

INVESTOR**KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov



**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 208 2-2****STAVBA****MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 208 2-2
BŘEZOVÁ**

S.A.W. CONSULTING s.r.o.

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cze-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	TECHNICKÁ KONTROLA	INVESTOR	KSÚS KK
ING. LIBOR VYKOUKAL	ING. EVA DRAGOUNOVÁ	ING. IGOR BÁLIK	ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO	2018-054
			DATUM	05/2019
			STUPEŇ	DSP/PDPS
			MĚŘÍTKO	-
PŘÍLOHA	STATICKÝ VÝPOČET		Č. PŘÍLOHY	PARÉ
			10	

Obsah

1 Identifikační údaje	5
2 Základní údaje o mostu.....	5
2.1 Technický popis konstrukce	6
2.2 Výpočetní model	6
2.3 Výpočetní pomůcky	6
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	6
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	7
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	8
3.1 Půdorys.....	8
3.2 Podélný řez.....	8
3.3 Příčný řez.....	9
4 Výpočet.....	10
4.1 Konstrukce	10
4.1.1 Schéma konstrukce	10
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby	10
4.2 Materiály	11
4.2.1 Beton	11
4.2.2 Předpínací výztuž	11
4.2.3 Betonářská výztuž	11
4.3 Zatížení	11
4.3.1 Zatížení stálé	11
Vlastní tíha nosné konstrukce	11
Ostatní stálé zatížení	12
4.3.2 Pokles podpěr	12
4.3.3 Zatížení proměnné	12
Zatížení dopravou	12
Model zatížení 1 (LM1)	12
Model zatížení 2 (LM2)	12
Model zatížení 3 (LM3)	13
Brzdné a rozjezdové síly.....	13
Odstředivé a jiné příčné síly	13
Klimatická zatížení – zatížení teplotou	13
4.3.4 Kombinace zatížení	15
Mezní stavy únosnosti	15
Mezní stavy použitelnosti.....	15
4.4 Nosná konstrukce	15
4.4.1 Postup výstavby.....	15
4.4.2 Návrh předpětí	16
4.4.3 Vnitřní síly	17
4.4.4 Posouzení předpjeté nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	23
Mezní stav omezení napětí.....	23
Mezní stav omezení průhybů.....	28
4.4.5 Posouzení předpjeté nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	28
Ohyb a normálová síla	28



4.4.6 Mostní závěry	31
4.4.7 Návrh a posouzení založení	32
5 Závěr	35
6 Schéma výztuže	36



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev.č. 208 2-2 Březová
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev.č. 208 2-2 Březová
Kraj	kraj Karlovarský CZ041
Obec	Březová (okres Karlovy Vary)
Katastrální území	663697 Březová (okres Karlovy Vary)
Investor	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje Chebská 282 356 04 Sokolov
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje Chebská 282 356 04 Sokolov
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191 Silnice III/208 2
Pozemní komunikace	Silnice III/208 2
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby - DSP/PDPS

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1	silniční most
4.2	most přes řeku
4.3	o 1 poli
4.4	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5	most s horní mostovkou
4.6	most bez přesypávky
4.7	nepohyblivý most
4.8	trvalý most
4.9	-
4.10	most v přímé
4.11	kolmý most
4.12	most z předpjatého betonu
4.13	-
4.14	trámový most
4.15	s neomezenou volnou výškou
4.16	-

<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na silnici III/208 2 v obci Březová Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	15,22 m
<i>Délka mostu</i>	26,2 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	18,4 m
<i>Rozpětí polí</i>	17,0 m
<i>Šikmost mostu</i>	moste je kolmý
<i>Volná šířka mostu</i>	7,75 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	7,75 m
<i>Šířka mostu</i>	8,85 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	8,25 m
<i>Výška mostu</i>	4,90 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	8,85 x 18,4 = 162,9 m ² ¹⁾
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1
<i>Důležitá upozornění</i>	práce na výstavbě mostu budou koordinovány s ostatními objekty stavby zejména s demolicí stávajícího mostu, poloha inženýrských sítí v místě stavby musí být zjištěna ještě před započítáním stavebních prací, sítě nacházející se v blízkosti výkopů musí být ochráněny
<i>Poznámky</i>	

2.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří trámový most z prefabrikovaných nosníků se železobetonovou deskou. Rozpětí pole je 17 m. Bude zhotoven nový úložný práh ze železobetonu. Most je kolmý. Příčný řez tvoří prefabrikované nosníky sprážené železobetonovou deskou. Celková výška NK je 0,82 m Rovnoběžná betonová křídla jsou vetknuta do úložných prahů.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model nosné konstrukce.

