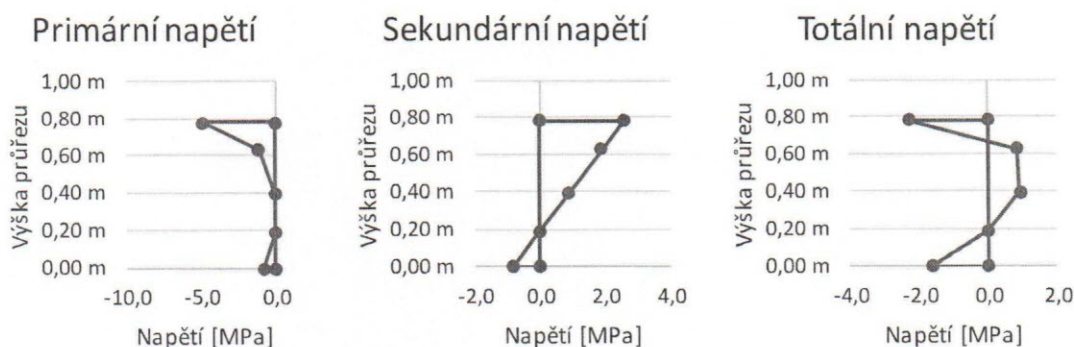
	oteplení			ochlazení			
	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$
0,600 m	23,6	6,0	1,4	-11,8	-4,0	-0,9	-4,6
0,800 m	23,6	5,0	1,4	-12,8	-3,3	-0,9	-5,6
	23,6	5,2	1,4	-12,6	-3,44	-0,9	-5,4



### 5.2.15.3 Výpočet účinků nerovnoměrné změny teploty

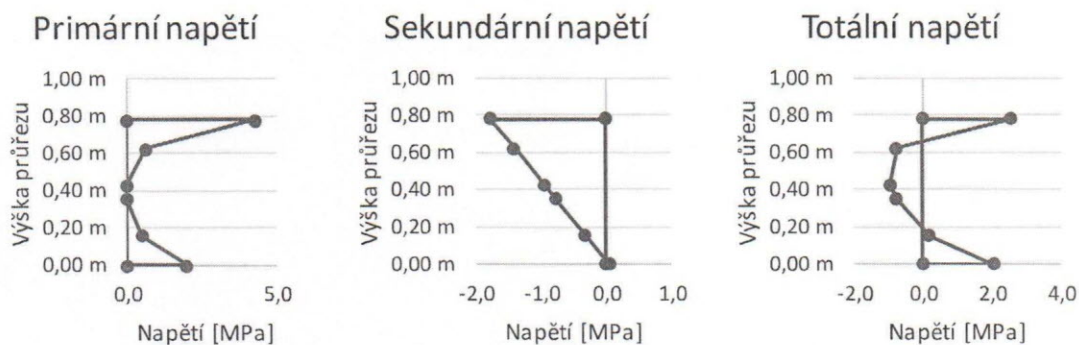
Účinek nelineární změny teploty byl vypočten ve dvou krocích. Celkové napětí od nerovnoměrných teplotních změn je rovno součtu primárních a sekundárních napětí.

vlákna	$\sigma_{\text{prim}}$	$\sigma_{\text{sec}}$	$\sigma_{\text{tot}}$
horní	-4,878 MPa	2,573 MPa	<b>-2,305 MPa</b>
2	-1,090 MPa	1,916 MPa	<b>0,826 MPa</b>
3	0,000 MPa	0,894 MPa	<b>0,894 MPa</b>
4	0,000 MPa	-0,004 MPa	<b>-0,004 MPa</b>
dolní	-0,808 MPa	-0,835 MPa	<b>-1,643 MPa</b>



Obr. 21 - Totální napětí od nelineárního oteplení konstrukce

vlákna	$\sigma_{\text{prim}}$	$\sigma_{\text{sec}}$	$\sigma_{\text{tot}}$
horní	4,294 MPa	-1,757 MPa	<b>2,537 MPa</b>
2	0,632 MPa	-1,395 MPa	<b>-0,763 MPa</b>
3	0,000 MPa	-0,943 MPa	<b>-0,943 MPa</b>
4	0,000 MPa	-0,762 MPa	<b>-0,762 MPa</b>
5	0,491 MPa	-0,309 MPa	<b>0,181 MPa</b>
dolní	1,996 MPa	0,053 MPa	<b>2,049 MPa</b>



Obr. 22 - Totální napětí od nelineárního ochlazení konstrukce

## 6 Vnitřní síly

Charakteristické hodnoty vnitřních sil

zatěžovací stav		M <sub>s,k</sub> [kNm]	V <sub>0,k</sub> [kN]	σ <sub>up</sub> [Mpa]	σ <sub>low</sub> [Mpa]
g <sub>0</sub> - vlastní tíha		2211,0	665,9	-5,400	5,489
g <sub>1,sup</sub>		786,1	236,7	-1,920	1,952
g <sub>1,m</sub>		707,5	213,0	-1,728	1,757
g <sub>1,inf</sub>		668,2	201,2	-1,632	1,659
g <sub>0+1,max</sub> = g <sub>0</sub> + g <sub>1,sup</sub>		2997,1	902,6	-7,319	7,441
g <sub>0+1,m</sub> = g <sub>0</sub> + g <sub>1,m</sub>		2918,5	878,9	-7,1	7,2
g <sub>0+1,min</sub> = g <sub>0</sub> + g <sub>1,inf</sub>		2879,2	867,1	-7,0	7,1
LM1	TS	1686,4	528,1	-4,118	4,187
	UDL	353,8	106,4	-0,864	0,878
	chodníky (3,0 kN/m <sup>2</sup> )	119,4	35,9	-0,292	0,296
	Σ	2159,6	670,4	-5,274	5,362
LM3 - 9x 200 (x ϕ=1,25)		0,0	0,0	0,000	0,000
LM4		702,0	211,1	-1,714	1,743
fatigue LM3		1243,9	528,1	-3,038	3,088
Staveništní zatížení		140,4	42,2	-0,343	0,349
Teplotní účinky - ΔT+ (M <sub>sec</sub> )		-778,1	0,0	-2,305	-1,643
Teplotní účinky - ΔT- (M <sub>sec</sub> )		413,3	0,0	2,537	2,043

## 7 Předběžný návrh předpětí

- uvažuji ideální kabel s parabolickým trasováním
- předpínací sílu navrhnu metodou vyrovnání zatížení

Doporučuje se vyrovnat:

- v čase  $t_0 = (90-100)$  % stálého zatížení konstrukce
- v čase  $t_\infty = (80-90)$  % stálého zatížení konstrukce

Stálé zatížení pro předběžný návrh předpětí:  $g_k = g_{0k} + g_{1k} = 102,1 + 35,6 = 137,7$  kN/m

Odhad ztrát předpětí

- krátkodobé ztráty 7 %
- dlouhodobé ztráty 13 %
- celkem odhad ztrát 20 %

### 7.1 Napětí v předpínací výztuži

Předpínací výztuž

modul pružnosti předpínací ocel

charakteristická pevnost v tahu

charakteristické smluvní napětí

návrhová pevnost v tahu

maximální napínací napětí

max. napětí po zakotvení

**Y1860S7-15,7**

$E_p = 195$  GPa

$f_{pk} = 1860$  MPa

$f_{p0,1k} = 1640$  MPa

$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1426,1$  MPa

$\sigma_{p,max} = \min \{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\} = 1476$  MPa

$\sigma_{pm,0}(x) = \min \{k_7 f_{pk}; k_8 f_{p0,1k}\} = 1394$  MPa

$\gamma_s = 1,15$

$k_1 = 0,8$

$k_2 = 0,9$

$k_7 = 0,75$

$k_8 = 0,85$



## 7.2 Metoda vyrovnání zatížení – ekvivalentní parabolický kabel

odhad krátkodobých ztrát	7,0 %	
odhad dlouhodobých ztrát	13,0 %	
napětí v čase $t_0$ (vliv krátkodobých ztrát)	$\sigma_{p,m0} = 1372,7 \text{ MPa}$	< 1394 MPa ...vyhovuje
napětí v čase $t_{\infty}$ (vliv dlouhodobých ztrát)	$\sigma_{p,m\infty} = 1194,2 \text{ MPa}$	
plocha jednoho lana	$A_{p,1} = 150 \text{ mm}^2$	
celkový počet lan v kabelu	$n = 8$	
celkový počet kabelů	$n_{kab} = 7$	
celková plocha předpínací výztuže	$A_p = 8400 \text{ mm}^2$	
předpínací síla po krátkodobých ztrátách	$P_{m0} = 11530,5 \text{ kN}$	
předpínací síla po dlouhodobých ztrátách	$P_{m\infty} = 10031,5 \text{ kN}$	
vlastní tíha	$g_{0k} = 102,1 \text{ kN/m}$	
ostatní stálé (sup)	$g_{1,sup} = 35,6 \text{ kN/m}$	
charakteristická zatížení k vyrovnání	$g_k = g_{0k} + g_{1k} = 137,7 \text{ kN/m}$	
vyrovnávám 100 %	v čase $t_0 \rightarrow g = 137,7 \text{ kN/m}$	
vyrovnávám 90 %	v čase $t_{\infty} \rightarrow g = 123,9 \text{ kN/m}$	
Návrh předpětí	čas $t_0$	čas $t_{\infty}$
pole č.	2	2
vyrovnávám zatížení $p_i =$	137,7 kN/m	123,9 kN/m
rozpětí pole $L_i =$	13,30 m	13,30 m
vzepětí kabelu $f_i =$	0,293 m	0,293 m
poměr $f/L < 1/15 =$	0,02203	0,02203 ...vyhovuje
potřebná předpínací síla $P_i =$	10391,5 kN	9352,4 kN
navržená předpínací síla $P_i =$	11530,5 kN	10031,5 kN
podmínka předp. síly v čase	...vyhovuje	...vyhovuje
zvolené předpínací napětí $\sigma_{p,max} =$	1470 MPa	
síla v kabelu při předpínání $F_{pk} =$	1,76 MN	
minimální poloměr zakřivení $R_{min} =$	3,98 m	*uvažován koeficient 3

## 7.3 Odhad předpínací síly z podmínky dekomprese

Byla vytvořena kvazistálá kombinace zatížení a vypočteno normálové napětí na průřezu. Z podmínky dekomprese byl přímo vypočten potřebný počet lan s odhadnutou excentricitou (maximální v  $l/2$ ).

MSP -  $M_{max}$  hlavní proměnné LM1, vedlejší  $\Delta T$

sestava	rovnice	$\sigma_{up,min} [\text{Mpa}]$	$\sigma_{low,max} [\text{Mpa}]$
gr1	charakteristick	-13,976	14,029
	častá	-12,023	12,073
	kvazistálá	-8,472	8,463
	občasná	-12,921	12,956

### Nutná předpínací síla z podmínky dekomprese při kvazistálé kombinaci

$$\sigma_{low,5,kvazi+p,max} = -N_p / A_c - M_p / W_{low} + \sigma_{low,5,kvazi} = 0,0 \text{ MPa (dekomprese)}, M_p = N_p \cdot e_p$$

$$N_{p,i,nutná} \cdot (1/A_c + e_p/W_{low}) + \sigma_{low,5,kvazi} \leq 0,0 \text{ MPa}$$

$$N_{p,i,nutná} = \sigma_{low,5,kvazi} / (1/A_c + e_p/W_{low})$$

		kvazi	častá		kvazi	častá
$e_p =$	0,293 m	$\sigma_{low,5,kvazi} =$	8,463 MPa	12,073 MPa	$\sigma_{p,\infty} =$	1148,0 MPa
$A_c =$	3,926 m <sup>2</sup>	$N_{p,5,nutná} =$	8,616 MN	12,292 MN	$A_{p,nutná} =$	7505 mm <sup>2</sup>
$W_{low} =$	0,403 m <sup>3</sup>	$A_{p,1} =$	150 mm <sup>2</sup>		$n_{lan,nutné} =$	50,0 ks
odhad ztrát =	20 %	$\sigma_{p,max} =$	1435,0 MPa	max. napínací napětí		71,4 ks

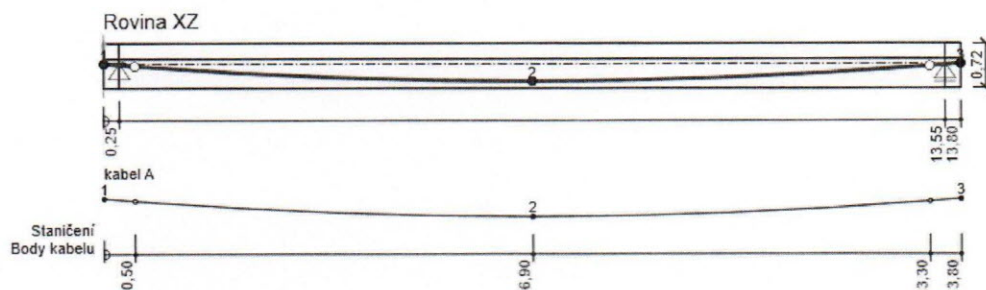


## 8 Přesný návrh předpětí

### 8.1 Základní údaje

- geometrie kabelů je navržena z parabolického oblouku a přímých úseků za kotvami
- v tomto stupni je **pro získání normových hodnot** uvažován předpínací systém VSL, vybraný zhotovitel bude konzultovat shodu a parametry použitého předpínacího systému
  - lana 0,6",  $d = 15,7 \text{ mm}$ ,  $A_p = 150 \text{ mm}^2$
  - 8x – jednotka 6-7 se 7 lany (plný počet lan, celkem  $8 \times 7 = 56$  lan)
  - kabelový kanálek  $\emptyset_i / \emptyset_e - 55/62 \text{ mm}$
  - uvažovaný pokluz 6 mm
  - součinitel tření v oblouku  $\mu = 0,19$
  - nezamýšlená změna směru kabelu na jednotku délky  $k = 0,0008 \text{ m}^{-1}$

Předpětí bylo navrženo jedním druhem kabelu. Napínání bude provedeno vždy z jedné strany a kabely budou střídavě napínány a zakotveny zleva a zprava. Trasování a předpínací síla byly zvoleny tak, aby na konci životnosti byly deformace konstrukce od stálých zatížení a předpětí vyrovnané. Je navrženo 8 kabelů po 7 lanech.



Obr. 23 - Model – přesný návrh předpětí

### 8.2 Ztráty předpětí

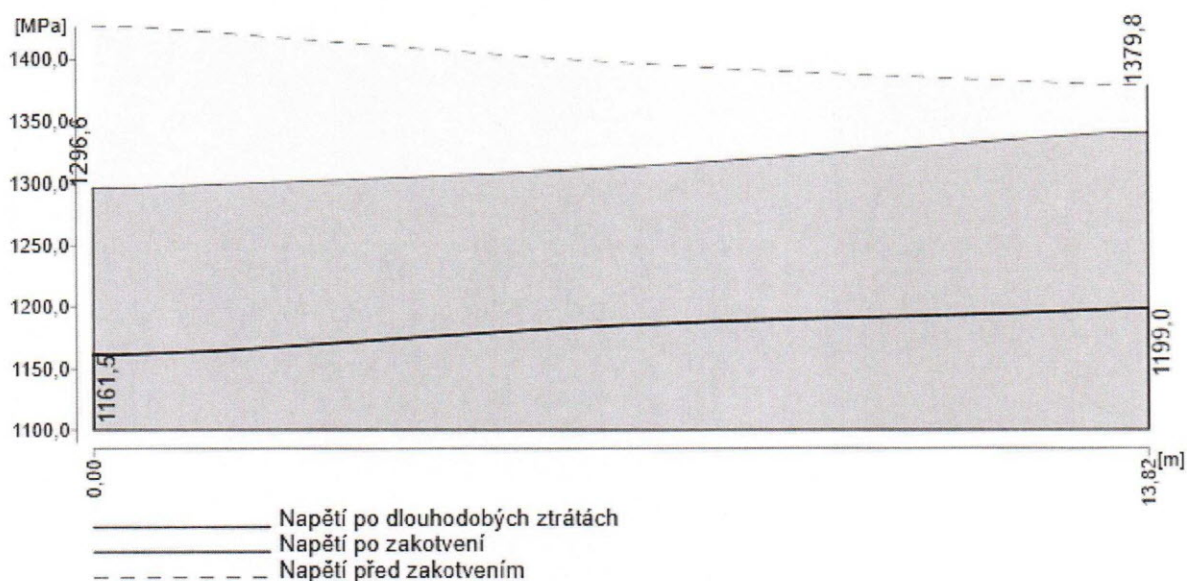
#### 8.2.1 Krátkodobé ztráty předpětí

- třením mezi kabelem a kabelovým kanálkem
- pokluzem v kotvě
- krátkodobou relaxací předpínací výztuže
- okamžitou deformací betonu

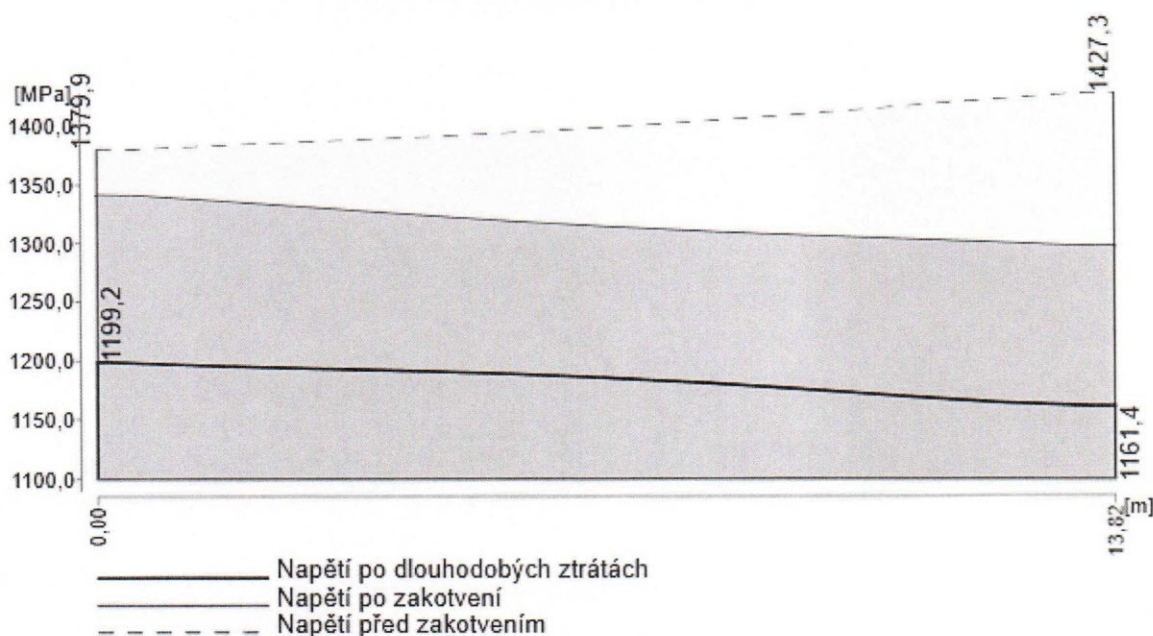
#### 8.2.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

- smršťováním betonu
- pružným přetvořením od ostatního stálého zatížení
- dotvarováním betonu
- dlouhodobou relaxací předpínací výztuže

Ztráty byly spočteny programem Idea StatiCa Tendon. Napínací napětí bylo zvoleno stejné pro všechny kabely 1435 MPa. Při katalogovém pokluzu 6 mm by napětí po zakotvení bylo cca 1390 MPa. V praxi je však dosahováno menších hodnot. Z tohoto důvodu bylo napínací napětí sníženo. Konstrukce vyhoví ve všech stádiích při uvažovaném pokluzu 6 mm a bude dodržena normová hodnota maximálního napětí po zakotvení i pro pokluz pouze 3 mm.