2.3 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Midas CIVIL 2017
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,



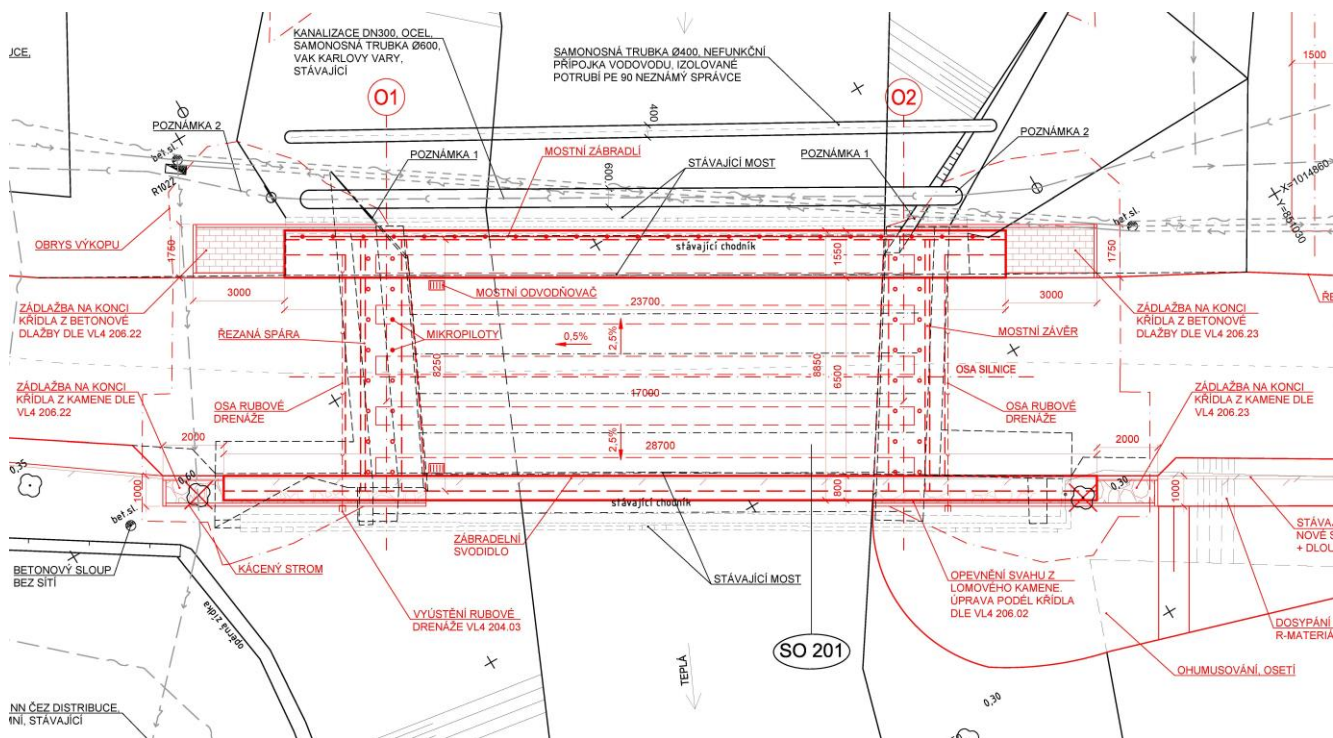
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [12] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

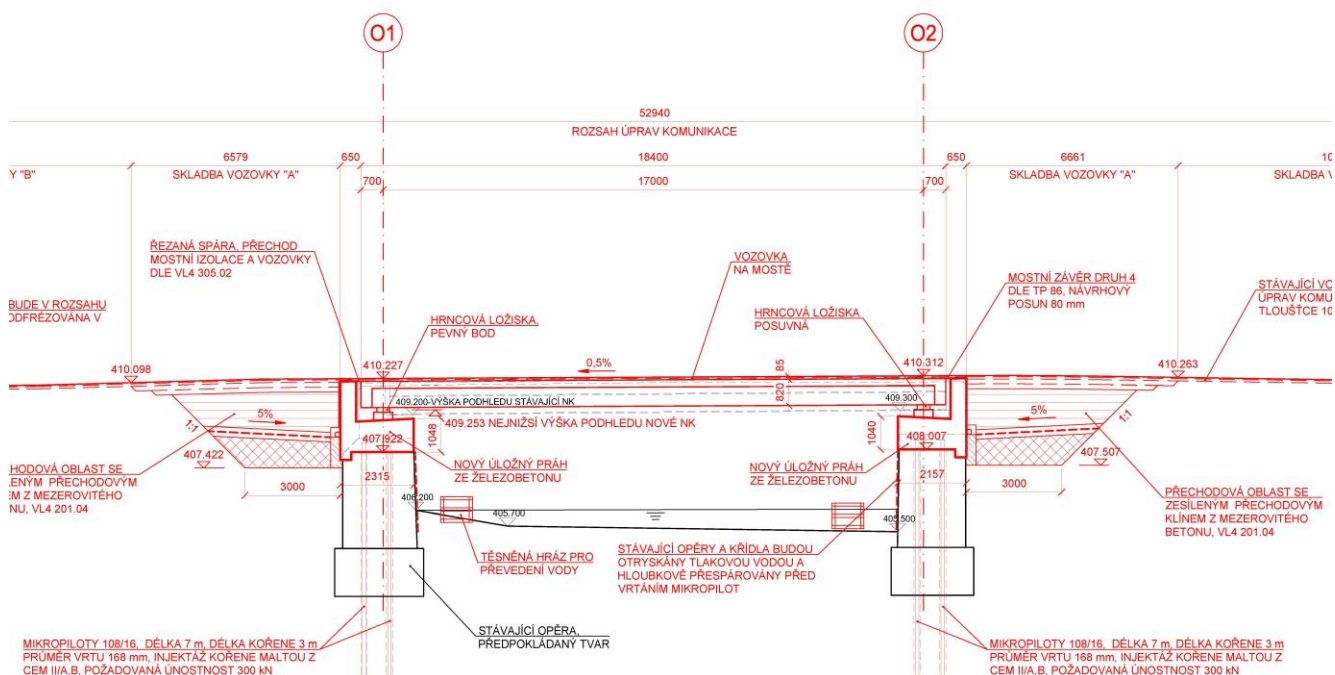
- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. Consulting s.r.o.
- (2) Inženýrskogeologický průzkum, G-consult s.r.o., 03/2018