Obr. 24 - Ztráty předpětí – kabel A, napínání zleva

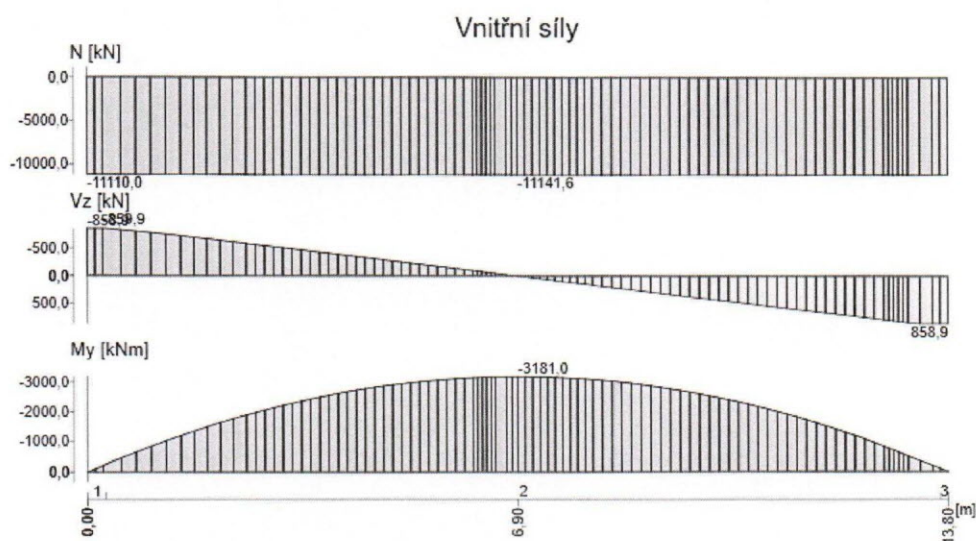


Obr. 25 - Ztráty předpětí – kabel B, napínání zprava

Napětí ve výztuži uprostřed rozpětí, procentuální vyjádření ztrát

napětí			
kotevní napětí	krátkodobé	uvedení do provozu UP	vč. dlouhodobých ztrát - KŽ
1435,0 MPa	1313,3 MPa	1286,4 MPa	1185,3 MPa
ztráty			
krátkodobé	uvedení do provozu - 84 dní	KŽ - 36 500 dní	celkem
8,481 %	2,048 %	8,920 %	17,401 %





Obr. 26 - Vnitřní síly od předpětí, čas  $t_0 = 10$  dní (po krátkodobých ztrátách)

**Celkový ohybový moment a normálová síla do předpětí v posuzovaných fázích**

čas posouzení	řez, $x=7,15$ m		
	ztráty	M [kNm]	N [kN]
vnesení předpětí	8,481 %	-3181,0	-11141,6
uvedení do provozu - UP	2,048 %	-3115,8	-10913,4
konec životnosti - KŽ	8,920 %	-2897,3	-10147,8



## 9 Kombinace zatěžovacích stavů

Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace	0,6	0,2	0	
	– Provádění	0,8	–	0	
	$F_w^*$	1,0	–	–	
Zatížení teplotou	$T_k$	0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5	
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0	

<sup>1)</sup> Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{0,i}$ ,  $\alpha_{q,i}$ ,  $\alpha_{q,r}$  a  $\beta_0$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

<sup>2)</sup> Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

<sup>3)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Pro návrh mostu rozhoduje sestava zatížení gr1a, hlavní proměnné zatížení sestavou LM1, ostatní kombinace nebudou pro přehlednost uváděny.

### 9.1 Kombinace pro mezní stav použitelnosti – SLS

Vnitřní síly v MSP bez předpětí

Mezní stav použitelnosti - MSP

charakteristick:  $\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$

častá  $\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

kvazistálá  $\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

občasná  $\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,inf} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{1,i} Q_{k,i}$

MSP -  $M_{max}$ , hlavní proměnné LM1, vedlejší  $\Delta T$

sestava	rovnice	$\sigma_{up,min}$ [Mpa]	$\sigma_{low,max}$ [Mpa]
gr1	charakteristick	-13,976	14,029
	častá	-12,023	12,073
	kvazistálá	-8,472	8,463
	občasná	-12,921	12,956

MSP -  $M_{max}$ , hlavní proměnné LM1, vedlejší  $\Delta T$

sestava	rovnice	$M_{Ed,5}$ [kNm]	$V_{Ed,0}$ [kNm]
gr1	charakteristick	5404,668	1573,000
	častá	4657,821	1355,595
	kvazistálá	3203,750	902,600
	občasná	4972,750	1438,920



## 9.2 Kombinace pro mezní stav únosnosti – ULS

Vnitřní síly v MSÚ bez předpětí:

Mezní stav únosnosti - MSÚ

- 6.10  $\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$   
6.10a  $\sum \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$   
6.10b  $\sum \xi \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

MSÚ -  $M_{max}$ , hlavní proměnné LM1, vedlejší  $\Delta T$

sestava	rovnice	$M_{Ed,5}$ [kNm]	$V_{Ed,0}$ [kNm]
gr1	(6.10)	7333,5	2123,5
	(6.10a)	6381,1	1830,1
	(6.10b)	6726,6	1940,8

## 10 Mezní stavy – posouzení konstrukce

Všechny posudky jsou provedeny v programu Idea StatiCa, zde jsou uvedeny pouze přehledné a stručné výsledky. Posudky jsou přiloženy na konci tohoto SV jako jeho příloha.

## 11 Mezní stav použitelnosti – SLS

Konstrukce je posouzena v následujících časech (od betonáže NK):

- čas  $t_0$  10 dní - postupné předpínání všech kabelů
- čas  $t_{g1}$  28 dní - provedení mostního svršku (ostatní stálé zatížení –  $g_1$ )
- čas  $t_v$  84 dní - otevření mostu pro dopravu (nahodilá zatížení)
- čas  $t_\infty$  36500 dní - 100 let, konec životnosti mostu

normálně tuhnutí cement - N		čas $t_0$		čas $t_\infty$	
čas $t_0$ =	10 dní	$f_{ck}(t) =$	28,3 MPa	$f_{ck} =$	35,0 GPa
$s =$	0,25	$f_{cm}(t) =$	36,3 MPa	$f_{cm} =$	43,0 GPa
$\alpha =$	1	$f_{ctm}(t) =$	2,713 GPa	$f_{ctm} =$	3,210 GPa
$\beta_{cc}(t) =$	0,8451	$E_{cm}(t) =$	32,4 MPa	$E_{cm} =$	34,1 GPa

### 11.1 Omezení napětí ve výztuži

Tahové napětí ve výztuži je omezeno z důvodu zabránění vzniku nepružných přetvoření, nadměrných trhlin a deformací. Vysoké napětí ve výztuži znamená i značnou deformaci, která může zapříčinit i nadměrné rozšiřování trhlin. Omezení napětí ve výztuži bylo posouzeno v programu Idea StatiCa.

- předpínací výztuž maximální napětí po zakotvení
- betonářská výztuž při charakteristické kombinaci  $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$

### 11.2 Omezení napětí v betonu

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, když úroveň napětí v betonu překročí určitou kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření (např. zvětšení tloušťky krycí vrstvy výztuže v tlačené oblasti nebo ovinutí tlačené oblasti dostatečnou příčnou výztuží), má se tlakové napětí v betonu při **charakteristické kombinaci** zatížení omezit na hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck}(t)$ . Pokud je tlaková oblast betonu ovinuta dostatečnou příčnou výztuží, je možné tuto hodnotu zvýšit o 10 %.

Pokud je napětí v betonu při **kvazi-stálé kombinaci** zatížení menší nebo rovno  $0,45 \cdot f_{ck}(t)$  lze předpokládat lineární dotvarování. V opačném případě se má uvažovat nelineární dotvarování.



Pro splnění požadavku na trvanlivost předpínací výztuže musí být dosaženo mezního stavu dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení. Zároveň se ověřuje vznik trhlin při charakteristické kombinaci pro posouzení šířky trhlin. Aby nevznikly trhliny v betonu musí být napětí v nejvíce tažených vláknech  $\sigma_{c,i} < f_{ctm}(t)$ .

Současně nemá být pevnost betonu při předpínání nižší, než je minimální hodnota definovaná v tzv. evropském technickém schválení použitého předpínacího systému. Předpokládám požadovanou pevnost betonu (válcová/krychelná)  $f_{cm}(t)_{min} = 28/35$  MPa, tzn.  $f_{ck}(t)_{min} = 28 - 8 = 20$  MPa < 28,3 MPa, bezpečně vyhovuje.

### 11.2.1 Omezení tahových napětí v betonu ve stavebních stavech

Pro mosty nebo části mostů, u kterých je splněn mezní stav dekomprese na dokončené konstrukci pro kvazistálou nebo častou kombinaci zatížení, jsou během výstavby od kvazistálé kombinace zatížení přípustná tahová napětí až do hodnoty  $1,0 \cdot f_{ctm}(t) = 1,0 \cdot f_{ctm}(10) = 1,0 \cdot 2,713 = 2,713$  MPa.

### 11.2.2 Normálová napětí od stálých zatížení

Posouzení v této fázi není normou požadováno, je však dobré pro získání přehledu, jak se napětí od předpětí vyvíjí po celou dobu životnosti.

Čas vnesení předpětí, působí pouze  $g_0 + P$

řez <sub>s</sub> , x=7,15 m		
vlákna	napětí	posudek
$\sigma_h =$	-0,47	...vyhovuje
$\sigma_d =$	-5,25	...vyhovuje

Čas uvedení do provozu, před vnesením  $g_1$  (ostatní stálé)

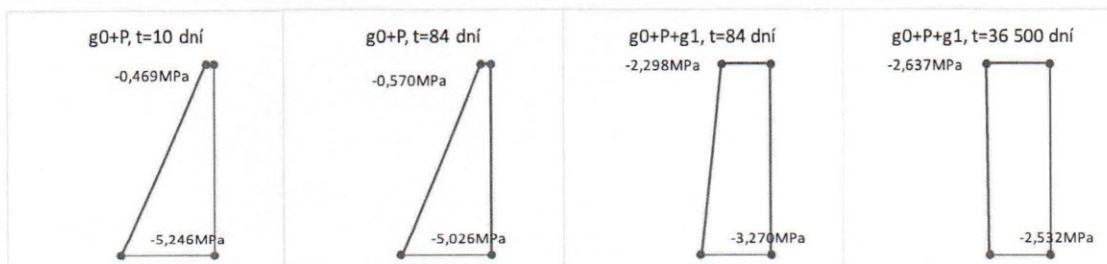
řez <sub>s</sub> , x=7,15 m		
vlákna	napětí	posudek
$\sigma_h =$	-0,57	...vyhovuje
$\sigma_d =$	-5,03	...vyhovuje

Čas uvedení do provozu, po vnesení  $g_1$  (ostatní stálé)

řez <sub>s</sub> , x=7,15 m		
vlákna	napětí	posudek
$\sigma_h =$	-2,30	...vyhovuje
$\sigma_d =$	-3,27	...vyhovuje

Čas na konci životnosti

řez <sub>s</sub> , x=7,15 m		
vlákna	napětí	posudek
$\sigma_h =$	-2,64	...vyhovuje
$\sigma_d =$	-2,53	...vyhovuje



### 11.2.3 Stavební stav

Je vypočtena charakteristická a kvazistálá kombinace. Při stavebním stavu se posuzuje pouze napětí v tahu při kvazistálé kombinaci. To by nemělo přesáhnout  $1,0 \cdot f_{ctm}$  v čase předpětí (10 dní). Zkontroluje se i napětí v betonu v tahu při charakteristické kombinaci. Norma neudává limitní hodnotu, ale normálová napětí by neměla výrazně překročit pevnost betonu v tahu.

MSP -  $M_{max}$ , vlastní tíha, staveništní zatížení a  $\Delta T$

sestava zatížení	rovnice	$\sigma_{up,max}$ [Mpa]		$\sigma_{up,min}$ [Mpa]	
gr5	char	1,964	...vyhovuje	-3,037	...vyhovuje
	kvazistálá	0,747	...vyhovuje	-1,924	...vyhovuje
	rovnice	$\sigma_{low,max}$ [Mpa]		$\sigma_{low,min}$ [Mpa]	
	char	-2,908	...vyhovuje	-6,833	...vyhovuje
	kvazistálá	-3,903	...vyhovuje	-6,040	...vyhovuje



### 11.3 Omezení trhlin, mezní šířka trhlin

Dle požadavku normy je ověřena šířka trhliny při časté kombinaci zatížení, která nepřesahuje 0,1 mm. Zároveň je konstrukce navržena na stav dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení. V nejvíce tažených vláknech je po celou dobu životnosti napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení  $\sigma_c \leq 0,0$  MPa.

### 11.4 Omezení přetvoření

Deformace prvku nebo konstrukce nesmí nepříznivě ovlivnit jejich řádnou funkčnost nebo vzhled.

Tabulka přípustné hodnoty průhybů – podle ČSN 73 6214.

Konstrukce	Přípustný průhyb
Konstrukce železobetonové z prostých nosníků o více polích	L/500
Konstrukce železobetonové – prosté nosníky o jednom poli	L/350
Konstrukce železobetonové – spojitě a rámové konstrukce	L/350
Konstrukce z předpjatého betonu	L/600

Poznámka: L je rozpětí pole prostého nebo spojitého nosníku, popř. dvojnásobek vyložení konzoly.

Dle ČSN 73 6214 jsou průhyby uvažovány v čase na konci životnosti. U mostních konstrukcí se navrhne takové nadvýšení, aby při působení stálých zatížení a poloviny časté hodnoty nahodilých zatížení měla niveleta předpokládaný tvar, a to v čase na konci životnosti. Pokud je nutno tvar konstrukce ověřit i v jiném stádiu konstrukce, musí se pro danou časovou etapu provést samostatný výpočet. Jestliže je stanovená hodnota nadvýšení menší než 10 mm, nadvýšení se nemusí provádět. S přípustnými hodnotami průhybů se pak porovnává průhyb konstrukce stanovený na základě pravidel pro sestavení časté kombinace zatížení, která zahrnuje:

- a) pokud je navrženo nadvýšení – teoretický průhyb od nahodilého zatížení pohyblivého
- b) pokud není navrženo nadvýšení – teoretický průhyb od stálých a nahodilých zatížení

Ve zvláštních případech se po dohodě s objednatelem postupuje individuálně. Ustanoveními tohoto článku se neruší požadavky uvedené v ČSN EN 1990.

Vypočtené nadvýšení nosné konstrukce by bylo menší než 10 mm, a proto **nebude provedeno**. Vypočtený průhyb vyhovuje limitní hodnotě. Podrobněji viz. příloha statického výpočtu.

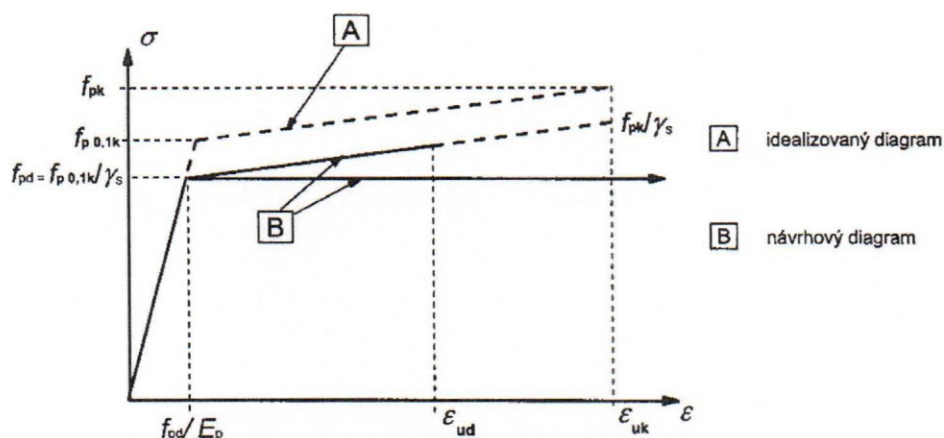
## 12 Mezní stav únosnost – ULS

### 12.1 Ohyb

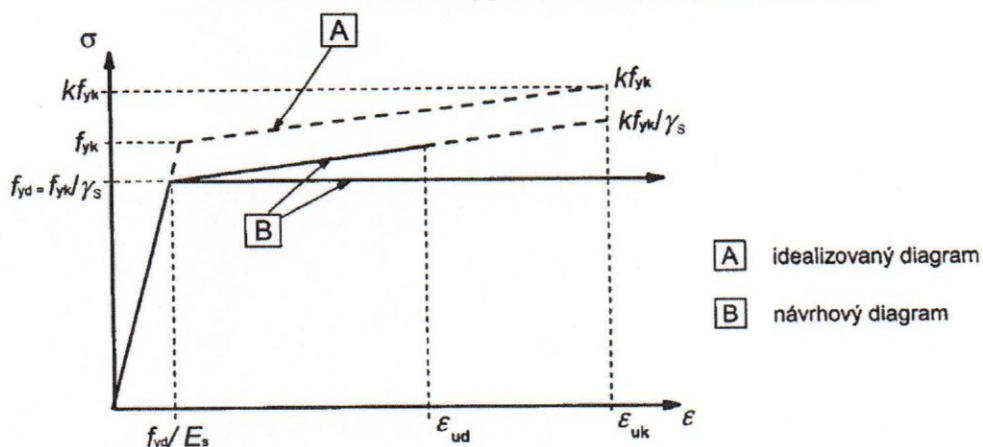
Pro ověření funkčnosti programu byl proveden ruční výpočet řezu v  $l/2$  na konci životnosti.

MSÚ je počítán s využitím stavu dekomprese, pomocí takto zavedeného zjednodušení převedeme problém na obdobný výpočet nepředpjatého ŽB průřezu, přičemž v předpínací výztuži působí základní napětí  $\sigma_p^0$ , při kterém přejde průřez ze skutečného rozdělení napětí do stavu dekomprese. To znamená, že v betonu, a tedy i ve vláknech přilehlých k předpínací výztuži, je napětí nulové. Toho dosáhneme tak, že vneseme do vláken přilehlých k betonu přírůstek poměrného přetvoření odpovídajícího skutečnému napětí  $\sigma_{cp}$  s obráceným znaménkem.

K určení MSÚ v ohybu je použita „metoda mezních přetvoření“. Princip této metody spočívá v tom, že se úroveň působících napětí v každém vlákně počítá pro zjištění poměrné přetvoření z pracovního diagramu. Pro předpínací výztuž je použit pracovní diagram se stoupající větví a pro beton s rovnoměrným rozdělením napětí v tlačené oblasti.