3 Grafické přílohy statického výpočtu

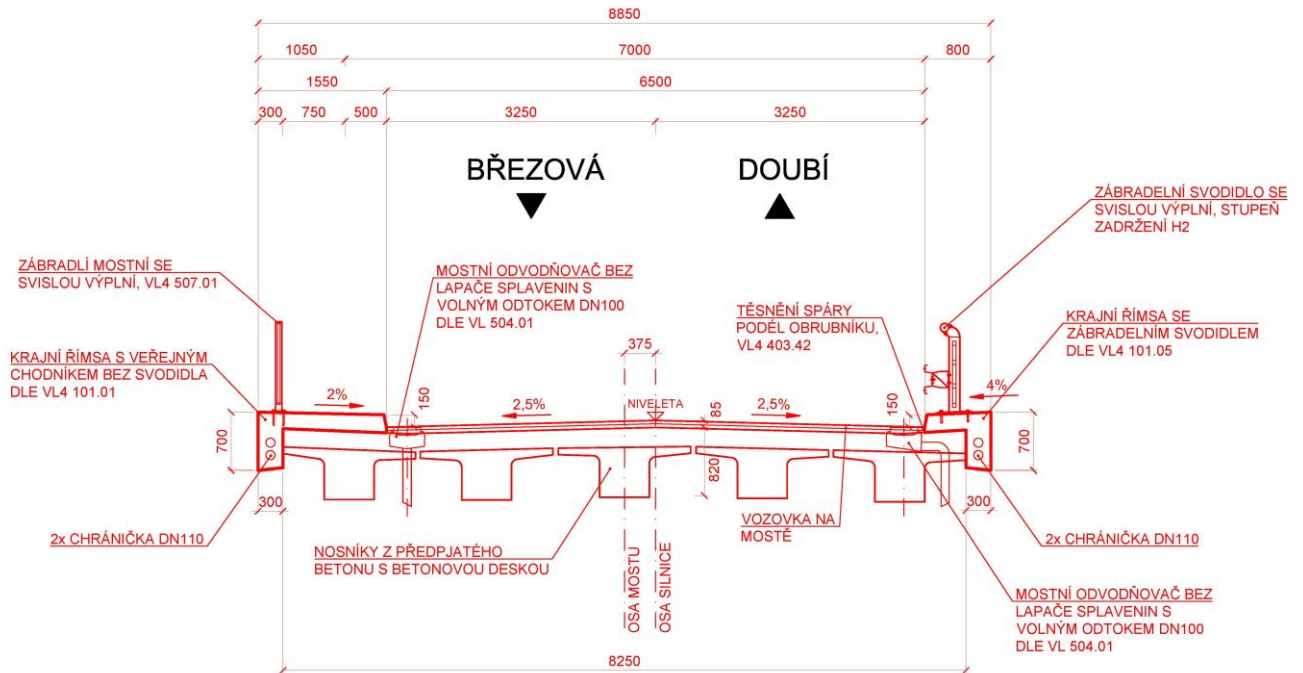
3.1 Pūdorys



3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

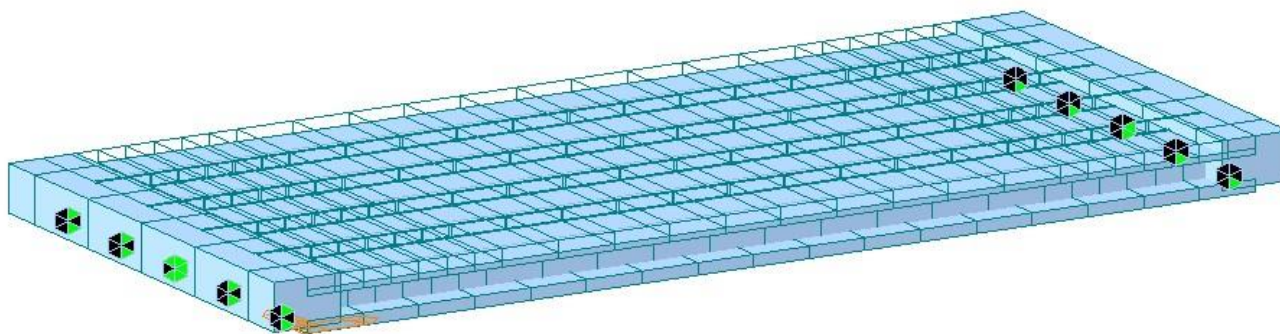


4 Výpočet

4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model. Konstrukci tvoří 5 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 1 m.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení založení a úložných prahů
30 dní	betonáž nosníků
37 dní	předepnutí nosníků
60 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky
70 dní	dopnutí nosníků na stavbě
110 dní	zhotovení mostního svršku
150 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Beton:	C50/60
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 37\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 50\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 28,33\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 4,10\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$
Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

4.2.2 Předpínací výztuž

Výztuž:	lana $\varnothing 15,7\text{ mm}$, ocel Y1770S7
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 150\text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1770\text{ MPa}$
Charakteristická mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} = 1570\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p = 195\text{ GPa}$

4.2.3 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = 434\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200\text{ GPa}$

4.3 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

4.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyklého betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro

běžné procento vyztužení.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- pravá železobetonová římsa $0,31 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 7,75 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 90 mm $0,09 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 14,6 \text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa $0,46 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 11,5 \text{ kNm}^{-1}$
- 1 x zábradlí $1 \cdot 1 \text{ kNm}^{-1} = 1 \text{ kNm}^{-1}$
- 1 x zábradelní svodidlo $1 \cdot 2 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$
- Celkem $36,9 \text{ kNm}^{-1}$

4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 0 mm.

4.3.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 6,5 \text{ m}$.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 3 \text{ m}$, zbývající plocha šířky 0,5 m.

Model zatížení 1 (LM1)

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
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

Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{Q1}	α_{Q2}	$\alpha_{Qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Model zatížení 2 (LM2)

Používá se zejména pro zatěžovací délky 3 až 7 m a pro lokální ověření.

*Model zatížení 3 (LM3)***Tabulka NA.5 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1**

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2).
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/hod}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Brzdné a rozjezdové síly

Síla je stanovena dle kap. 4.4.1 v ČSN EN 1991-2.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 19 = 411 \text{ kN}$$

Odstředivé a jiné příčné síly

$$Q_{tk} = 0$$

$$Q_{trk} = 0,25 \cdot Q_{lk} = 0,25 \cdot 411 = 103 \text{ kN}$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3. typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{\max} = 37^\circ\text{C}, T_{\min} = -35^\circ\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 38,5^\circ\text{C}, T_{e,\min} = -27^\circ\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^\circ\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -27 - 10 = -37^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 38,5 - 10 = +28,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_N = 65,5^\circ\text{C}$$

**Rozdílová složka teploty**

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonová desková konstrukce.

Oteplení (měřeno zdola)

14,8°C – 0,8 m

3,3°C – 0,65 m

0,0°C – 0,41 m

0,0°C – 0,185 m

2,4°C – 0,0 m

Ochlazení (měřeno zdola)

-8,3°C – 0,8 m

-1,9°C – 0,64 m

0,0°C – 0,44 m

0,0°C – 0,36 m

-1,4°C – 0,16 m

-5,9°C – 0,0 m

Zatížení větrem

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$$

$$v_b = 25.0 \text{ m/s}$$

II

$$c_e = 2.3$$

$$b = 24 \text{ šířka mostu}$$

$$d_{tot1} = 2 \text{ výška mostu bez dopravy}$$

$$d_{tot2} = 4 \text{ výška mostu s dopravou}$$

$$b/d_{tot1} = 12.0 \rightarrow$$

$$b/d_{tot2} = 6.0 \rightarrow$$

$$\rightarrow c_{f,x1} = 1.3 \text{ bez dopravy}$$

$$\rightarrow c_{f,x2} = 1.3 \text{ s dopravou}$$

$$C_1 = c_e * c_{f,x1} = 2.99$$

$$C_2 = c_e * c_{f,x2} = 2.99$$

$$f_{w1} = 1.17 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$f_{w2} = 1.17 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$F_{w1} = 2.34 \text{ kN.m}^{-1}$$

$$F_{w2} = 4.67 \text{ kN.m}^{-1}$$

bez dopravy

s dopravou

4.3.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení

$\gamma_Q = 1,35$...součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,75$...součinitel kombinace pro LM1 – bodové síly (nápravy)

$\psi_0 = 0,40$...součinitel kombinace pro LM1 – spojité zatížení, zatížení chodci

Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.4 Nosná konstrukce

4.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení založení a svislých stěn
30 dní	betonáž nosníků
37 dní	předepnutí nosníků
60 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky
70 dní	dopnutí nosníků na stavbě
110 dní	zhotovení mostního svršku