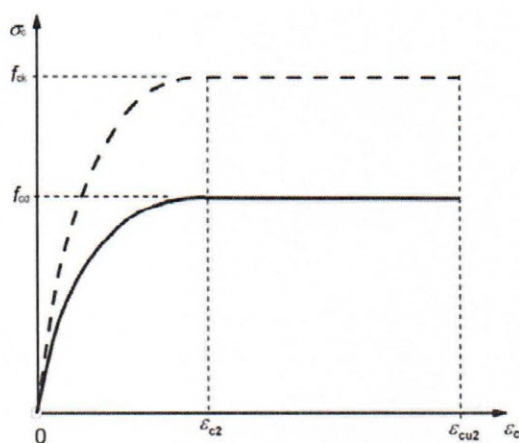


Obr. 27 - Návrhový pracovní diagram předpínací oceli

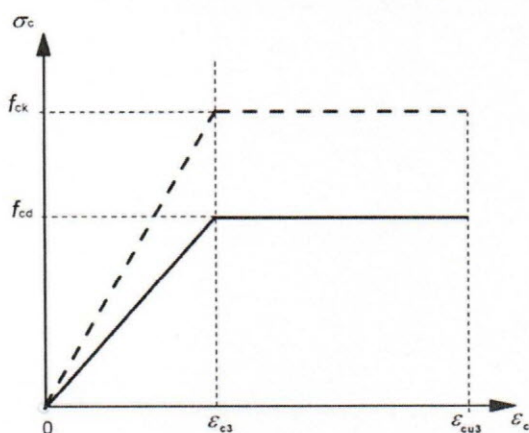


Obr. 28 - Návrhový pracovní diagram betonářské oceli

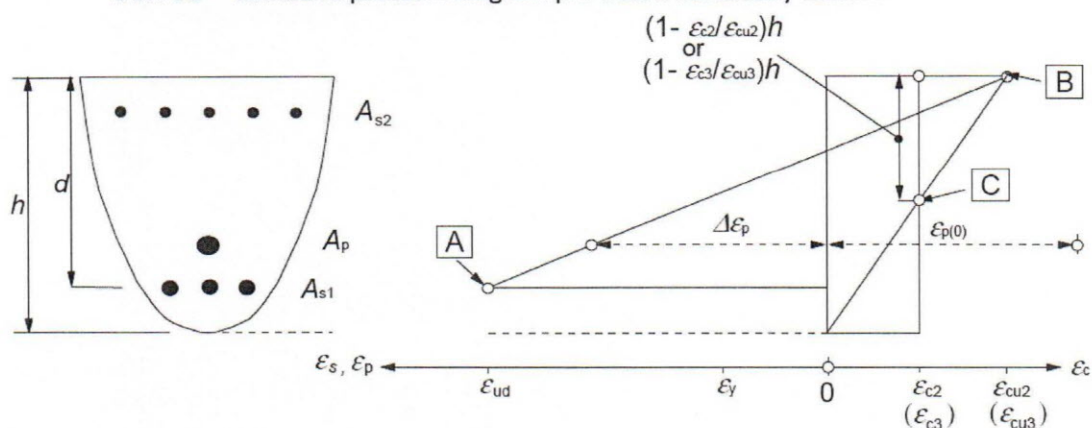




Obr. 29 - Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem



Obr. 30 - Bilineární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem



- A** – mezní poměrné přetvoření betonářské vyztuže
- B** – mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
- C** – mezní poměrné přetvoření betonu při prostém tlaku

Obr. 31 - Možné průběhy poměrných přetvoření v mezním stavu únosnosti

### 12.1.1 Řez 5-I/2, x = 6,65 m od teoretické podpory

Mezní stav únosnosti	<input checked="" type="checkbox"/> ČSN EN 1992-2 Betonové mosty		
Beton	<input type="checkbox"/> Průřez nad podporou (zúžení k nejvíce tlačným vláknům)		
$f_{ck}$	C35/45 35,0 MPa	$\eta \cdot f_{cd}$	21,0 MPa
$f_{cd}$	21,0 MPa	$\gamma_c$	1,5
$f_{ctm}$	3,2 MPa	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ pro $\leq C50/60$ , jinak $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1 + (f_{cm}/10)]$ , $f_{cm} = f_{ck} + 8$	
$E_{cm}$	34,1 GPa	$E_c = 22 \cdot ((f_{ck} + 8)/10)^{0,3}$	
$\lambda$	0,80	0,8 pro $f_{ck} \leq 50$ MPa, jinak $0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ , do $f_{ck} \leq 90$ MPa	
$\eta$	1,0	1,0 pro $f_{ck} \leq 50$ MPa, jinak $1,0 - (f_{ck} - 50)/200$ , do $f_{ck} \leq 90$ MPa	

Předpínací výztuž	Y1860S7-15,7		
$E_p$	195 GPa	$f_{p0,1k}$	1640 MPa
$f_{pk}$	1860 MPa	$A_{lana}$	150 mm <sup>2</sup>
		$\gamma_s$	1,15

Základní napětí	návrhový moment v MSÚ (vč. vlivu $M_p$ ) $M_{Ed}$	3769,8 kNm
	charakteristický moment od účinků zatížení $M_{Fk}$	5317,6 kNm
	moment od předpětí $M_{Pk}$	-2856,4 kNm
	charakteristický návrhový moment $M_{Ek} = M_{Fk} - M_{Pk}$	2461,2 kNm
	předpínací síla na konci životnosti $N_{Ed} = P_{d,\infty}$	-10004,7 kN

Síla v přilehlých vláknech betonu (kolem průměrného kabelu)	
plocha oslabeného průřezu $A_{cr}$	3,8995 m <sup>2</sup>
moment setrvačnosti oslabeného průřezu $I_{cr}$	0,15730 m <sup>4</sup>

	kabel 1 - A + B	kabel 2	kabel 3	kabel 4
počet kabelů celkem $n$	8	0	0	0
počet lan v kabelu $n_{lan}$	7	0	0	0
$A_{p, kab, i}$	8400 mm <sup>2</sup>	0 mm <sup>2</sup>	0 mm <sup>2</sup>	0 mm <sup>2</sup>
vzd. od horních vláken $d_{p,i}$	0,613 m			
výška průřezu $h$	0,723 m	těžiště zdola $z_d$	0,398 m	
vzd. těžiště od předpětí $z_{pr}$	0,288 m	-0,325 m	-0,325 m	-0,325 m

napětí v předpínací výzt. v $t_{\infty}$ , $\sigma_{p,\infty} = P_{d,\infty} / A_{p, rez}$	1191,0 MPa		
$\epsilon_{cu3}$	0,0035 ‰	*podle prac. diagramu (při $e/d < 0,1 \epsilon_{cu2/c2}$ )	
výp. mez pevn. $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$	1426,1 MPa	$\epsilon_{yd} = f_{pd} / E_p$	0,00731 ‰
$f_{pk} / \gamma_s$	1617,4 MPa	$\epsilon_{uk} = \epsilon_{ud} / 0,9$	0,02222 ‰
$\Delta f_{pd-u}$	191,3 MPa	$\Delta \epsilon_{uk-yd}$	0,01491 ‰
$f_{pd,u}$	1588,9 MPa	$\epsilon_{ud}$	0,02000 ‰



Stanovení momentové únosnosti

$$M_{ed} = 3769,8 \text{ kNm}$$

<

$$M_{Rd} = F_{cc} z_{cc} + \sum \Delta F_{pd,i} z_{pd,i}$$

$$M_{Rd} = 4659,6 \text{ kNm} \dots \text{vyhovuje}$$

$$N_{Rd} = F_{cc} - \Delta F_p$$

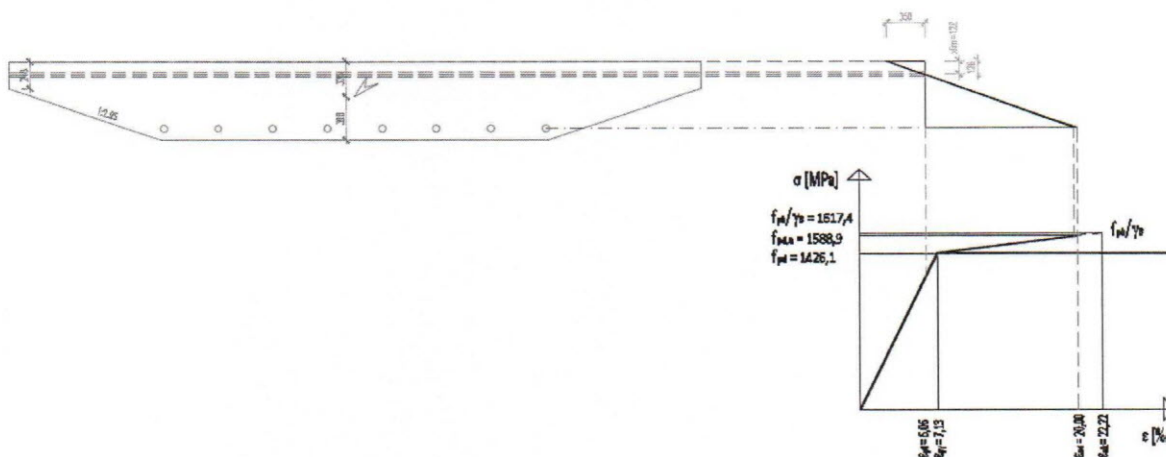
$$N_{ed} = 10004,7 \text{ kNm}$$

=

$$N_{Rd} = 10004,7 \text{ kNm} \dots \text{vyhovuje}$$

Navržený průřez vyhovuje, není nutná betonářská výztuž.

$$\text{využití průřezu } p = 81 \%$$



Obr. 32 - Posouzení MSÚ, střed rozpětí

### 12.1.2 Minimální plocha betonářské výztuže – křehký lom

Při použití výše uvedené metody se v průřezu navrhne minimální plocha betonářské výztuže  $A_{s,min}$  podle vztahu  $A_{s,min} = M_{rep} / (z_s \cdot f_{yk})$  pro přenesení účinků, které by vznikly následkem případného snížení předpínací síly (např. vlivem koroze). Do plochy  $A_{s,min}$  je možno zahrnout i betonářskou výztuž navrženou z jiných důvodů (např. pro omezení šířky trhlin).

$M_{rep}$  je ohybový moment při vzniku trhlin, vypočtený s využitím příslušné tahové pevnosti  $f_{ctx} = f_{ctm}$  v extrémně taženém vlákně průřezu, při neuvažování předpětí. Ve sparách segmentových prefabrikovaných konstrukcí má být  $M_{rep}$  uvažováno nule – posouzení je nutno provést jiným vhodným způsobem.

$z_s$  je rameno vnitřních sil v mezním stavu únosnosti vztažené k betonářské výztuži

$f_{ctx}$  je uvažovaná pevnost betonu v tahu, doporučená hodnota je  $f_{ctx} = f_{ctm}$

$f_{yk}$  je charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

průřez	šířka tlačené oblasti $b_{compression}$	= 6,3500 m
	výška tlačené oblasti konstantní šířky $h_{compression}$	= 0,2480 m
	šířka tažené oblasti, ve které je uvažovaná výztuž $b_{tension}$	= 3,5500 m
	výška $h$	= 0,7230 m
průřezové charakteristiky	$W_{y,d}$	= 0,4031 m <sup>3</sup>
	beton	C35/45
	$f_{ck}$	= 35,0 MPa
	$f_{ctm}$	= 3,2 MPa

až dosud se předpokládá pružné působení konstrukce

$$\sigma_{c,d} = M_{rep} / W_{y,d} = f_{ctm} \Rightarrow M_{rep} = f_{ctm} \cdot W_{y,d} = 1,294 \text{ MNm}$$

navržená výztuž

B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$$

$$\text{tažená } \phi R16 \Rightarrow A_{s2} = 0,004758 \text{ m}^2 \text{ min 24 ks}$$

$$\text{vzdálenost těžiště od spodní hrany } y_s = 0,080 \text{ m}$$

charakteristická síla ve výztuži

$$N_{ck} = N_{sk} = 2,379 \text{ MN}$$

výška plochy s rovnoměrně rozděleným napětím

$$x_{cu} = 0,0107 \text{ m} \dots \text{vyhovuje}$$

rameno vnitřních sil

$$z_s = 0,6376 \text{ m}$$

ověření charakteristického momentu únosnosti

$$M_{Rk} = N_{sk} \cdot z_s = 1,517 \text{ MNm} > M_{rep} = 1,294 \text{ MNm} \dots \text{vyhovuje}$$

### 12.1.2.1 Závěr posouzení MSÚ a návržení podélné betonářské výztuže

Konstrukce byla ověřena z hlediska prvního mezního stavu, byla prokázána bezpečnost návrhu. Dalším ověřením byla stanovena minimální podélná výztuž. Podélná výztuž bude minimálně  $\phi 16$  á 150 mm, třídy B500B.

## 12.2 Smyk

### 12.3 Posouzení betonu neporušeného trhlinou

Předpjaté prvky mohou být považovány za neporušené trhlinou, pokud zůstane příčný řez plně tlacen nebo absolutní hodnota normálových napětí  $\sigma_{ct1}$  nepřesáhne hodnotu  $f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ .

Toto posouzení nemusí platit v místě ohybových momentů způsobujících trhliny. Uvažují působení plného průřezu v místě podpory, tedy  $f_{ctd,pl} = f_{ctd}$ .

#### Redukce posouvající síly předpětím

$$\text{posouvající síla bez účinků přepětí } V = 1940,8 \text{ kN}$$

$$\text{předpínací síla na konci životnosti } P_{\infty} = 10147,8 \text{ kN}$$

$$\text{úhel předpětí v místě kotvení } \alpha = 4,4197^\circ$$

$$\text{redukce posouvající síly předpětím } P_{y\infty} = -782,0 \text{ kN}$$

$$\text{působící posouvající síla na konci životnosti } V_{Ed} = 1158,8 \text{ kN}$$

#### Mezní normálové napětí

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,247 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,900$$

$$\alpha_{ct,pl} = 1,000$$

$$\gamma_c = 1,500$$

$$f_{ctd,pl} = 1,498 \text{ MPa}$$

#### Normálové napětí v průřezu

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc}$$

$$N_{Ed} = 10147,8 \text{ kN (tlak je kladně)}$$

$$A_{cc} = 3,9237 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 2,586 \text{ MPa}$$

doporučená 0,8, 1,0 pro předpjatý beton



### Smykové napětí

$$\tau_{cp} = k \cdot V_{Ed} / A_{cc}$$

$$k = 1,5 \text{ dle ČSN EN 1992-1-1}$$

$$\tau_{cp} = 0,443 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

$$\text{když } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}}$$

$$f_{cvd} = 2,473 \text{ MPa}$$

$$\text{když } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - ((\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim})/2)^2}$$

$$f_{cvd} = \text{\#ČÍSLO!}$$

$$\text{kde } \sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}$$

$$f_{cd,pl} = f_{cd} = 21,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd,pl} = 1,498 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 2,586 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,lim} = 9,389 \text{ MPa}$$

### Posudek

$$\tau_{cp} = 0,443 \text{ MPa} \leq f_{cvd} = 2,473 \text{ MPa} \text{ ...vyhovuje}$$

Smyková výztuž pouze z hlediska konstrukčních požadavků.

## 12.4 Posouzení předpjatého prostého nosníku bez smyk. výztuže dle ČSN EN 1992-1-1

V místech bez ohybových trhlin by (pokud není napětí betonu v tahu od ohybu větší než  $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ ), by smyková únosnost měla být omezena únosností betonu v tahu.

$$V_{Rd,c} = l \cdot b_w / S \cdot \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

$$\text{moment setrvačnosti celého průřezu } I = 0,1593 \text{ m}^4$$

$$\text{statický moment plochy nad těžištní osou } S = 0,3390 \text{ m}^3$$

$$\text{šířka stojny v místě neutrálné osy } b_w = 5,883 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 1,00 \quad I_x / I_{pt2} \text{ pro předem předpjaté, jinak } 1,0$$

$$\sigma_{cp} = \gamma_{p,fav} \cdot N_{Ed} / A_{cc}$$

$$N_{Ed} = 10147,8 \text{ kN} \quad (\text{tlak je kladně})$$

$$A_{cc} = 3,9237 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{p,fav} = 1,00$$

$$\sigma_{cp} = 2,586 \text{ MPa}$$

### Posudek

$$V_{Ed} = 1158,8 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 6837,6 \text{ kN} \text{ ...vyhovuje}$$

Smyková výztuž pouze z hlediska konstrukčních požadavků.

## 12.5 Posouzení betonu porušeného trhlinou

Předchozí posouzení jsou platná pouze pokud v tažených vláknech průřezu nevzniknou trhliny. Vzhledem ke vzniku trhlin v průběhu životnosti konstrukce je nutno posoudit únosnost ve smyku průřezu porušeného ohybovou trhlinou. Výpočet byl proveden programem Idea StatiCa (viz. příloha SV).

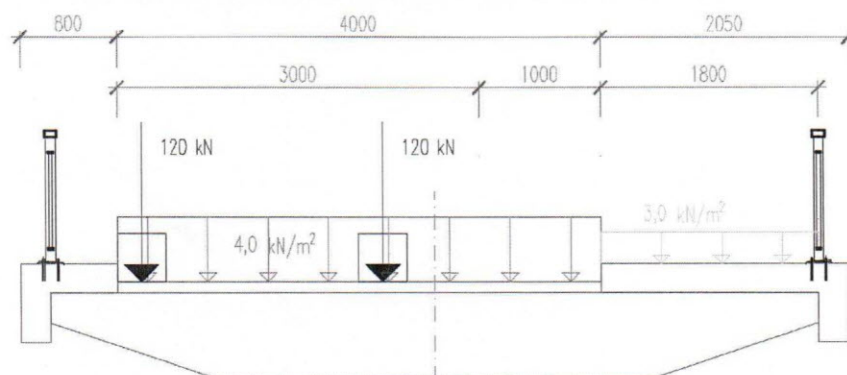
## 12.6 Kroucení

Konstrukce byla analyzována na dvou výpočetních modelech. Na prutovém pro určení globálních účinků předpětí a na deskostěnovém pro ověření příčného působení, roznosu zatížení a návrhu ložisek. Na prvním modelu bylo analyzováno kroucení a navržena výztuž v příčném směru. Návrh byl ověřen na deskostěnovém modelu.

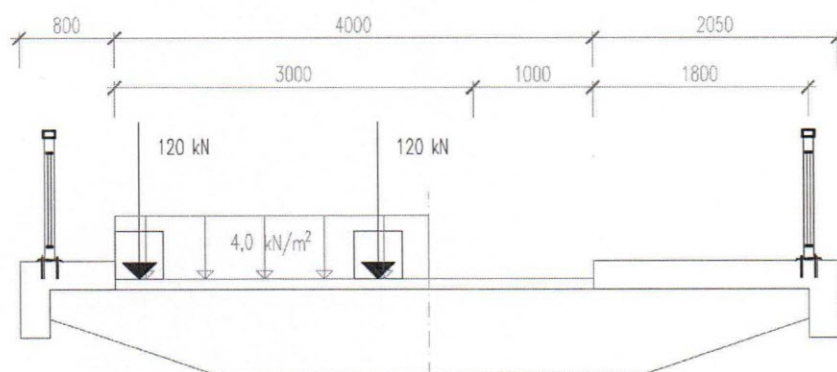
Pro posouzení namáhání konstrukce ve smyku a kroucení byla uvažována tato zatížení:

- všechna stálá zatížení

- předpětí
- nahodilé zatížení
  - maximální smyková síla - max  $V_{Ed}$ , odpovídající  $T_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$
  - maximální kroutící moment - max  $T_{Ed}$ , odpovídající  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$



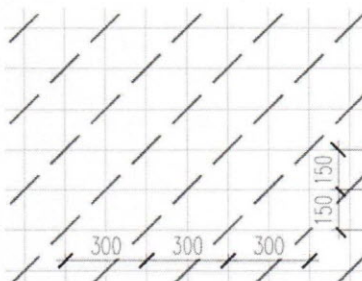
Obr. 33 - LM1 – max  $V_z$ , odpovídající  $T_x$



Obr. 34 - LM1 - max  $T_x$ , odpovídající  $V_z$

#### 12.6.1 Posouzení smykových a kroutících účinků zatížení

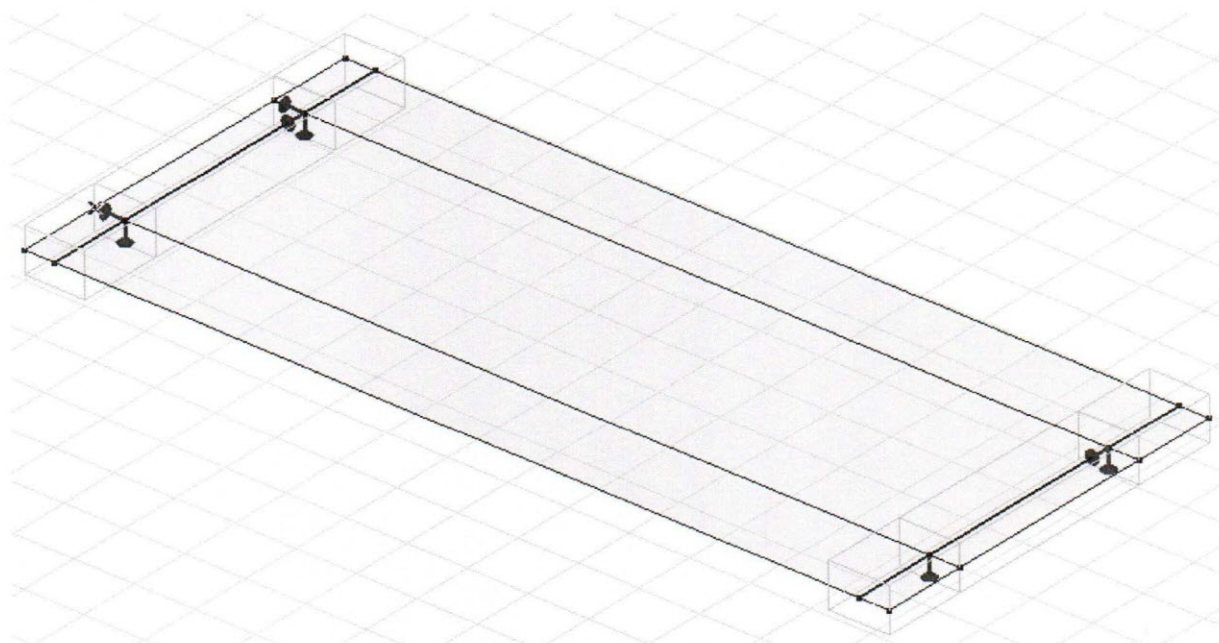
Je provedeno v programu Idea StatiCa (viz. příloha SV) a nebude dále rozepisováno. Smyková výztuž je navržena konstrukčně dle zásad na minimální stupeň vyztužení  $\rho_{w,min} = (0,08 \cdot f_{ck}) / f_{yk}$ . Při uvažovaných materiálech (C35/45, B500B) a spon  $\varnothing 8$  mm je nutný minimální počet **19 ks / m²**. Spony budou vázány v rastru 300 x 150 mm vystřídane.





### 13 Příčný směr – návrh příčné výztuže

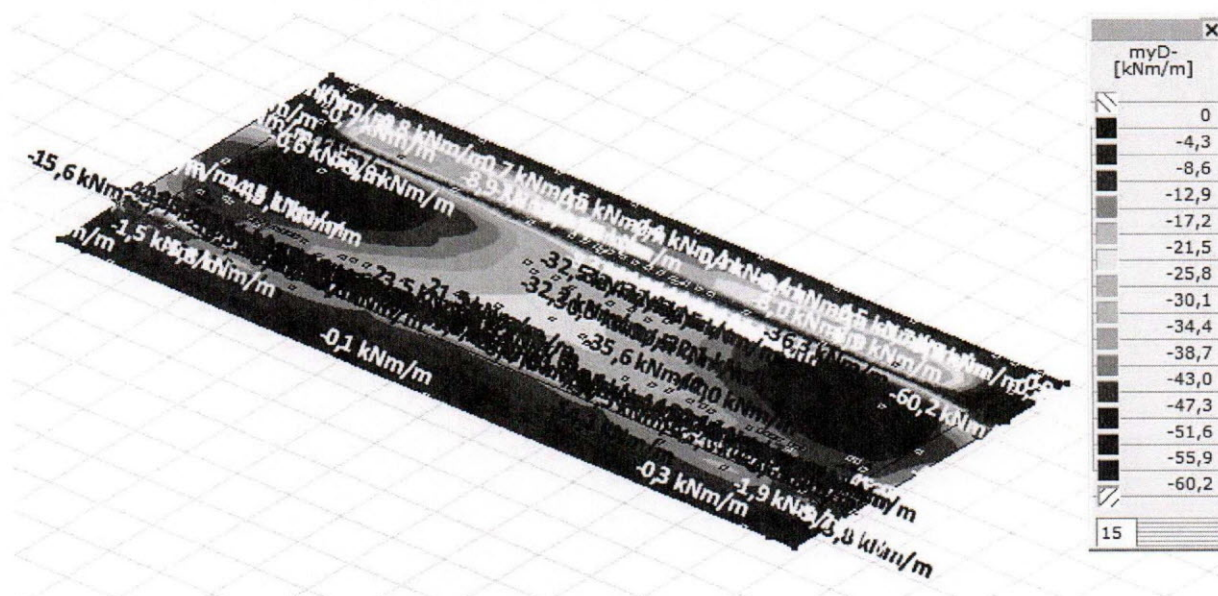
Pro posouzení příčného řezu byl vytvořen deskostěnový model a na něm analyzovány všechny dříve uvedené zatěžovací stavy. Byla tím zároveň ověřena analýza smyku a kroucení prostorového prutového modelu. Výsledný návrh výztuže v příčném směru je proveden dle těchto dvou analýz.



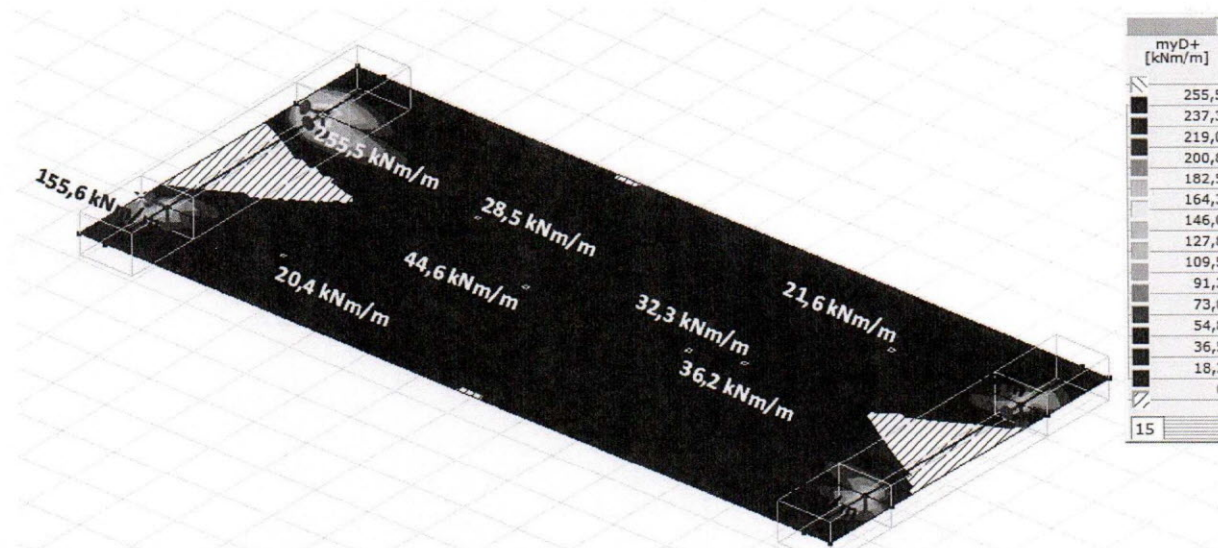
Obr. 35 - Schéma výpočetního modelu pro analýzu příčného směru



Obr. 36 - Izopásma  $myD^+$ , obálka LM1 – TS + UDL



Obr. 37 - Izopásma  $myD^-$ , obálka LM1 – TS + UDL



Obr. 38 - Izopásma max  $myD^+$ , kombinace 6.10b





## 14 Posouzení na únavu

Dle normy ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 se posouzení na únavu dá v prvním kroku uvažovat zjednodušeně při časté kombinaci zatížení. Zjednodušený posudek spočívá v určení ekvivalentního rozkmitu napětí od časté kombinace zatížení. Pokud tento rozkmit vyhoví požadavkům pro zjednodušený výpočet, není nutno konstrukci dále posuzovat. V opačném případě je nutno posoudit účinky únavové sestavy zatížení FLM3. Nápravové síly modelu FLM3 se násobí hodnotou:

- 1,75 pro posouzení u mezilehlých podpor spojitých mostů
- 1,40 pro posouzení v jiných oblastech

### 14.1 Posouzení betonu

Ověření únavy betonu v tlaku lze považovat za splněné, pokud je naplněna následující podmínka:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

kde  $\sigma_{c,max}$  je největší tlakové napětí ve vláknu při časté kombinaci zatížení

$\sigma_{c,min}$  je nejmenší tlakové napětí ve stejném vláknu, kde se vyskytuje  $\sigma_{c,max}$ . Pokud je  $\sigma_{c,min}$  tahové napětí, pak se  $\sigma_{c,min}$  má uvažovat rovné 0.

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Posouzení na únavu dle ČSN EN 1992-1-1, 1992-2

Posouzení betonu

☒ ČSN EN 1992-2 Betonové mosty

beton C35/45

$\alpha_{cc} =$

0,9 ČSN EN 1992-2/Z2

$f_{ck} =$  35,0 MPa

$\sigma_{c,min} =$  3,330 MPa

$\gamma_c =$  1,5

$\sigma_{c,max} =$  6,310 MPa při časté kombinaci

$f_{cd} =$  21,0 MPa

druh cementu N

normální cement

$s =$  0,25

dle druhu cementu

$t_0 =$  84

čas ve dnech v době zatížení

$$\beta_{cc}(t) = \exp [s(1-(28/t)^{1/2})] = 1,111$$

$f_{cd,fat} =$  17,06 MPa

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

kombinace zatížení pro určení rozkmitu napětí

základní kombinace necyklického zatížení

$$(Q_{k,1}, Q_{k,i} \text{ jsou necyklická ne-stálá zatížení}) \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kombinace včetně cyklického zatížení

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

Posouzení betonu

zjednodušené ověření únavy betonu v tlaku

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$0,370 \leq 0,588 \leq 0,900 \dots \text{vyhovuje}$$

Navržená konstrukce vyhovuje zjednodušenému posouzení na únavu. Není třeba další ověření.



## 14.2 Posouzení betonářské a předpínací oceli

Vzhledem k tahovému namáhání je nutno provést únavové posouzení předpínací a betonářské výztuže.

### 14.2.1 Předpínací výztuž

výztuž Y 1860 S7 - 15,7		UP	KŽ	
$\gamma_{s,fat} =$	1,15	$\sigma_{s,min} =$	1161,4 MPa	$\Delta\sigma_{s,ec, UP} =$ 25,3 MPa
$\gamma_{f,fat} =$	1,0	$\sigma_{s,max} =$	1186,7 MPa	$\Delta\sigma_{s,ec, KŽ} =$ 36,0 MPa

#### Posouzení betonářské a předpínací výztuže

$$\gamma_{f,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

postup dle NN.2 ČSN EN 1992-2,  $\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,ec} \cdot \lambda_s$   $\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 0,691$$

$$\Delta\sigma_{s,eq, UP} = 17,5 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,ec} \cdot \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

$$\Delta\sigma_{s,eq, KŽ} = 24,9 \text{ MPa}$$

ověření pomocí poškození ekvivalentního napětí  
přímé pruty

$$\gamma_{f,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

$$\Delta\sigma_{s,Rsk} = 120,0 \text{ MPa}$$

z tab. 6.3N nebo 6.4N (betonářská nebo předpínací výztuž)

ÚP ----->>>>	$\gamma_{f,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} =$	17,5 MPa	$\leq$	$\Delta\sigma_{s,Rsk} / \gamma_{s,fat} =$	104,3 MPa	...vyhovuje
KŽ ----->>>>	$\gamma_{f,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} =$	24,9 MPa	$\leq$	$\Delta\sigma_{s,Rsk} / \gamma_{s,fat} =$	104,3 MPa	...vyhovuje

### 14.2.2 Betonářská výztuž

Byla ověřena obdobným způsobem. Byl použit součinitel zohledňující rozdílné vlastnosti betonářské a předpínací výztuže  $\eta$ .

Účinek rozdílného chování betonářské a předpínací výztuže

ks	průměr	<input checked="" type="checkbox"/> uvažovat
24	16 mm	
$A_s =$	0,004825 m <sup>2</sup>	$\phi_s =$ 16,00 mm
$A_p =$	0,008400 m <sup>2</sup>	$\phi_p =$ 19,60 mm
$\xi =$	0,5	$\eta =$ 1,298
$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,ec} \cdot \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$		
$\Delta\sigma_{s,eq, UP} =$	21,3 MPa	$\Delta\sigma_{s,eq, UP} =$ 27,7 MPa
$\Delta\sigma_{s,eq, KŽ} =$	31,3 MPa	$\Delta\sigma_{s,eq, KŽ} =$ 40,6 MPa

ověření pomocí poškozujícího ekvivalentního napětí  
přímé pruty

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

$$\Delta\sigma_{s,Rsk} = 162,5 \text{ MPa}$$

z tab. 6.3N nebo 6.4N (betonářská nebo předpínací výztuž)

UP ---->>>>	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} = 27,7 \text{ MPa}$	$\leq$	$\Delta\sigma_{s,Rsk} / \gamma_{S,fat} = 141,3 \text{ MPa}$	...vyhovuje
KŽ ---->>>>	$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} = 40,6 \text{ MPa}$	$\leq$	$\Delta\sigma_{s,Rsk} / \gamma_{S,fat} = 141,3 \text{ MPa}$	...vyhovuje

### 14.3 Závěr posouzení na únavu

Bylo provedeno únavové posouzení navržené konstrukce. Beton byl ověřen zjednodušenou metodou při časté kombinaci zatížení. Předpínací a betonářská výztuž byly ověřeny podrobnou metodou při uvážení únavového modelu zatížení FLM3. Konstrukce je bezpečně navržena z hlediska únavového namáhání vyhovuje ve všech fázích své životnosti.

## 15 Posouzení kotevní oblasti

### 15.1 Lokální vyztužení

Zóna zodpovědnosti dodavatele kotevního zařízení (schváleného předpínacího systému). Je nutno řešit s dodavatelem konkrétního kotevního systému. Kotva by měla být vybavena výztuží zabraňující roztržení a drcení kotevní oblasti (šroubovice, ortogonální třmínky). Tuto výztuž je nutno určit před realizací stavby dle vybraného dodavatele předpínacího systému.

$$P_{\max} / c \cdot c' \leq 0,6 f_{ck}(t)$$

$$f_{ck}(t) = 28,3 \text{ MPa}$$

$$\max \text{ předpínací síla } P_{\max} = 1549,8 \text{ kN}$$

$$\text{šířka přidruženého obdélníku } c = 0,315 \text{ m} \quad \text{impact rectangle}$$

$$\text{výška přidruženého obdélníku } c' = 0,315 \text{ m} \quad \text{impact rectangle}$$

$$\text{délka přidruženého hranolu } l = 0,378 \text{ m}$$

$$\text{šířka nejmenšího obdélníku zahrnujícího kotvu } a = 0,100 \text{ m}$$

$$\text{výška nejmenšího obdélníku zahrnujícího kotvu } a' = 0,100 \text{ m}$$

$$\text{limitní poměr stran obdélníků} = 3,94$$

$$c / a = 3,15 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

$$c' / a' = 3,15 \quad \dots \text{vyhovuje}$$

$$P_{\max} / c \cdot c' = 15,62 \text{ MPa} \leq 16,98 \text{ MPa} \quad \dots \text{vyhovuje}$$

$$\text{výztuž zabraňující roztržení a drcení betonu } A_s = 0,15 \cdot \gamma_{P,unfav} \cdot P_{\max} / f_{yd}$$

$$\text{návrhová mez kluzu betonářské výztuže } f_{yd} = 250,0 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{P,unfav} = 1,20$$

$$\text{výztuž zabraňující roztržení a drcení betonu } A_{s,req} = 0,00112 \text{ m}^2$$

Návrh výztuže přidruženého hranolu v každém směru

R 12	10 ks	$A_{s,prov} = 0,00113 \text{ m}^2$	...vyhovuje
------	-------	------------------------------------	-------------

Tato výztuž má být rozdělena v každém směru po výšce hranolu.



## 15.2 Roztržení líce kotevní oblasti

Plocha povrchové výztuže u zatížené čelní plochy nemá být v každém směru menší než  $0,03 \cdot \gamma_{p,unfav} \cdot P_{max} / f_{yd}$ .

Návrh povrchové výztuže čelní plochy v každém směru  $A_{s,surf,req} = 0,03 \cdot \gamma_{p,unfav} \cdot P_{max} / f_{yd}$

uvážená šířka / výška čelní plochy  $b/h_{surf} = 500 \text{ mm}$

$A_{s,surf,req} = 0,00022 \text{ m}^2$

R 14 á 150 mm  $A_{s,surf,prov} = 0,00051 \text{ m}^2$  ...vyhovuje

## 15.3 Lokální oblast pod kotvou

Namáhání betonu soustředěným tlakem.

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1} / A_{c0})^{(1/2)} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

$F_{Ed} = 1549,8 \text{ kN}$

$h = 0,444 \text{ m}$  ...vyhovuje

$f_{cd} = 21,0 \text{ MPa}$

$b_1 = 0,222 \text{ m}$

$d_1 = 0,222 \text{ m}$

$A_{c0} = 0,049 \text{ m}^2$

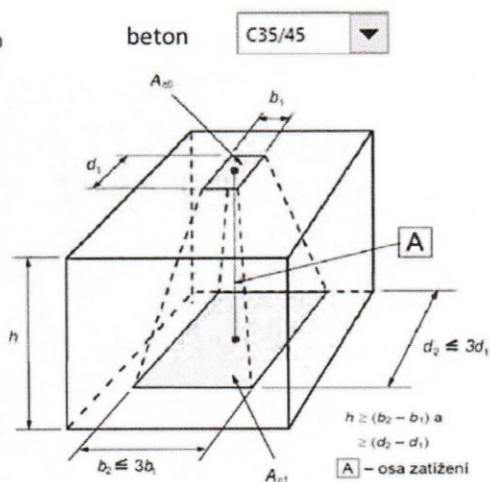
$b_2 = 0,500 \text{ m}$  ...vyhovuje

$d_2 = 0,666 \text{ m}$  ...vyhovuje

$A_{c1} = 0,333 \text{ m}^2$

$(b_2 - b_1) = 0,278 \text{ m}$  ...vyhovuje

$(d_2 - d_1) = 0,444 \text{ m}$  ...vyhovuje



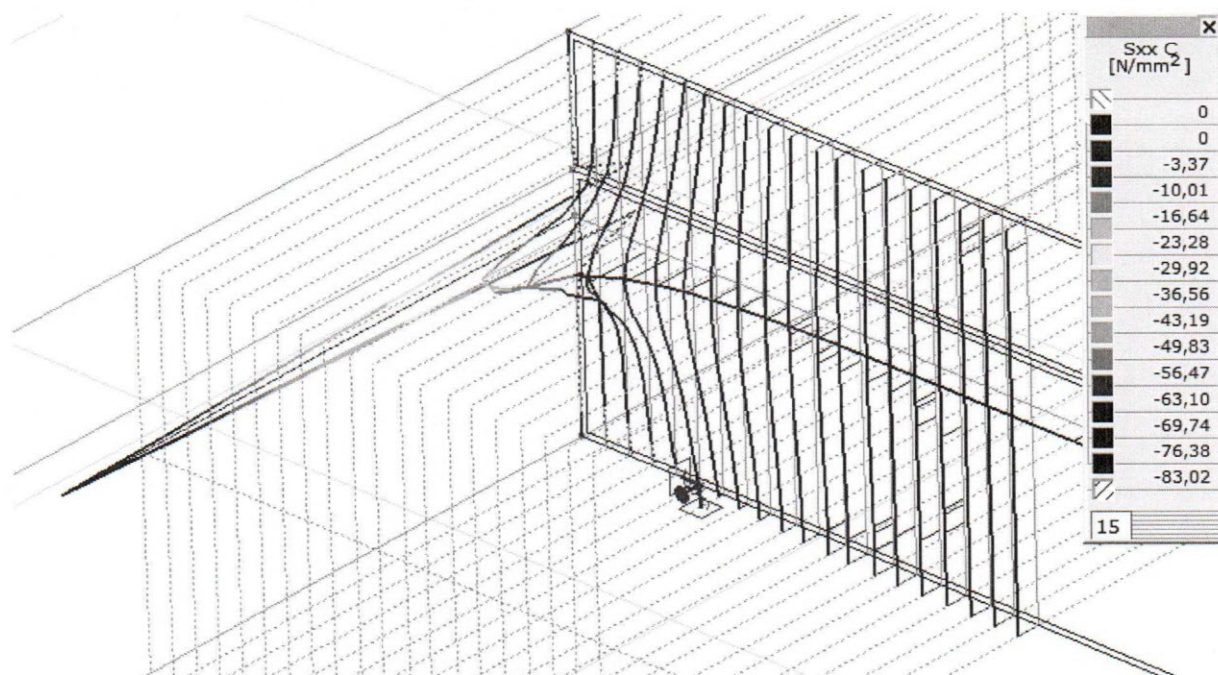
$$3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} = 3104,9 \text{ kN}$$

soustředěný tlak na mezi únosnosti  $F_{Rdu} = 2690,3 \text{ kN}$  ...vyhovuje

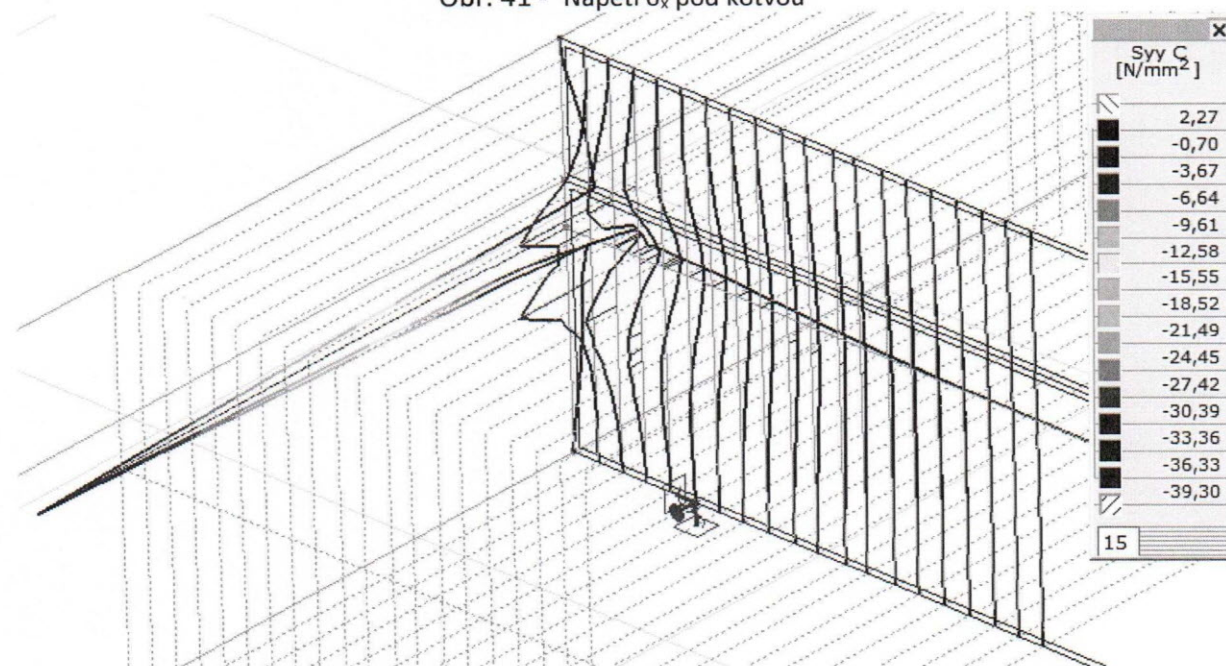
$$F_{Rdu} = 2690,3 \text{ MPa} > F_{Ed} = 1549,8 \text{ MPa} \text{ ...vyhovuje}$$