150 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \times 0,36 / 4,4 = 163 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$\text{vlhkost} = 70\%$$

$$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$$

$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 1,72$$

$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \varepsilon_{sh} = 0.00034$$

4.4.2 Návrh předpětí

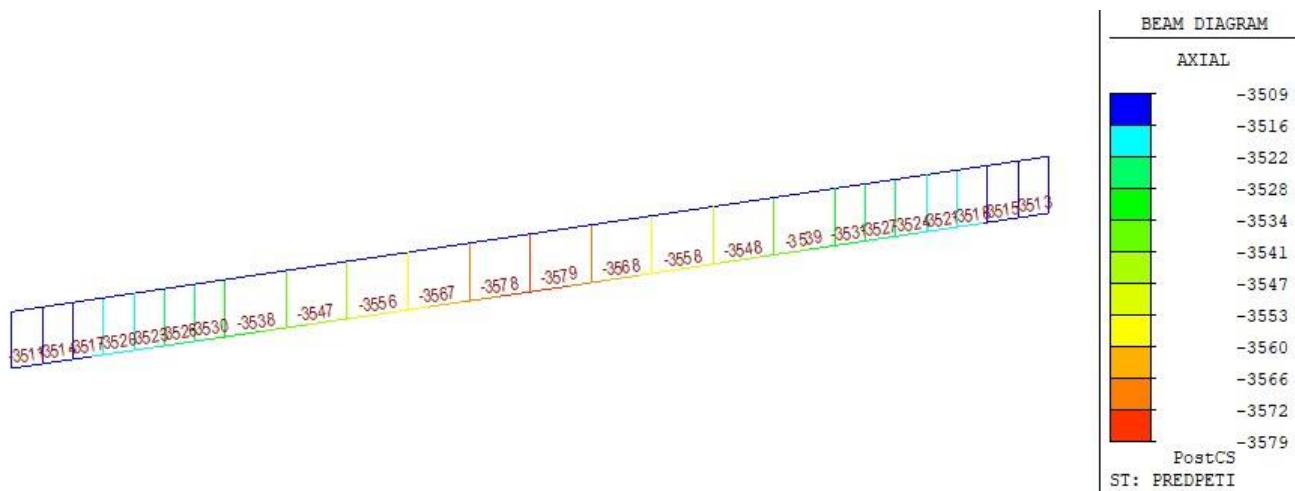
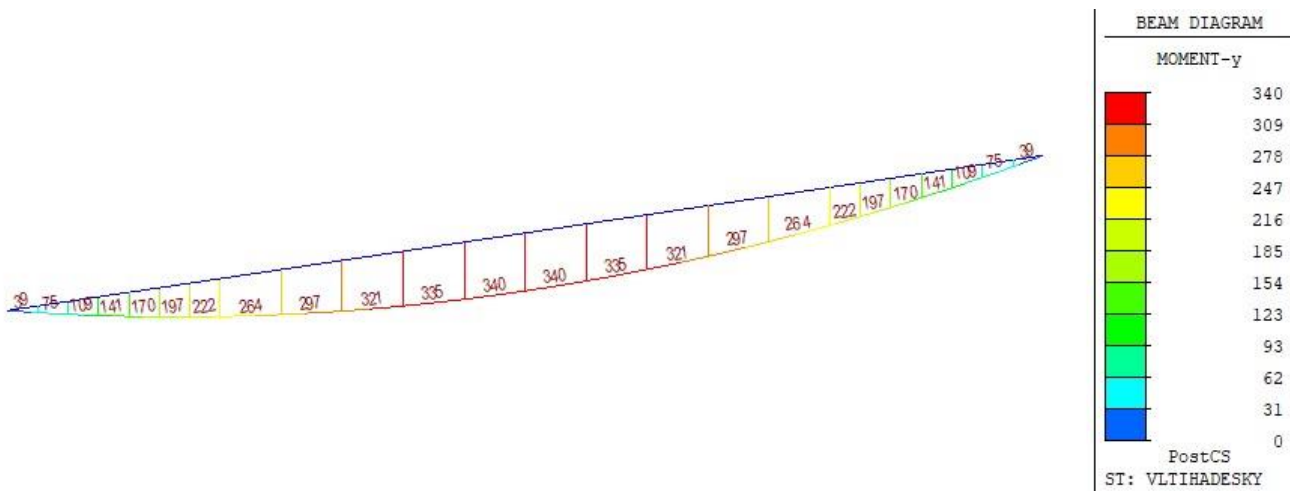
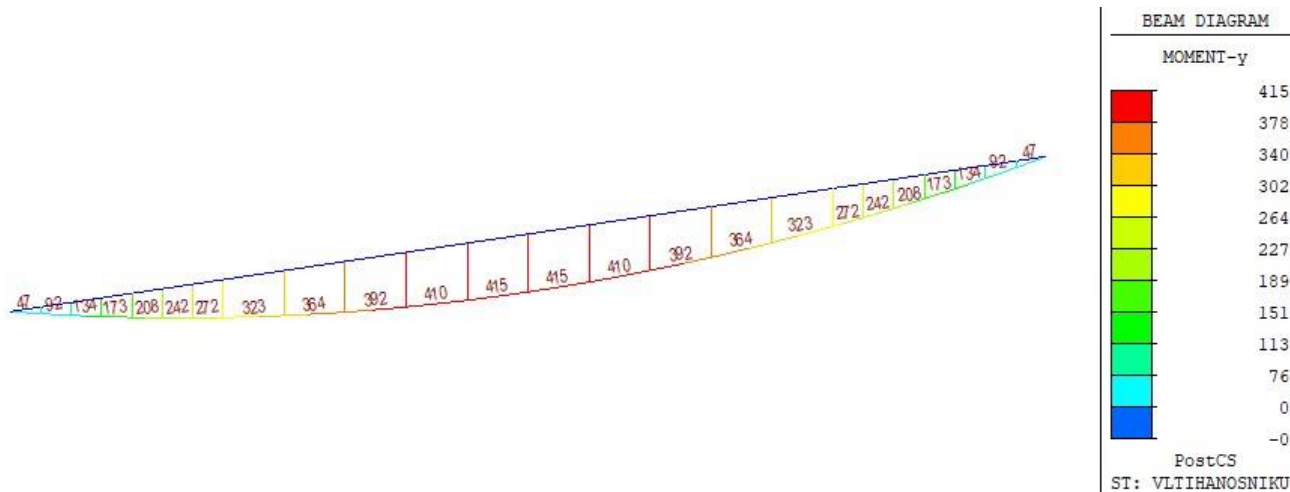
Pro předpětí jsou uvažována lana 15,7-1770, základní charakteristiky uvažovaných lan jsou uvedeny v kap. 4.2.2.