## 15.4 Kotevní oblast

Byla provedena analýza kotevní oblasti a určena roznášecí oblast. Rovnoměrné normálové napětí  $\sigma_x$  je přibližně 0,80 m za osou podpory. Roznášecí délka je tedy přibližně 1,30 m. Koncový příčník bude navržen na délku 1,30 m. Byl proveden výpočet STM pro návrh výztuže na zachycení příčných tahů.



Obr. 41 - Napětí  $\sigma_x$  pod kotvou



Obr. 42 - Napětí  $\sigma_z$  pod kotvou



## Táhla

1	$a = 0,222 \text{ m}$
*rozlišení	$b = 0,723 \text{ m}$
případu	$H = 13,800 \text{ m}$
působící síla $F = N_{ed}$	$1549,8 \text{ kN}$
	$b_{ef} = 0,723 \text{ m}$
	$h = 0,723 \text{ m}$
	$z = 0,362 \text{ m}$
...částečně nespojitá oblast	
příčná tahová síla $T_{Ed}$	$268,5 \text{ kN}$
uvažovaná délka $l$	$1,000 \text{ m}$
síla na $mb$ $T_{Ed,mb}$	$268,5 \text{ kN}$

a) pro částečně nespojitě oblasti ( $b \leq \frac{H}{2}$ ), viz obrázek 6.25 a):

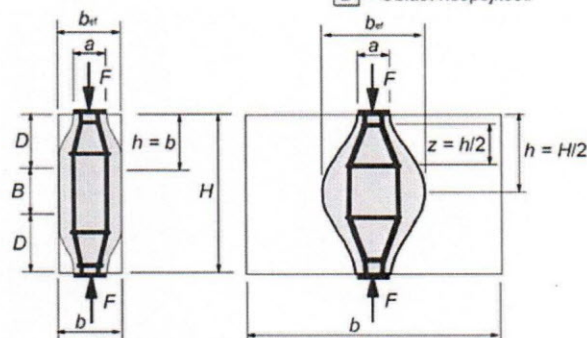
$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F$$

b) pro úplně nespojitě oblasti ( $b > \frac{H}{2}$ ), viz obrázek 6.25 b):

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F$$

B – Oblast spojitosti

D – Oblast nespojitosti



a) částečná nespojitost

b) úplná nespojitost

## Výztuž B500B

$$f_{yk} = 287,5 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 250,0 \text{ MPa}$$

$$A_{s,req} = T_{ed,mb} / f_{yd}$$

$$A_{s,req} = 0,00107 \text{ m}^2$$

Návrh smykové výztuže - třmínků na zachycení příčných sil (uvnitř třmínků na smyk)

počet stříhů třmínku podélně

$$n = 3$$

počet stříhů třmínku příčně

$$n = 4$$

průměr třmínku

$$d_{sr} = 14 \text{ mm}$$

navržená plocha smykové výztuže

$$A_{sw}^{pric} = 1847,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw}^{pric} = 1847,3 \text{ mm}^2$$

&gt;

$$A_{sw,req}^{pric} = 1073,9 \text{ mm}^2 \text{ ...vyhovuje}$$

## Posouzení

$$T_{Rd}^{pric} = A_{sw}^{pric} \cdot f_{yd} = 461,8 \text{ kN}$$

&gt;

$$T_{Ed}^{pric} = 268,5 \text{ kN} \text{ ...vyhovuje}$$

Napětí ve výztuži v předchozích kapitolách je uvažováno 250 MPa z hlediska omezení šířky trhlin. Návrh výztuže kotevní oblasti je nutno přizpůsobit dle zvoleného dodavatele předpínacího systému.

## 16 Návrh mostních závěrů

Nebyl požadován a nebude proveden.

## 17 Návrh ložisek

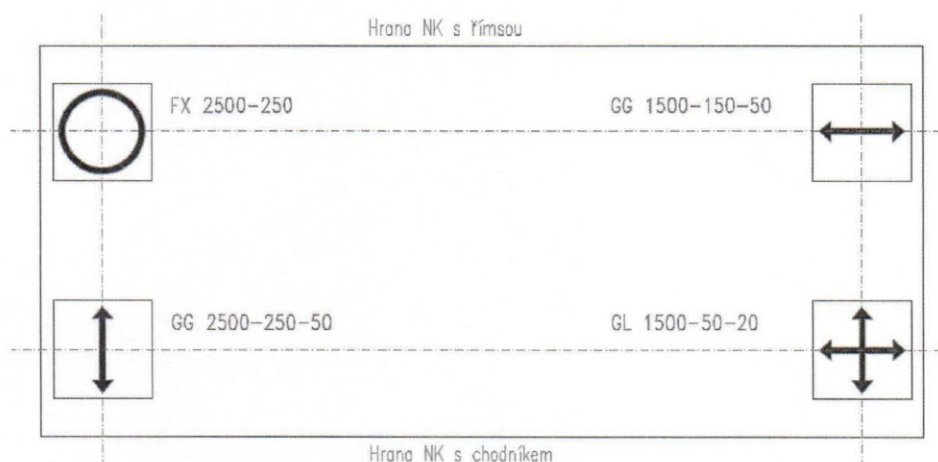
Pro návrh ložisek byl využit deskostěnový 3D model. Předpokládá se zřízení koncových příčníků na celou šířku NK, podélně délky 1,30 m. Ložiska budou umístěna tak, aby mohly být kontrolován jejich stav a v případě nutnosti mohla být provedena jejich výměna. Konstrukce bude podepřena 4 ložisky, dle zadání objednatele SV jsou uvažována ložiska hrncová.

Na OP1 budou zachyceny vodorovné účinky brzdících sil. Bude provedeno jedno ložisko pevné a jedno ložisko podélně pevné (příčně posuvné). Na OP2 bude naproti ložisku pevnému ložisko příčně pevné a druhé ložisko bude všesměrné (viz. schéma uložení).

Při návrhu vycházel zhotovitel SV z podkladů firmy Freyssinet a konzultoval návrh se zaměstnancem firmy. Při realizaci mostní konstrukce je zhotovitel povinen nechat vypracovat podrobnou VTD ložisek na uvedené hodnoty zatížení. Na OP1 jsou navržena ložiska XX 2500 z důvodu přenesení horizontální síly. Dle zjištěných informací lze při realizaci použít ložiska menší se zvýšenou únosností ve vodorovném směru. Zde uvedený typ XX 2500 je tedy rozměrově na straně bezpečné. Konkrétní typ a rozměry ložisek bude určen dodavatelem ložisek na základě podrobného výpočtu a VTD, které zajistí zhotovitel stavby před jejich montáží.

Návrhové zatížení ložisek:

poloha ložiska		typ ložiska	svislé zatížení [kN]		vodorovné zatížení [kN]		navržený typ (např. dle Freyssinet)
					max		
			min	max	vodorovná	odp. svislá	
OP1	pod římsou	pevné	491,4	1213,4	243,4	757,6	FX 2500-250
	pod chodníkem	podélně pevné	541,6	1063,9	205,0	639,3	GG 2500-250-50
OP2	pod římsou	příčně pevné	491,4	1213,4	0,0	0,0	GG 1500-150-50
	pod chodníkem	všesměrné	541,6	1063,9	0,0	0,0	GL 1500-50-20



Obr. 43 - Schéma uložení nosné konstrukce



## 17.1 Ověření únosnosti elastomeru

musí být splněna podmínka  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$   
návrhová hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rd} = N_{Rk} / \gamma_M$   
charakteristická hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rk} = \pi / 4 \cdot d^2 \cdot f_{e,k}$

Posouzení elastomeru ložiska GG 1500-150-50 na svislou sílu:

návrhová hodnota zatížení ložiska  $N_{Sd} = 1213,4 \text{ kN}$   
průměr elastomerové vložky  $d = 0,210 \text{ m}$   
charakteristická kontaktní pevnost elastomeru  $f_{e,k} = 60,0 \text{ MPa}$   
dílčí součinitel  $\gamma_M = 1,30$

charakteristická hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rk} = 2,0782 \text{ MN}$   
návrhová hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rd} = 1,5986 \text{ MN}$

$N_{Sd} = 1213,4 \text{ kN} < 1598,6 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$

Posouzení elastomeru ložiska FX 2500-250 na svislou sílu:

návrhová hodnota zatížení ložiska  $N_{Sd} = 1213,4 \text{ kN}$   
průměr elastomerové vložky  $d = 0,270 \text{ m}$   
charakteristická kontaktní pevnost elastomeru  $f_{e,k} = 60,0 \text{ MPa}$   
dílčí součinitel  $\gamma_M = 1,30$

charakteristická hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rk} = 3,4353 \text{ MN}$   
návrhová hodnota odolnosti elastomerové vložky  $N_{Rd} = 2,6426 \text{ MN}$

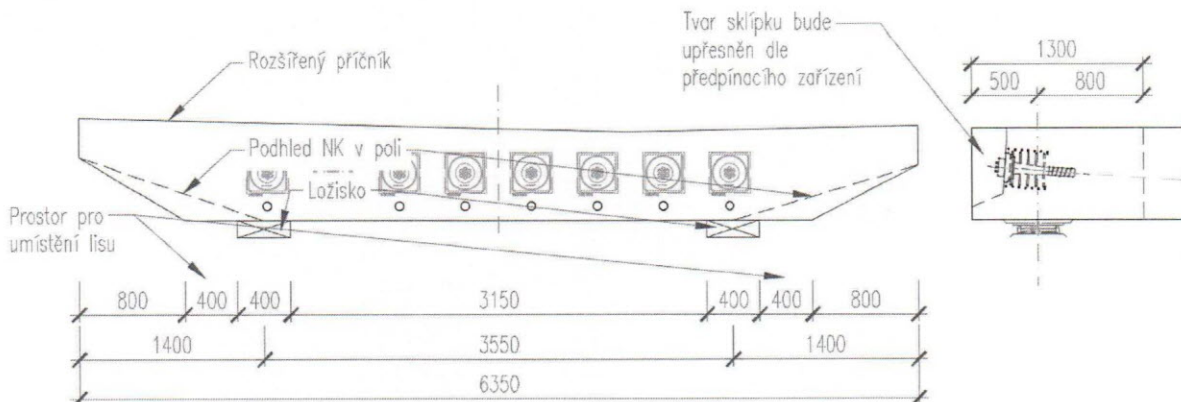
$N_{Sd} = 1213,4 \text{ kN} < 2642,6 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$

Kontrola mezních pootočení:

hodnoty pootočení			
	charakteristické	$\psi_i$	časté
pootočení od stálých zatížení $\alpha_1$	0,00000 rad	1	0,00000 rad
pootočení od dvounápravy LM1 $\alpha_{2,TS}$	0,00093 rad	0,75	0,00070 rad
pootočení od rovnoměrného zatížení LM1 $\alpha_{2,UDL}$	0,00029 rad	0,4	0,00012 rad
pootočení od zatížení chodníků $\alpha_{2,chodniky}$	0,00010 rad	0,4	0,00004 rad
pootočení od nerovnoměrného oteplení $\alpha_{2,T+}$	-0,00095 rad	0,6	-0,00057 rad
pootočení od nerovnoměrného ochlazení $\alpha_{2,T-}$	0,00051 rad	0,6	0,00031 rad
$\alpha_{2mn}$	-0,00095 rad		
$\alpha_{2max}$	0,00183 rad	<	$\alpha_{dmax} = 0,03000 \text{ rad} \dots \text{vyhovuje}$
$\alpha_{dčastá}$	0,00116 rad	<	$\alpha_{dčastá,max} = 0,00500 \text{ rad} \dots \text{vyhovuje}$

## 18 Zatížení spodní stavby

Pro návrh ložisek byl využit deskostěnový 3D model. Předpokládá se zřízení koncových příčníků délky 1,30 m.



Obr. 44 - Schéma tvaru koncového příčniku

Zatížení na jednotlivá ložiska jsou uvedena v kapitole 17 a z něj vychází i zatížení spodní stavby. Hodnoty zatížení na **opěru** jsou následující:

<b>Opěra 1 – podélně pevná ložiska</b>	svislá síla	vodorovná síla
Max svislá, odpovídající vodorovná	1995,1 kN	0,0 kN
Max vodorovná, odpovídající svislá	1411,9 kN	413,8 kN
Min svislá	1033,0 kN	0,0 kN
<b>Opěra 2 – podélně volná ložiska</b>	svislá síla	vodorovná síla
Max svislá	1995,1 kN	0,0 kN
Min svislá	1033,0 kN	0,0 kN

## 19 Posouzení spodní stavby

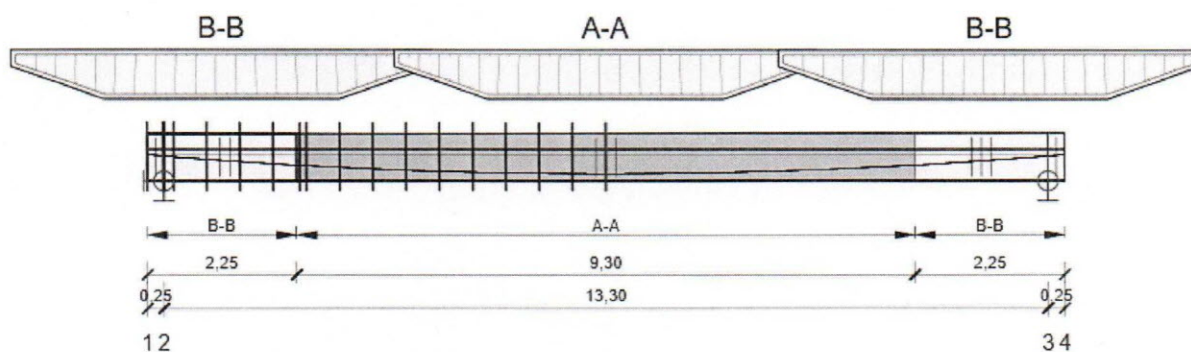
Nebylo požadováno, není součástí statického výpočtu.

## 20 Posouzení založení spodní stavby

Nebylo požadováno, není součástí statického výpočtu.



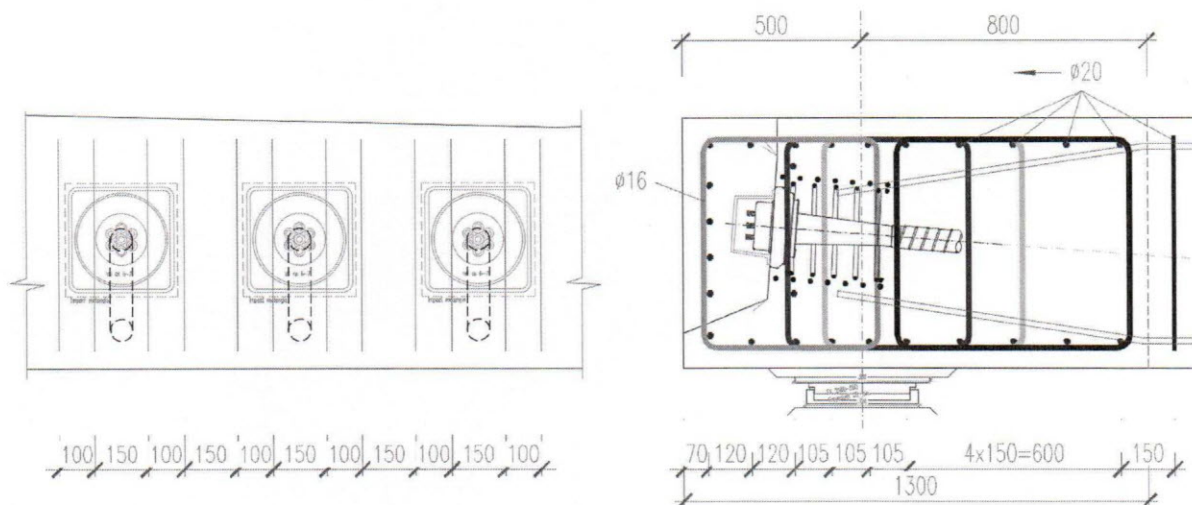
## 21 Schéma vyztužení



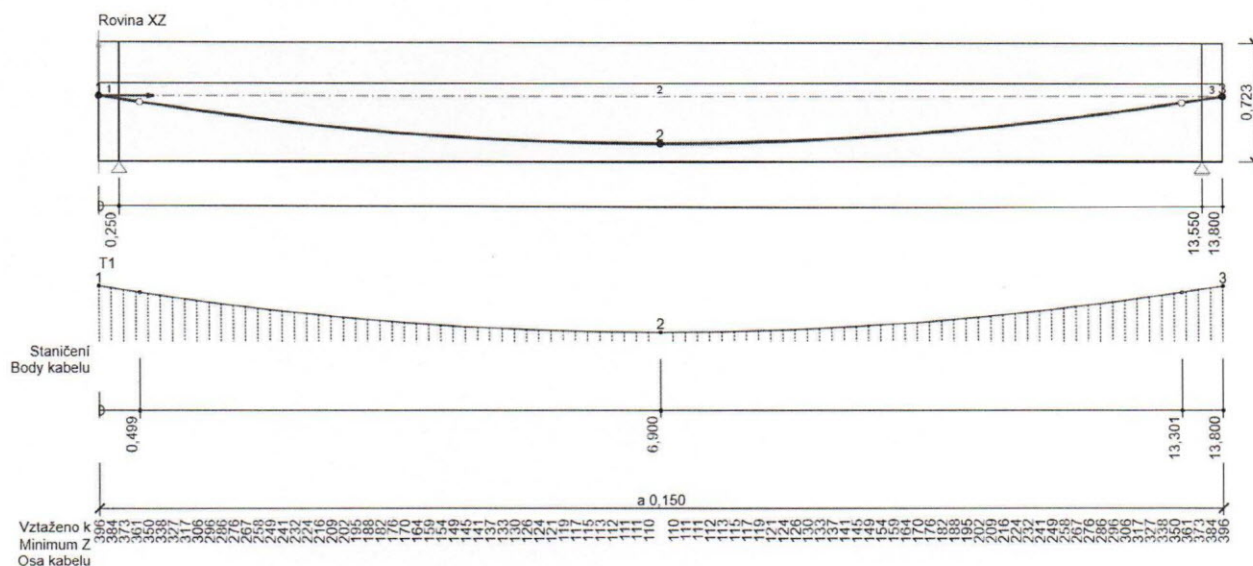
Obr. 45 - Zóny vyztužení

V zóně A-A je příčná výztuž účinná na kroucení min  $\phi 14$  á 150 mm, v zóně B-B min  $\phi 18$  á 150 mm. Podélná výztuž je navržena min  $\phi 16$  á 150 mm. Smyková výztuž bude tvořena sponami v rastru 0,3 x 0,15 m vystřídane (odpovídá počtu 22 ks/m<sup>2</sup>).

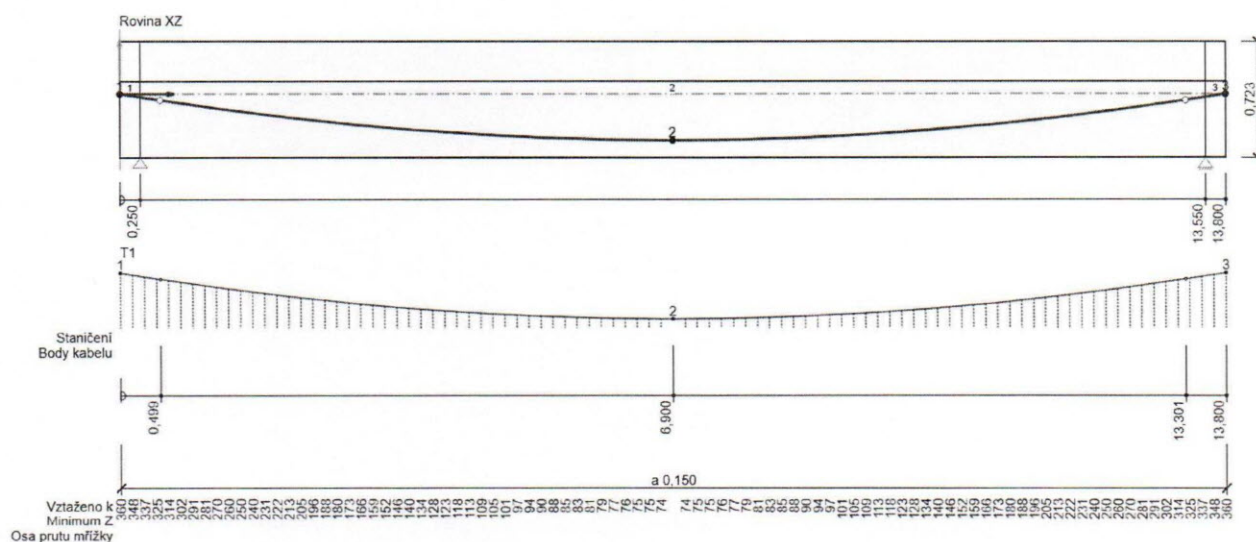
Koncové příčníky budou vyztuženy uzavřenými třmínky min  $\phi 14$  (viz schéma) o minimální ploše uvedené v kapitole 15.4. Lokální výztuž za kotvou je zodpovědností dodavatele předpínacího systému nebo musí být dodatečně určena.



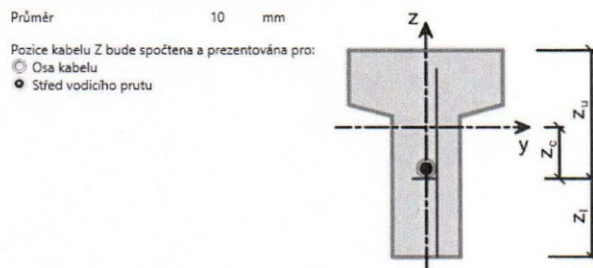
Obr. 46 - Schéma vyztužení koncového příčníku



Obr. 47 - Mřížka ve směru x, vztaženo k ose kabelu



Obr. 48 - Mřížka ve směru x, vztaženo k ose vodícího prutu  $\phi 10$



Obr. 49 - Schéma vodícího prutu k obr.48



## 22 Závěr

V podrobném statickém výpočtu byl ověřen návrh nosné konstrukce. Nosná konstrukce nově navrhovaného mostu je tvořena samostatnou, prostě uloženou ŽB monolitickou dodatečně předpjatou deskou lichoběžníkového průřezu. Most je kolmý o rozpětí 13,30 m. Uložení NK je na masivních opěrách, které nebyly předmětem statického výpočtu.

Předpětí je navrženo pro dodržení stavu dekomprese pro kvazistálou kombinaci zatížení po celou dobu životnosti konstrukce. Následně byla ověřena šířka trhlin při časté kombinaci zatížení.

Mostní konstrukce byla navržena a posouzena dle mezních stavů v souladu s platnými ČSN EN. Statickým výpočtem byl ověřen návrh průřezů. Byla navržena a posouzena předpínací a betonářská výztuž. Byla prokázána bezpečnost a spolehlivost takto navržené konstrukce.

Dokumentace ve stupni DSP neslouží k provedení stavby. Mostní konstrukce musí být provedena dle podrobné realizační dokumentace stavby odpovídajícího rozsahu, kterou je povinen si objednat vybraný zhotovitel. Schémata výztuže v tomto statickém výpočtu neslouží k provedení stavby, avšak mohou sloužit pro vytvoření podrobných výkresů ve stupni RDS. Musí být dodrženy minimální plochy a profily výztuží, které jsou v tomto výpočtu uvedeny.

Brno, září 2017

Ing. František Pokorný



## 23 Použitá literatura a normy

- |      |                 |  |
|------|-----------------|--|
| [1]  | ČSN EN 1990     | Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),  |
| [2]  | ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, |
| [3]  | ČSN EN 1991-1-4 | Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,  |
| [4]  | ČSN EN 1991-1-5 | Zatížení konstrukcí, Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,  |
| [5]  | ČSN EN 1991-1-7 | Zatížení konstrukcí, Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení  |
| [6]  | ČSN EN 1991-2   | Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou   |
| [7]  | ČSN EN 1992-1-1 | Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby                        |
| [8]  | ČSN EN 1992-2   | Navrhování betonových konstrukcí, Část 2: Betonové mosty<br>Navrhování a konstrukční zásady                      |
| [9]  | ČSN EN 1997-1   | Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla   |
| [10] | ČSN EN 206      | Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda a všechny související normy v ní uvedené                         |
| [11] | ČSN 73 6220     | Evidence mostních objektů pozemních komunikací   |
| [12] | ČSN 73 6222     | Zatížitelnost mostů pozemních komunikací   |

## 24 Použitý software

- Microsoft Office 2016
- AxisVM
- IdeaStatica
- 4MCad



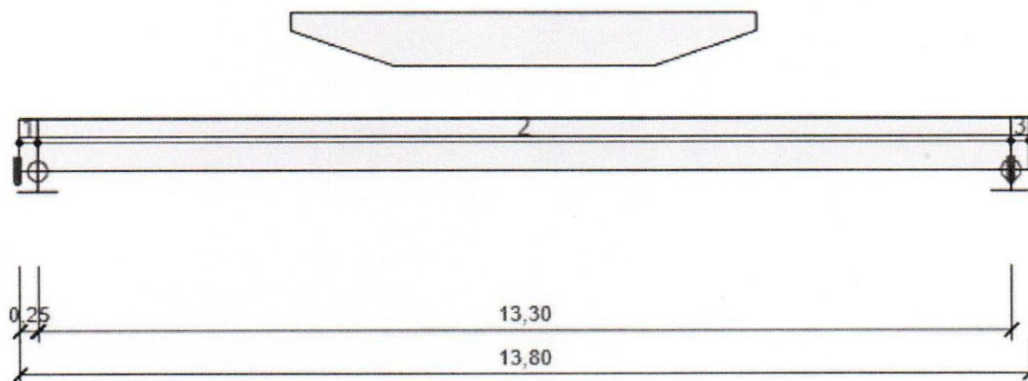
Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



## Obsah

- 1 Geometrie
- 2 Zatěžovací stavy
- 3 Kombinace zatížení
- 4 Fáze výstavby
- 5 Výsledky
- 6 Posouzení betonu

## 1 Geometrie



## Schéma konstrukce

Směry zatížení a okrajové podmínky nemusí v rozvinutém pohledu souhlasit se skutečnými směry ve 3D

## Prvky

Prvek	Délka [m]	Delta X [m]	Delta Y [m]	Průřez
1	0,25	0,25	0,00	1 - T tvar 723, 6350
2	13,30	13,30	0,00	1 - T tvar 723, 6350
3	0,25	0,25	0,00	1 - T tvar 723, 6350

## Uzly

Uzel	X [m]	Y [m]	Z [m]	Podpora
1	0,00	0,00	0,00	
2	0,25	0,00	0,00	XYZRx
3	13,55	0,00	0,00	YZRx
4	13,80	0,00	0,00	

## 2 Zatěžovací stavy

Jméno	Typ	Fáze	Skupina zatížení	Zatížení [kN/m]
SW (2)	Stálé	2	LG1	0,0
G (2)	Stálé	2	LG1	0,0
POST (2)	Stálé	2	LG1	0,0

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Jméno	Typ	Fáze	Skupina zatížení	Zatížení [kN/m]
G (5)	Stálé	5	LG1	0,0
G (6)	Stálé	6	LG1	0,0
Q	Proměnné		gr1a - UDL	0,0
Q-1-0-3	Proměnné		gr1a - UDL	0,0
Q-0-2-0 Vz	Proměnné		gr1a - UDL	0,0
Q-1-2-0	Proměnné		gr1a - UDL	0,0
Q-0-2-3	Proměnné		gr1a - UDL	0,0
TS - may My	Proměnné		gr1a - TS	0,0
TS - may Vz	Proměnné		gr1a - TS	0,0
TS - 1/4 Vz	Proměnné		gr1a - TS	0,0
stavenistní	Proměnné		QSn,k - provádění	0,0
Oteplení	Proměnné		Teplotní - Tk	0,0
Ochlazení	Proměnné		Teplotní - Tk	0,0
Oteplení stavební fáze	Proměnné		Teplotní - Tk	0,0
Ochlazení stavební fáze	Proměnné		Teplotní - Tk	0,0
Q-0-2-0 Tx	Proměnné		gr1a - UDL	0,0

#### Skupiny stálých zatížení

Jméno	Y <sub>G, sub</sub> [-]	Y <sub>G, inf</sub> [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

#### Skupiny proměnných zatížení

Jméno	Typ	Zatížení	Y <sub>q</sub> [-]	ψ <sub>0</sub> [-]	ψ <sub>1</sub> [-]	ψ <sub>2</sub> [-]
gr1a - UDL	Výběrová	gr1a - UDL	1,35	0,40	0,40	0,00
gr1a - TS	Výběrová	gr1a - TS	1,35	0,75	0,75	0,00
gr1a - chodci a cyklisti	Výběrová	gr1a - chodci a cyklisti	1,35	0,40	0,40	0,00
gr1b - jednotlivá náprava	Výběrová	gr1b - jednotlivá náprava	1,35	0,00	0,75	0,00
gr2 - Vodorovné síly	Výběrová	gr2 - Vodorovné síly	1,35	0,00	0,00	0,00
gr3 - Zatížení chodci	Výběrová	gr3 - Zatížení chodci	1,35	0,00	0,40	0,00
gr4 - Zatížení davem lidí	Výběrová	gr4 - Zatížení davem lidí	1,35	0,00	0,00	0,00
gr5 - Zvláštní vozidla	Výběrová	gr5 - Zvláštní vozidla	1,35	0,00	0,00	0,00
Fwk - Stálé	Výběrová	Fwk - Stálé	1,50	0,60	0,20	0,00
Fwk - provádění	Výběrová	Fwk - provádění	1,50	0,80	0,00	0,00
F**W - Návrh	Výběrová	F**W - Návrh	1,50	1,00	0,00	0,00
Teplotní - Tk	Výběrová	Teplotní - Tk	1,50	0,60	0,60	0,50
QSn,k - provádění	Výběrová	QSn,k - provádění	1,50	0,80	0,00	0,00
Provádění - Qc	Výběrová	Provádění Qc	1,50	1,00	0,00	1,00

#### 3 Kombinace zatížení

Jméno	Typ	Fáze	Vyhodnocení
MSÚČ ST(2)	MSÚ základní	2	Eurokód, vzorec 6.10 a,b
SW (2); G (2); POST (2)			
MSPCh ST(2)	MSP char	2	Eurokód, vzorec 6.14b
SW (2); G (2); POST (2)			



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Jméno	Typ	Fáze	Vyhodnocení
<b>MSPČ ST(2)</b>	MSP častá	2	Eurokód, vzorec 6.15b
SW (2); G (2); POST (2)			
<b>MSPK ST(2)</b>	MSP kvazi	2	Eurokód, vzorec 6.16b
SW (2); G (2); POST (2)			
<b>MSÚC ST(5)</b>	MSÚ základní	5	Eurokód, vzorec 6.10 a,b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPCh ST(5)</b>	MSP char	5	Eurokód, vzorec 6.14b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPČ ST(5)</b>	MSP častá	5	Eurokód, vzorec 6.15b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPK ST(5)</b>	MSP kvazi	5	Eurokód, vzorec 6.16b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSÚC ST(6)</b>	MSÚ základní	6	Eurokód, vzorec 6.10 a,b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); G (6); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPCh ST(6)</b>	MSP char	6	Eurokód, vzorec 6.14b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); G (6); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPČ ST(6)</b>	MSP častá	6	Eurokód, vzorec 6.15b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); G (6); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>MSPK ST(6)</b>	MSP kvazi	6	Eurokód, vzorec 6.16b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); G (6); Q-0-2-0 Vz; TS - may My; TS - may Vz; TS - I/4 Vz; Oteplení; Ochlazení; Q-0-2-0 Tx			
<b>kvazi (28)</b>	MSP kvazi	5	Eurokód, vzorec 6.16b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); Oteplení; Ochlazení			
<b>kvazi (36500)</b>	MSP kvazi	6	Eurokód, vzorec 6.16b
SW (2); G (2); POST (2); G (5); G (6); Oteplení; Ochlazení			

#### 4 Fáze výstavby

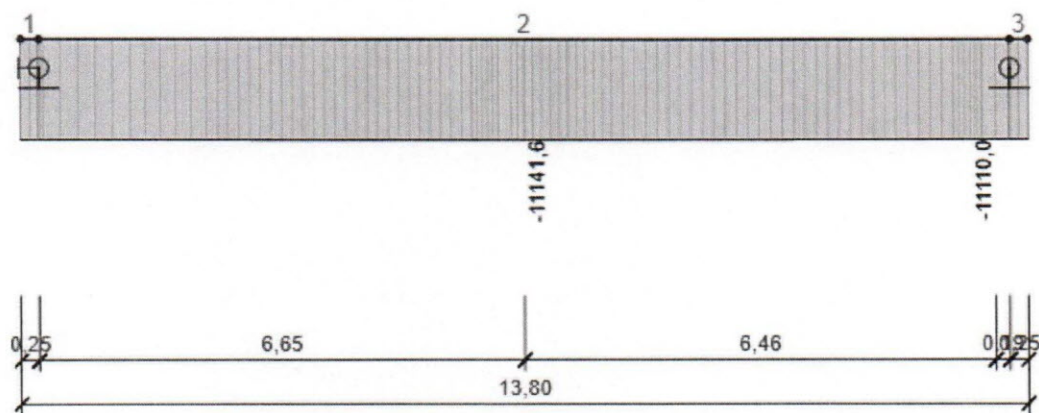
	Jméno	Čas [d]
1	Betonáž	0
2	Dodatečné předpínání	10
5	Ostatní stálé zatížení	28
6	Konec návrhové životnosti	36500