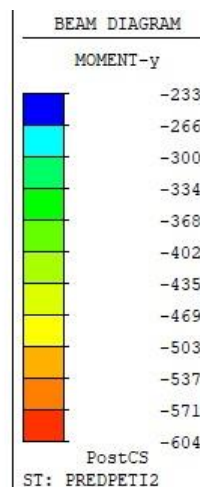
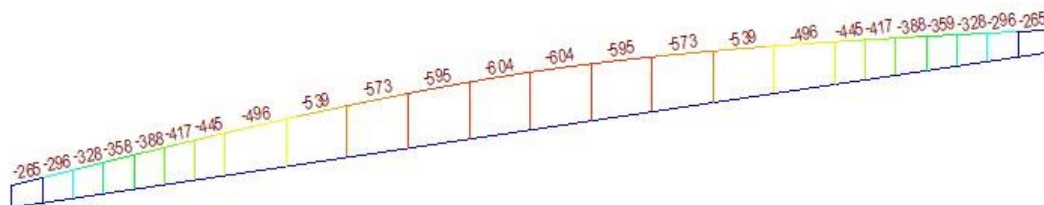
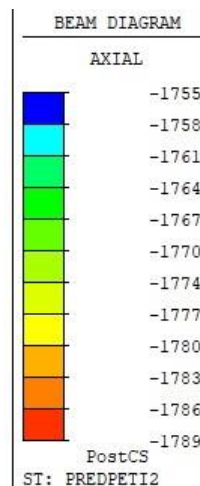
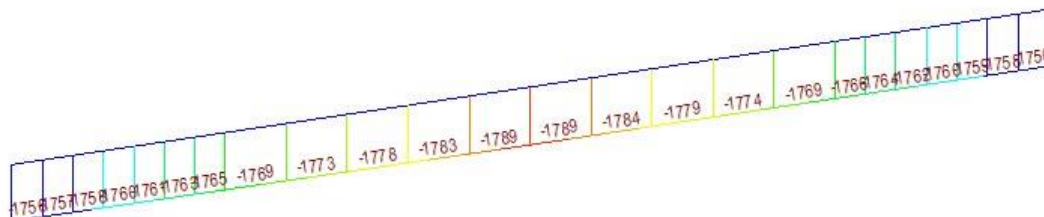
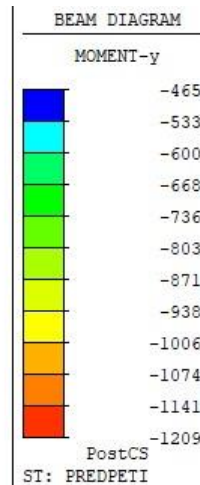
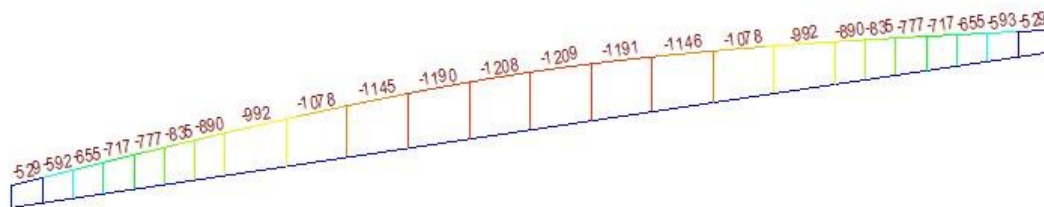
Základní předpoklady pro návrh a výpočet předpětí:

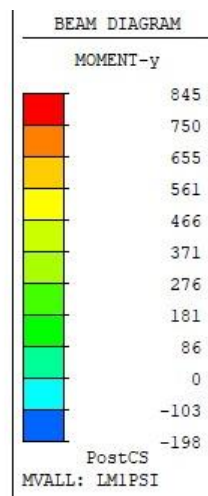
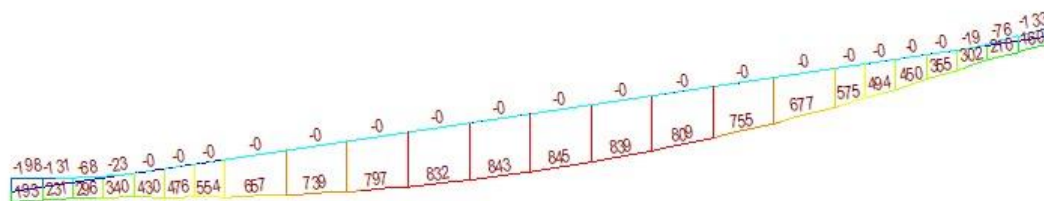
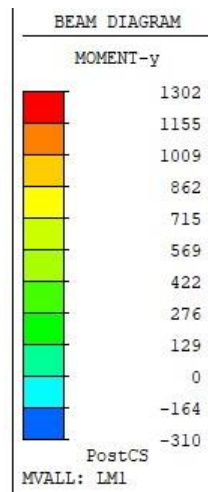
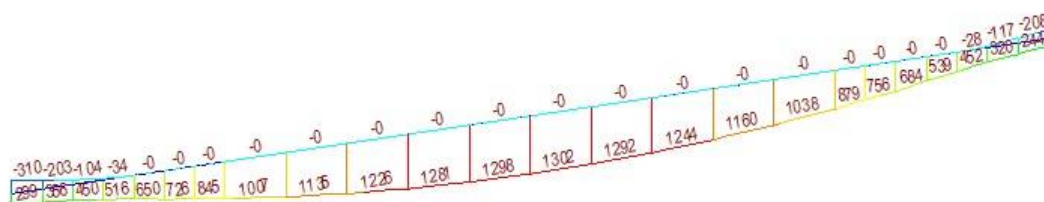
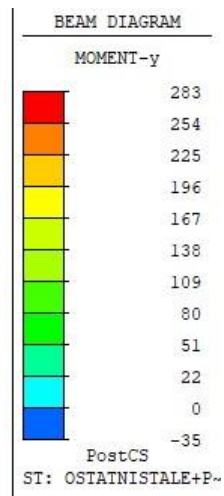
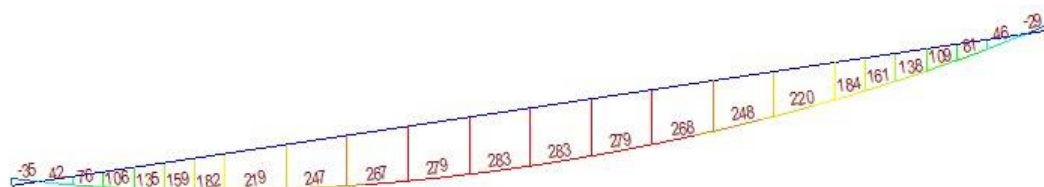
- Jedná se o certifikovaný předpínací systém
- Použité předpínací zařízení bude umožňovat měřit předpínací sílu s přesností $\pm 5 \%$ její konečné hodnoty.
- Při předpínání bude měřena působící síla i protažení předpínací výztuže => dle ČSN EN 1992 bude horní i dolní charakteristická hodnota předpínací síly rovna střední hodnotě předpínací síly.
- V každém nosníku se uvažuje použití 3 předpínacích kabelů, každý kabel tvoří 10 lan. Dva kabely se napnou po vybetonování nosníků. Jeden kabel se napne až po osazení nosníků a vybetonování spřažené desky. Jedná se o idealizované předpětí, které se musí upravit dle skutečného dodavatele nosníku a předpínacího systému.
- Na koncích kabelů u kotev budou navrženy přímé úseky délky min. 1 m.
- Parametry pro výpočet ztrát předpětí: vzdálenost podpor kanálků max. 1,0 m, součinitel tření $\mu = 0,21$ rad-1, úhel nepředvídaného zakřivení $k = 5 \cdot 10^{-3}$ rad/m, pokluz $a = 6$ mm.