#### 5 Výsledky

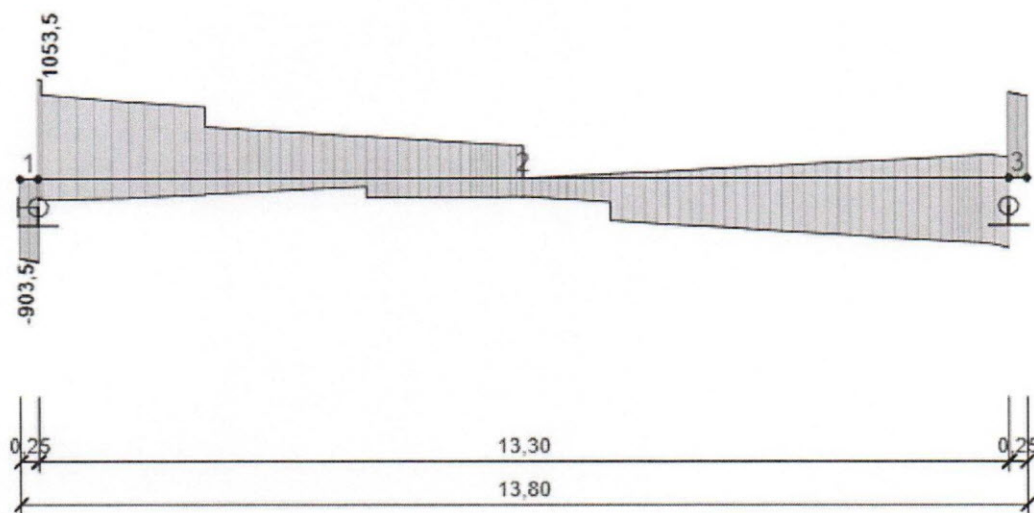
Obálky

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný

**StatiCa®**  
 Calculate yesterday's estimates



**Všechny kombinace, N [kN], Síly k těžišti**

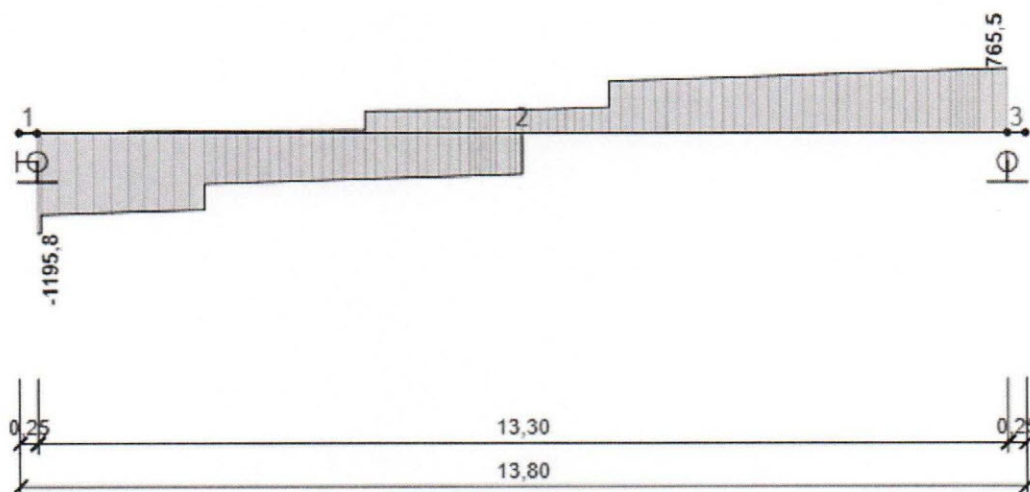


**Všechny kombinace, Vz [kN], Síly k těžišti**

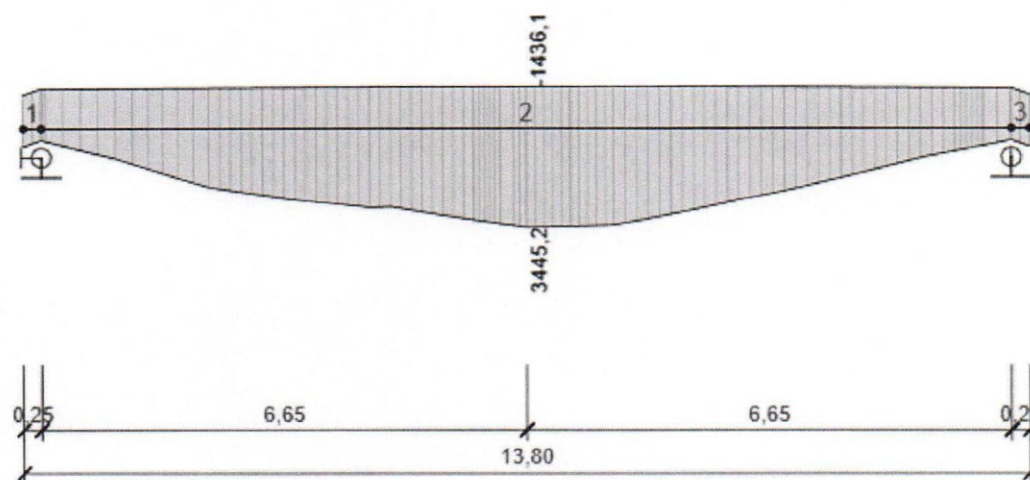


Projekt: Bruntál - most na MK  
Číslo projektu:  
Autor: Ing. František Pokorný

**StatiCa®**  
Calculate yesterday's estimates



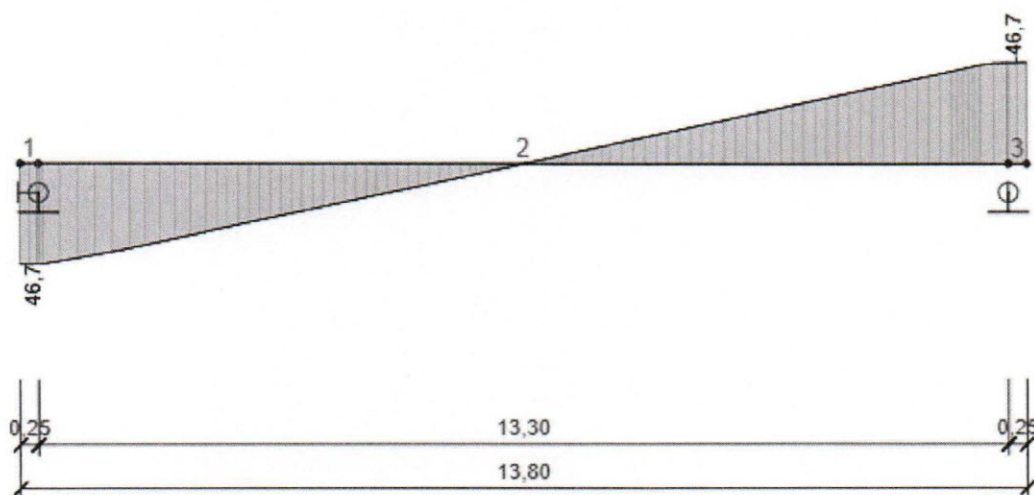
**Všechny kombinace,  $M_x$  [kNm], Síly k těžišti**



**Všechny kombinace,  $M_y$  [kNm], Síly k těžišti**

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný

**StatiCa®**  
 Calculate yesterday's estimates



### Všechny kombinace, Mz [kNm], Síly k těžišti

Vnitřní síly, Extrém na prvku, Síly k těžišti, Těžiště celého

Prvek	Kombinace	Pozice [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	MSÚČ ST(2)(1)	0,00	-11110,0	0,0	-858,9	3,6	0,0	46,7
1	MSÚČ ST(2)(1)	0,25	-11110,0	0,0	-883,0	3,6	-217,7	46,6
1	MSÚČ ST(5)(124)	0,25	-11110,0	0,0	-903,5	6,0	-920,6	46,6
1	MSÚČ ST(5)(2)	0,00	-11110,0	0,0	-858,9	3,6	-1167,2	46,7
1	MSÚČ ST(5)(34)	0,25	-11110,0	0,0	-896,8	5,7	-1386,6	46,6
1	MSÚČ ST(5)(5)	0,00	-11110,0	0,0	-858,9	3,6	620,0	46,7
2	MSÚČ ST(2)(1)	6,65	-11141,6	0,0	-4,4	-1,3	-1055,0	0,1
2	MSÚČ ST(2)(1)	13,11	-11110,0	0,0	236,4	2,3	-261,9	-46,5
2	MSÚČ ST(2)(1)	0,00	-11110,0	0,0	-219,6	2,3	-217,7	46,6
2	MSÚČ ST(5)(141)	13,30	-11110,0	0,0	-750,3	662,2	-919,8	-46,6
2	MSÚČ ST(5)(63)	0,00	-11110,0	0,0	1053,5	-1092,5	152,5	46,6
2	MSÚČ ST(5)(59)	0,00	-11110,0	0,0	955,7	-1195,8	152,5	46,6
2	MSÚČ ST(5)(85)	13,30	-11110,0	0,0	-652,5	765,5	152,5	-46,6
2	MSÚČ ST(5)(4)	6,65	-11141,6	0,0	-4,4	-1,3	-1436,1	0,1
2	MSÚČ ST(5)(62)	6,65	-11141,6	0,0	337,6	-488,5	3445,2	0,1
2	MSÚČ ST(2)(1)	13,30	-11110,0	0,0	217,6	2,3	-217,7	-46,6
3	MSÚČ ST(2)(1)	0,25	-11110,0	0,0	858,9	3,6	0,0	-46,7
3	MSÚČ ST(2)(1)	0,00	-11110,0	0,0	883,0	3,6	-217,7	-46,6
3	MSÚČ ST(5)(2)	0,25	-11110,0	0,0	858,9	3,6	-1167,2	-46,7
3	MSÚČ ST(5)(124)	0,00	-11110,0	0,0	903,5	1,2	-920,6	-46,6
3	MSÚČ ST(5)(34)	0,00	-11110,0	0,0	896,8	1,5	-1386,6	-46,6
3	MSÚČ ST(5)(5)	0,25	-11110,0	0,0	858,9	3,6	620,0	-46,7

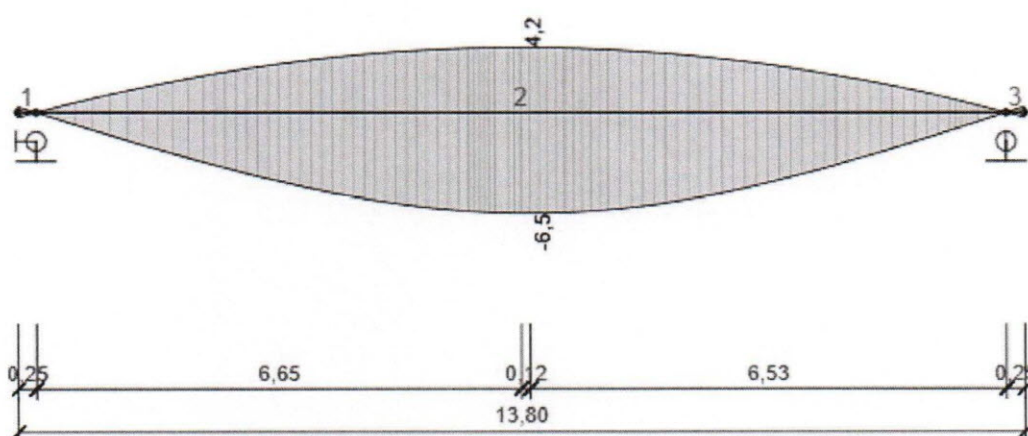
Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSÚČ ST(2)(1)	SW (2) + G (2) + POST (2)
MSÚČ ST(5) (124)	1,35*SW (2) + G (2) + POST (2) + 1,35*G (5) + 1,01*TS - may My + 0,9*Otepleni
MSÚČ ST(5)(2)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 1,01*TS - I/4 Vz + 1,5*Otepleni
MSÚČ ST(5)(34)	1,15*SW (2) + G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,01*TS - may My + 1,5*Otepleni
MSÚČ ST(5)(5)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 0,54*Q-0-2-0 Vz + 1,01*TS - I/4 Vz + 1,5*Ochlazeni
MSÚČ ST(5) (141)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - may My + 0,9*Otepleni



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSÚČ ST(5)(63)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - may Vz + 0,9*Ochlazeni
MSÚČ ST(5)(59)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*TS - may Vz + 0,9*Ochlazeni + 1,35*Q-0-2-0 Tx
MSÚČ ST(5)(85)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*TS - may My + 0,9*Ochlazeni + 1,35*Q-0-2-0 Tx
MSÚČ ST(5)(4)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 1,5*Otepleni
MSÚČ ST(5)(62)	1,15*SW (2) + G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - may My + 0,9*Ochlazeni



### Všechny kombinace, Posun uz [mm]

Deformace, Extrém na prvku,

Prvek	Kombinace	Pozice [m]	$u_x$ [mm]	$u_y$ [mm]	$u_z$ [mm]	$f_{ix}$ [mrad]	$f_{iy}$ [mrad]	$f_{iz}$ [mrad]
1	MSPCh ST(5)(157)	0,25	-0,5	0,0	0,0	0,0	-1,3	0,0
1	MSPCh ST(5)(182)	0,00	0,6	0,0	0,4	0,0	1,5	0,0
1	MSPCh ST(2)(154)	0,25	-0,4	0,0	0,0	0,0	-0,9	0,0
1	MSPCh ST(2)(154)	0,00	-0,4	0,0	-0,2	0,0	-0,9	0,0
1	MSPCh ST(5)(157)	0,00	-0,5	0,0	-0,3	0,0	-1,3	0,0
2	MSPCh ST(5)(157)	13,30	-1,6	0,0	0,0	0,0	1,3	0,0
2	MSPCh ST(5)(182)	0,00	0,6	0,0	0,0	0,0	1,5	0,0
2	MSPCh ST(2)(154)	2,74	-0,6	0,0	2,3	0,0	-0,7	0,0
2	MSPCh ST(2)(154)	10,50	-1,2	0,0	2,4	0,0	0,7	0,0
2	MSPCh ST(5)(182)	6,77	0,0	0,0	-6,5	0,0	0,0	0,0
2	MSPCh ST(5)(157)	6,65	-1,0	0,0	4,2	0,0	0,0	0,0
2	MSPCh ST(5)(239)	6,65	-0,2	0,0	-4,7	0,0	0,0	0,0
2	MSPCh ST(5)(182)	13,30	-0,5	0,0	0,0	0,0	-1,5	0,0
2	MSPCh ST(2)(154)	13,30	-1,5	0,0	0,0	0,0	0,9	0,0
2	MSPCh ST(2)(154)	6,56	-0,9	0,0	3,7	0,0	0,0	0,0
3	MSPCh ST(5)(157)	0,25	-1,6	0,0	-0,3	0,0	1,3	0,0
3	MSPCh ST(5)(182)	0,00	-0,5	0,0	0,0	0,0	-1,5	0,0
3	MSPCh ST(2)(154)	0,25	-1,5	0,0	-0,2	0,0	0,9	0,0
3	MSPCh ST(2)(154)	0,00	-1,5	0,0	0,0	0,0	0,9	0,0
3	MSPCh ST(5)(182)	0,25	-0,5	0,0	0,4	0,0	-1,5	0,0

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
-----------	----------------------------------

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



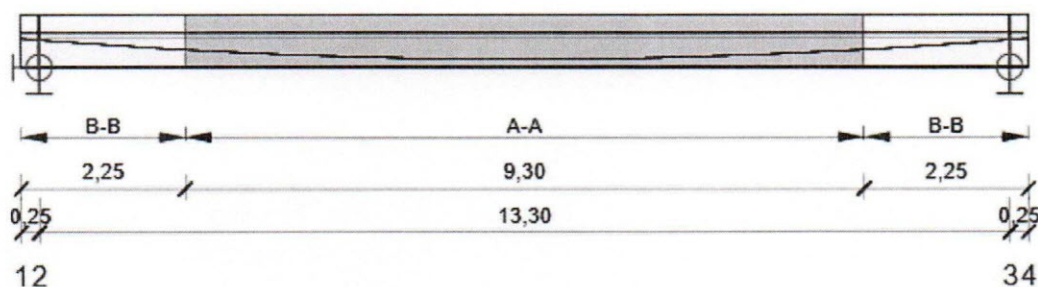
Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSPCh ST(5)(157)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + Oteplení
MSPCh ST(5)(182)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + Q-0-2-0 Vz + TS - may My + 0,6*Ochlazení
MSPCh ST(2)(154)	SW (2) + G (2) + POST (2)
MSPCh ST(5)(239)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + TS - may My + Q-0-2-0 Tx

## 6 Posouzení betonu

### Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Životnost	100 let

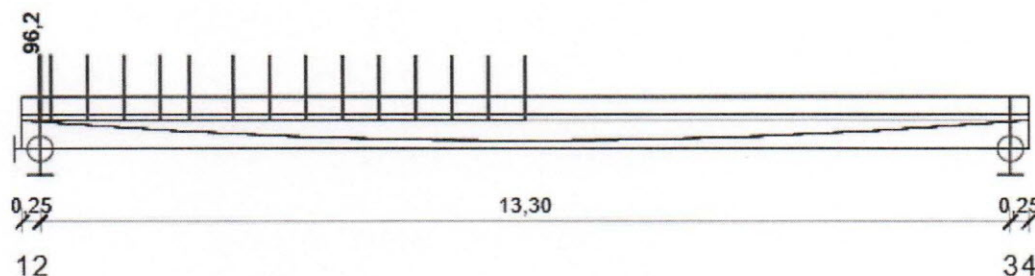
### Schéma vyztužení



### Souhrn posudků

Fáze výstavby	Typ posudku	Kombinace	Pozice	Hodnota [%]	Posudek
Dodatečné předpínání (10,0d)	Omezení napětí	MSPCh ST(2)(154)	Řez 16 (0,24m)	96,2	OK
Ostatní stálé zatížení (28,0d)	Omezení napětí	MSPCh ST(5)(182)	Řez 1 (6,90m Vpravo)	95,7	OK
Konec návrhové životnosti (36500,0d)	Interakce	MSÚČ ST(6)(70)	Řez 15 (0,26m)	99,2	OK

### Fáze výstavby: Dodatečné předpínání (10,0d)



### Souhrnné posouzení řezů

Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
--------	-----------	-------------------------	-------------	---------



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



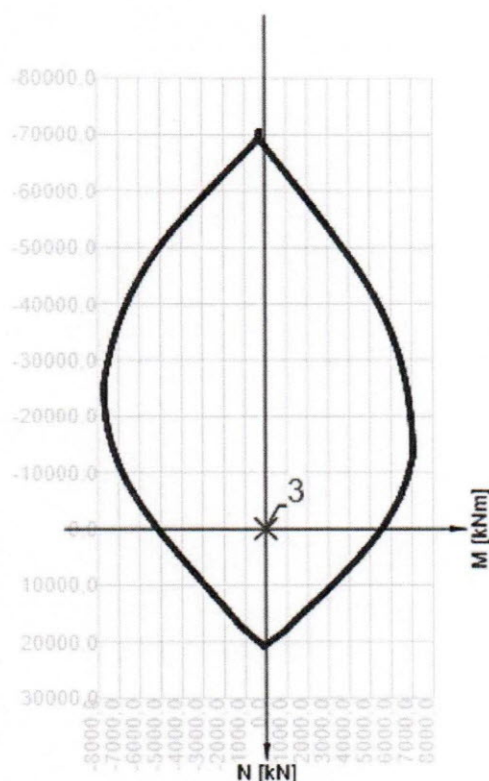
Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
Řez 16 (0,24m)	B-B	Omezení napětí	96,2	OK
Řez 15 (0,26m)	B-B	Omezení napětí	96,1	OK
Řez 14 (0,40m)	B-B	Omezení napětí	96,1	OK
Řez 13 (0,90m)	B-B	Omezení napětí	96,0	OK
Řez 12 (1,40m)	B-B	Omezení napětí	95,9	OK
Řez 11 (1,90m)	B-B	Omezení napětí	95,7	OK
Řez 18 (2,30m)	A-A	Omezení napětí	95,6	OK
Řez 9 (2,90m)	A-A	Omezení napětí	95,4	OK
Řez 8 (3,40m)	A-A	Omezení napětí	95,2	OK
Řez 7 (3,90m)	A-A	Omezení napětí	95,1	OK
Řez 6 (4,40m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 5 (4,90m)	A-A	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 4 (5,40m)	A-A	Omezení napětí	94,6	OK
Řez 3 (5,90m)	A-A	Omezení napětí	94,4	OK
Řez 2 (6,40m)	A-A	Omezení napětí	94,3	OK
Řez 1 (6,90m Vlevo)	A-A	Omezení napětí	94,2	OK
Řez 1 (6,90m Vpravo)	A-A	Omezení napětí	94,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Posudek řezu pro pozici: Řez 16 (0,24m)

Rozhodující typ posudku	Kombinace	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	MSPCh ST(2) (154)	-11047,3	-207,8	46,4	-877,2	3,6	96,2	OK
Kombinace	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek	
Únosnost N-M-M								
MSÚČ ST(2)(24)	0,2	-3,9	0,0	-31,4	7,2	0,1	OK	
Smyk								
MSÚČ ST(2)(24)	-11047,3	-208,8	46,4	-885,3	3,6	43,3	OK	
Kroucení								
MSÚČ ST(2)(1)	-11047,3	-207,8	46,4	-877,2	3,6	0,1	OK	
Interakce								
MSÚČ ST(2)(24)	-11047,3	-208,8	46,4	-885,3	3,6	87,9	OK	
Omezení napětí								
MSPCh ST(2)(154)	-11047,3	-207,8	46,4	-877,2	3,6	96,2	OK	
Šířka trhliny								
MSPK ST(2)(232)	-9942,6	-187,3	41,8	-791,8	3,2	4,7	OK	
Křehký lom								
MSPČ ST(2)(223)	-11047,3	-207,8	46,4	-877,2	3,6	0,0	OK	

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



	Extrém	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	MSÚČ ST(2)(24)	0,2	-3,9	0,0
2	MSÚČ ST(2)(25)	0,2	-3,3	0,0
3	MSÚČ ST(2)(1)	0,2	-2,9	0,0

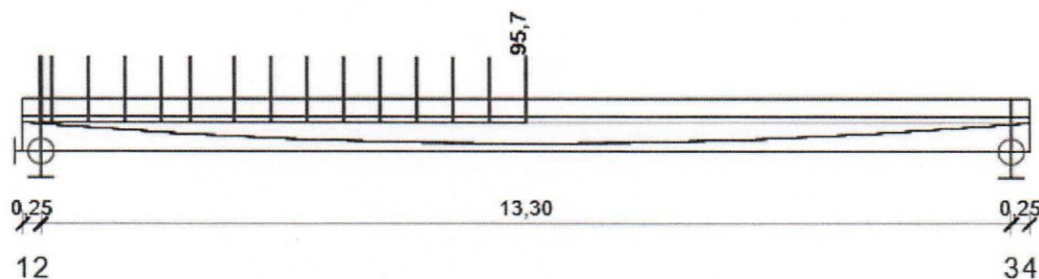
Kritické kombinace vybrané pro posouzení řezů

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSÚČ ST(2)(1)	SW (2) + G (2) + POST (2)
MSÚČ ST(5)(2)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 1,01*TS - 1/4 Vz + 1,5*Otepleni
MSÚČ ST(2)(24)	1,35*SW (2) + G (2) + POST (2)
MSPCh ST(2)(154)	SW (2) + G (2) + POST (2)
MSPČ ST(2)(223)	SW (2) + G (2) + POST (2)
MSPK ST(2)(232)	SW (2) + G (2) + POST (2)

Fáze výstavby: Ostatní stálé zatížení (28,0d)



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Souhrnné posouzení řezů

Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
Řez 16 (0,24m)	B-B	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 15 (0,26m)	B-B	Interakce	95,1	OK
Řez 14 (0,40m)	B-B	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 13 (0,90m)	B-B	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 12 (1,40m)	B-B	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 11 (1,90m)	B-B	Omezení napětí	94,7	OK
Řez 18 (2,30m)	A-A	Omezení napětí	94,8	OK
Řez 9 (2,90m)	A-A	Omezení napětí	94,8	OK
Řez 8 (3,40m)	A-A	Omezení napětí	94,8	OK
Řez 7 (3,90m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 6 (4,40m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 5 (4,90m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 4 (5,40m)	A-A	Omezení napětí	94,8	OK
Řez 3 (5,90m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 2 (6,40m)	A-A	Omezení napětí	94,9	OK
Řez 1 (6,90m Vlevo)	A-A	Omezení napětí	95,7	OK
Řez 1 (6,90m Vpravo)	A-A	Omezení napětí	95,7	OK

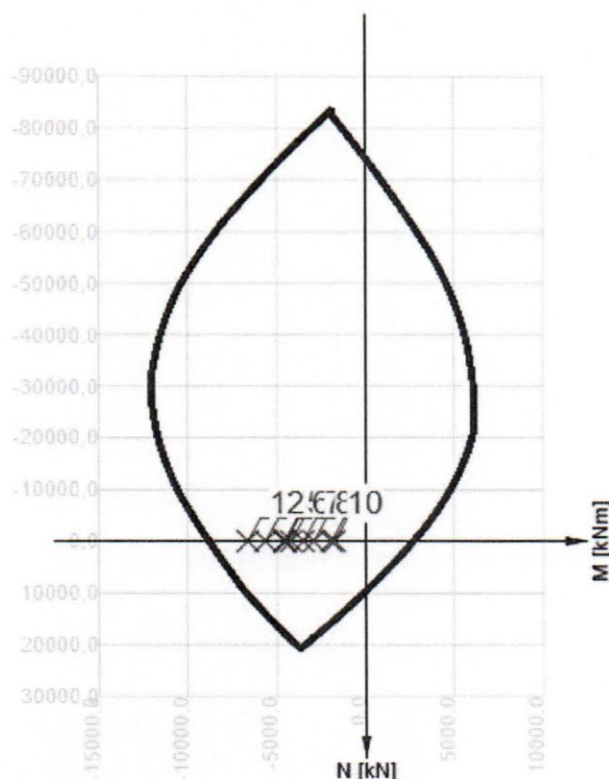
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Posudek řezu pro pozici: Řez 1 (6,90m Vpravo)

Posudek řešení pro pozici: Řez 1 (0,50m vpravo)								
Rozhodující typ posudku	Kombinace	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	MSPCh ST(5) (182)	-10917,9	2200,4	-0,1	-22,8	34,5	95,7	OK
Kombinace	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek	
Únosnost N-M-M								
MSÚČ ST(5)(31)	0,2	6630,7	-0,1	-31,6	47,1	75,3	OK	
Smyk								
MSÚČ ST(5)(97)	-10917,9	372,5	-0,1	-189,8	272,6	9,0	OK	
Kroucení								
MSÚČ ST(5)(73)	-10917,9	2513,1	-0,1	-189,8	272,6	14,9	OK	
Interakce								
MSÚČ ST(5)(31)	-10917,9	3509,1	-0,1	-31,6	47,1	89,7	OK	
Omezení napětí								
MSPCh ST(5)(182)	-10917,9	2200,4	-0,1	-22,8	34,5	95,7	OK	
Šířka trhliny								
MSPK ST(5)(233)	-12009,7	-905,8	-0,1	2,6	-1,4	12,2	OK	
Křehký lom								
MSPC ST(5)(226)	-10917,9	1454,1	-0,1	-16,5	25,6	49,9	OK	

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný

**IDEA StatiCa®**  
 Calculate yesterday's estimates



	Extrém	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	MSÚČ ST(5)(31)	0,2	6630,7	-0,1
2	MSÚČ ST(5)(73)	0,2	5634,7	-0,1
3	MSÚČ ST(5)(103)	0,2	4566,4	-0,1
4	MSÚČ ST(5)(95)	0,2	4563,3	-0,1
5	MSÚČ ST(5)(104)	0,2	4490,1	-0,1
6	MSÚČ ST(5)(98)	0,2	4194,4	-0,1
7	MSÚČ ST(5)(97)	0,2	3494,1	-0,1
8	MSÚČ ST(5)(10)	0,2	2916,6	-0,1
9	MSÚČ ST(5)(8)	0,2	1932,6	-0,1
10	MSÚČ ST(5)(4)	0,2	1749,4	-0,1

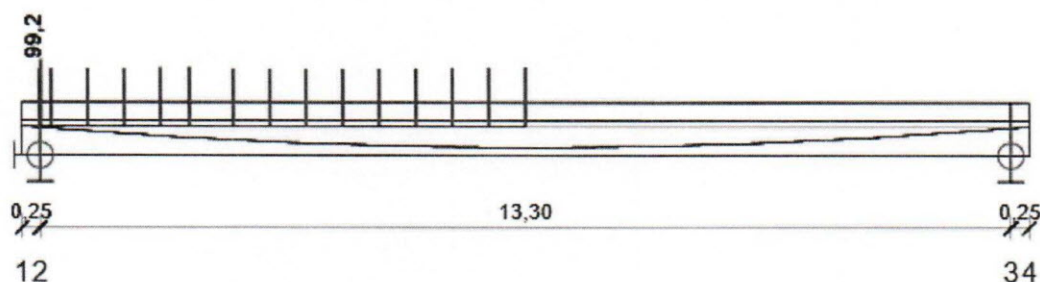
Kritické kombinace vybrané pro posouzení řezů

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSÚČ ST(5)(5)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 0,54*Q-0-2-0 Vz + 1,01*TS - I/4 Vz + 1,5*Ochlazení
MSÚČ ST(5)(31)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - max My + 0,9*Ochlazení
MSÚČ ST(5)(73)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - I/4 Vz + 0,9*Ochlazení
MSÚČ ST(5)(97)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 1,35*TS - I/4 Vz + 0,9*Oteplení
MSPCh ST(5) (182)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + Q-0-2-0 Vz + TS - max My + 0,6*Ochlazení
MSPČ ST(5)(226)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 0,4*Q-0-2-0 Vz + 0,75*TS - max My + 0,5*Ochlazení
MSPK ST(5)(233)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 0,5*Oteplení

Fáze výstavby: Konec návrhové životnosti (36500,0d)



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Souhrnné posouzení řezů

Pozice	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
Řez 16 (0,24m)	B-B	Omezení napětí	86,4	OK
Řez 15 (0,26m)	B-B	Interakce	99,2	OK
Řez 14 (0,40m)	B-B	Omezení napětí	86,4	OK
Řez 13 (0,90m)	B-B	Omezení napětí	86,4	OK
Řez 12 (1,40m)	B-B	Omezení napětí	86,4	OK
Řez 11 (1,90m)	B-B	Interakce	88,0	OK
Řez 18 (2,30m)	A-A	Interakce	88,8	OK
Řez 9 (2,90m)	A-A	Omezení napětí	86,7	OK
Řez 8 (3,40m)	A-A	Omezení napětí	86,7	OK
Řez 7 (3,90m)	A-A	Omezení napětí	86,8	OK
Řez 6 (4,40m)	A-A	Omezení napětí	86,9	OK
Řez 5 (4,90m)	A-A	Omezení napětí	86,9	OK
Řez 4 (5,40m)	A-A	Omezení napětí	86,9	OK
Řez 3 (5,90m)	A-A	Omezení napětí	88,2	OK
Řez 2 (6,40m)	A-A	Omezení napětí	88,7	OK
Řez 1 (6,90m Vlevo)	A-A	Omezení napětí	89,1	OK
Řez 1 (6,90m Vpravo)	A-A	Omezení napětí	89,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

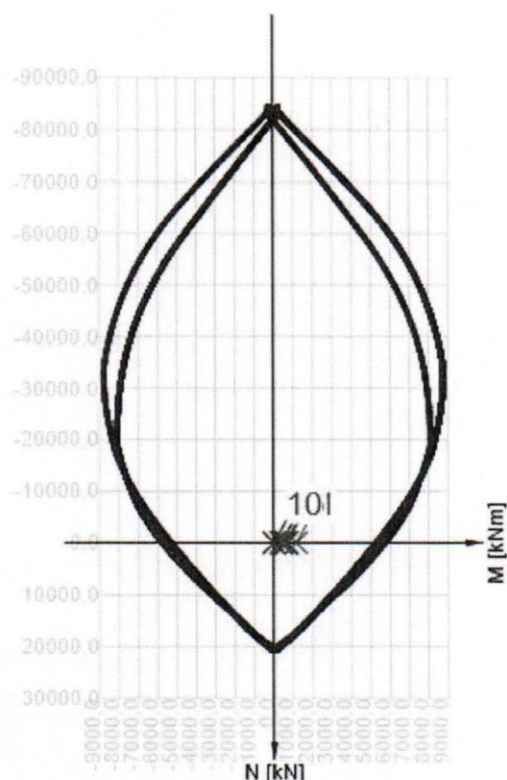
Posudek řezu pro pozici: Řez 15 (0,26m)

Posudek řezu pro pozici: Řez 15 (0,26m)

Rozhodující typ posudku	Kombinace	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	MSÚČ ST(6) (70)	-9934,1	186,6	38,7	1142,7	-1092,4	99,2	OK

Kombinace	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M							
MSÚČ ST(6)(15)	0,2	-1162,6	0,0	874,6	-42,5	20,2	OK
Smyk							
MSÚČ ST(6)(70)	-9934,1	186,6	38,7	1142,7	-1092,4	56,6	OK
Kroucení							
MSÚČ ST(6)(66)	-9934,1	185,7	38,7	1045,0	-1195,5	39,5	OK
Interakce							
MSÚČ ST(6)(70)	-9934,1	186,6	38,7	1142,7	-1092,4	99,2	OK
Omezení napětí							
MSPCh ST(6)(179)	-9934,1	222,8	38,7	560,8	-617,7	86,4	OK
Šířka trhliny							
MSPK ST(6)(236)	-8940,7	-564,2	34,9	183,7	-45,7	14,9	OK
Křehký lom							
MSPČ ST(6)(228)	-9934,1	-661,9	38,7	106,8	-45,5	0,0	OK

Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



	Extrém	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	MSÚČ ST(6)(15)	0,2	-1162,6	0,0
2	MSÚČ ST(6)(68)	0,2	-687,0	0,0
3	MSÚČ ST(6)(131)	0,2	631,3	0,0
4	MSÚČ ST(6)(47)	0,2	630,6	0,0
5	MSÚČ ST(6)(17)	0,2	624,5	0,0
6	MSÚČ ST(6)(70)	0,2	386,3	0,0
7	MSÚČ ST(6)(66)	0,2	385,3	0,0
8	MSÚČ ST(6)(69)	0,2	382,5	0,0
9	MSÚČ ST(6)(71)	0,2	12,8	0,0
10	MSÚČ ST(6)(21)	0,2	4,6	0,0

Kritické kombinace vybrané pro posouzení řezů

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
MSÚČ ST(5)(6)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 1,5*Ochlazení
MSÚČ ST(6)(15)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + G (6) + 1,5*Otepleni
MSÚČ ST(6)(66)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,15*G (6) + 1,35*TS - may Vz + 0,9*Ochlazení + 1,35*Q-0-2-0 Tx
MSÚČ ST(6)(70)	1,15*SW (2) + 1,15*G (2) + POST (2) + 1,15*G (5) + 1,15*G (6) + 1,35*Q-0-2-0 Vz + 1,35*TS - may Vz + 0,9*Ochlazení
MSPCh ST(6) (179)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + G (6) + 0,4*Q-0-2-0 Vz + 0,75*TS - may Vz + Ochlazení
MSPČ ST(6) (228)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + G (6) + 0,6*Otepleni
MSPK ST(6) (236)	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + G (6) + 0,5*Otepleni

Posouzení průhybů

Kombinace	$d_x$ [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_z$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]
Celkové průhyby					$u_{z,lt}$	
MSPCh ST(5)(182)	13,80	0,4	0,3	0,1	0,5	1,0



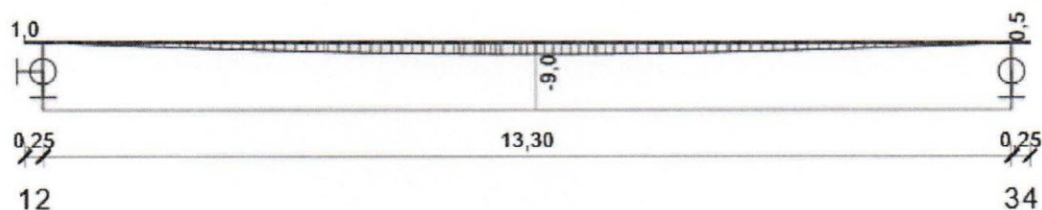
Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Kombinace	$d_x$ [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_z$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]
Přírůstek průhybu					$u_{z,incr}$	
MSPCh ST(5)(182)	13,80	0,4	0,3	0,1	0,6	0,8

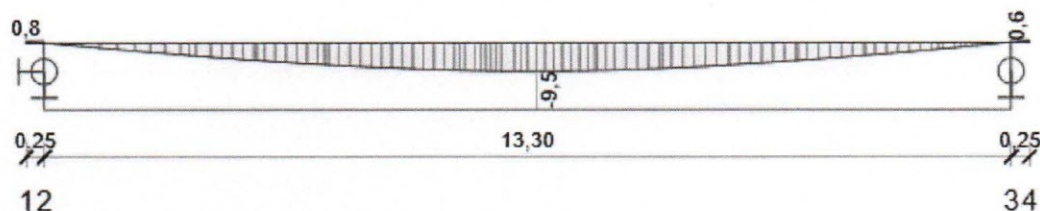
### Průhyby: lokální extrém v polích

Kombinace: MSPCh ST(5)(182), Celkové průhyby



$d_x$ [m]	$u_{y,lin}$ [mm]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{y,st}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{y,ll}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{y,lt}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$u_{y,lim} (\pm)$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]
0,00	0,0	0,4	0,0	0,3	0,0	0,1	0,0	0,5	1,0	1,0
7,02	0,0	-6,5	0,0	-6,0	0,0	-2,6	0,0	-9,0	53,2	53,2
10,75	0,0	-4,0	0,0	-3,7	0,0	-1,6	0,0	-5,6	53,2	53,2
13,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
13,80	0,0	0,4	0,0	0,3	0,0	0,1	0,0	0,5	1,0	1,0

Kombinace: MSPCh ST(5)(182), Přírůstek průhybu



$d_x$ [m]	$u_{y,lin}$ [mm]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{y,st}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{y,ll}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{y,incr}$ [mm]	$u_{z,incr}$ [mm]	$u_{y,lim} (\pm)$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]
0,00	0,0	0,4	0,0	0,3	0,0	0,1	0,0	0,5		0,8
7,02	0,0	-6,5	0,0	-6,0	0,0	-2,6		-9,5		22,2



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



$d_x$ [m]	$u_{y,lin}$ [mm]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{y,st}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{y,ll}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{y,incr}$ [mm]	$u_{z,incr}$ [mm]	$u_{y,lim}(\pm)$ [mm]	$u_{z,lim}(\pm)$ [mm]
10,75	0,0	-4,0	0,0	-3,7	0,0	-1,6	0,0			22,2
13,55	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0			0,8
13,80	0,0	0,4	0,0	0,3	0,0	0,1		0,6		0,8

Součinitel dlouhodobých ztrát

Dimenzační dílec	Zatěžovací stav	Součinitel dlouhodobých ztrát [-]
DM1	POST (2)	0,90

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$d_x$	Staničení od počátku dimenzačního dílce
$u_{z,lin}$	Lineární průhyb ve směru osy z
$u_{z,st}$	Okamžitý průhyb ve směru osy z od celkového zatížení
$u_{z,ll}$	Dlouhodobý průhyb ve směru osy z od dlouhodobých zatížení včetně vlivu dotvarování betonu
$u_{z,lt}$	Celkový průhyb ve směru osy z včetně vlivu dotvarování betonu
$u_{z,incr}$	Přírůstek průhybu ve směru osy z
$u_{z,lim}(\pm)$	Mezní hodnota průhybu ve směru osy z
$u_{y,lin}$	Lineární průhyb ve směru osy y
$u_{y,st}$	Okamžitý průhyb ve směru osy y od celkového zatížení
$u_{y,ll}$	Dlouhodobý průhyb ve směru osy y od dlouhodobých zatížení včetně vlivu dotvarování betonu
$u_{y,lt}$	Celkový průhyb ve směru osy y včetně vlivu dotvarování betonu
$u_{y,incr}$	Přírůstek průhybu ve směru osy y
$u_{y,lim}(\pm)$	Mezní hodnota průhybu ve směru osy y

Tuhost : extrém na dimenzačním dílci

Kombinace: MSPCh ST(5)(182)

Pozice		Okamžité účinky dlouhodobých zatížení			Dlouhodobé účinky dlouhodobých zatížení			
Začátek [m]	Konec [m]	$EA_x$ [MN]	$EI_y$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_z$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EA_x$ [MN]	$EI_y$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_z$ [MNm <sup>2</sup> ]	$\varphi(t,t_0)$ [-]
0,00	0,25	145969	5973	390792	56204	2302	150500	1,75
0,25	1,25	145969	5976	390792	56204	2307	150500	1,75
5,97	6,90	145808	6025	390557	56043	2398	150266	1,75
6,90	7,83	145808	6025	390557	56043	2398	150266	1,75
7,83	8,76	145969	6037	390811	56204	2406	150520	1,75
10,62	11,55	145969	6004	390811	56204	2351	150520	1,75
12,55	13,55	145969	5976	390792	56204	2307	150500	1,75
13,55	13,80	145969	5973	390792	56204	2302	150500	1,75

Pozice		Okamžité účinky celkových zatížení		
Začátek [m]	Konec [m]	$EA_x$ [MN]	$EI_y$ [MNm <sup>2</sup> ]	$EI_z$ [MNm <sup>2</sup> ]
0,00	0,25	145969	5973	390792
0,25	1,25	145969	5976	390792
5,97	6,90	145808	6025	390557
6,90	7,83	142457	5339	385270
7,83	8,76	145969	6037	390811
10,62	11,55	145969	6004	390811
12,55	13,55	145969	5976	390792
13,55	13,80	145969	5973	390792

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$EA_x$	Axiální tuhost
$EI_y$	Ohybová tuhost okolo osy y
$EI_z$	Ohybová tuhost okolo osy z
$\varphi(t,t_0)$	Vypočtená hodnota součinitele dotvarování

Kombinace vybrané pro posudek průhybů

Název	Typ	Popis
MSPCh ST(5)(182)	Celkem	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + Q-0-2-0 Vz + TS - may My + 0,6*Ochlazení
	Dlouhodobé	SW (2) + G (2) + POST (2) + G (5) + 0,30*Ochlazení

Výkaz materiálů

Délka [m]	Beton		Výztuž [kg]	Celková hmotnost [kg]	Výztuž /m <sup>3</sup> betonu [kg/m <sup>3</sup> ]
	Název	[m <sup>3</sup> ]			



Projekt: Bruntál - most na MK  
 Číslo projektu:  
 Autor: Ing. František Pokorný



Délka [m]	Beton			Výztuž [kg]	Celková hmotnost [kg]	Výztuž /m³ betonu [kg/m³]
	Název	[m³]	[kg]			
13,80	C35/45	54,18	135449	3903	139352	72

Φ [mm]	Materiál	Typ vyztužení	Délka [m]	Hmotnost [kg]
18	B 500B	Třmínky	384,82	769
16	B 500B	Výztužné vložky	1159,20	1830
14	B 500B	Třmínky	796,38	962
8	B 500B	Třmínky	867,90	342