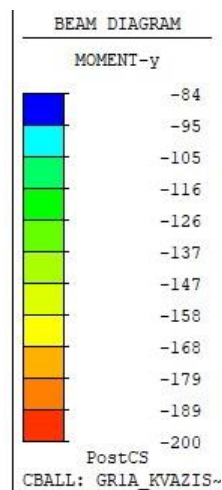
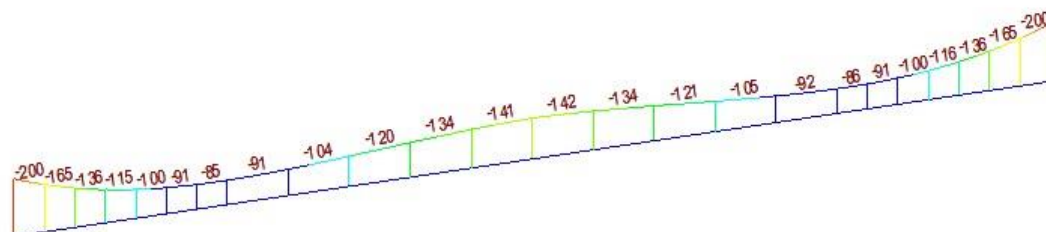
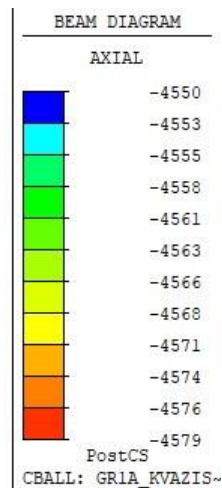
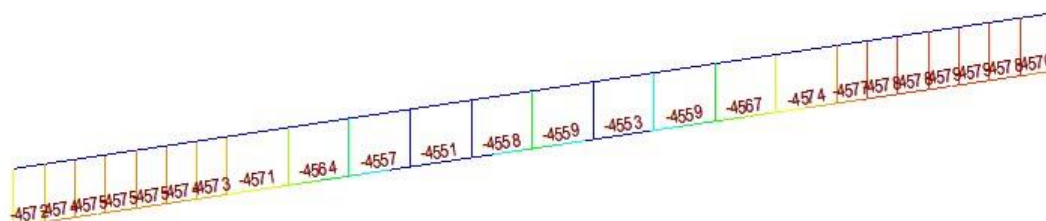
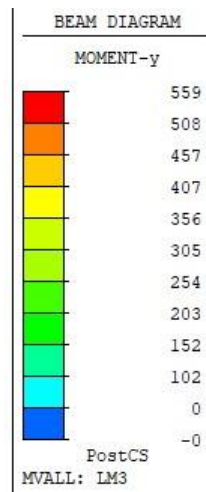
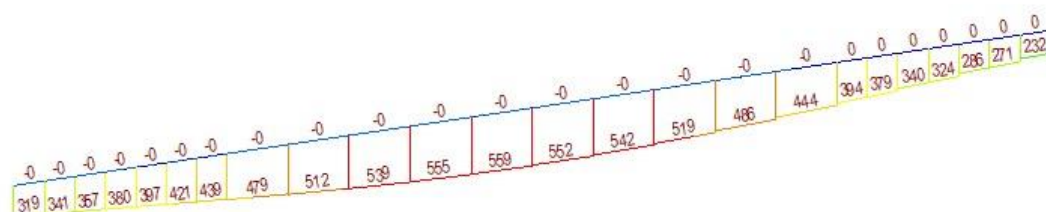
4.4.3 Vnitřní síly

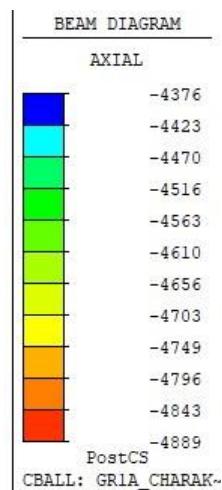
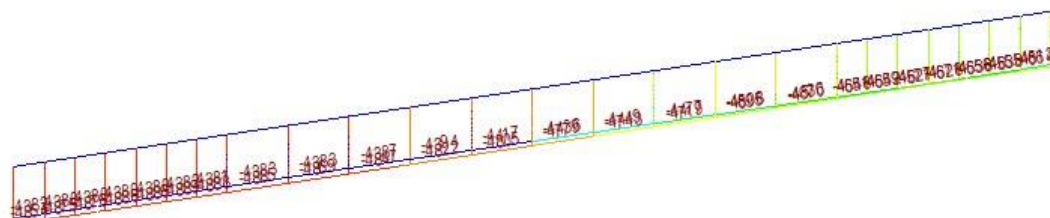
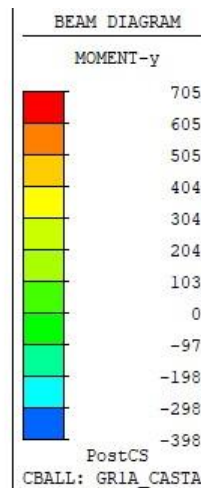
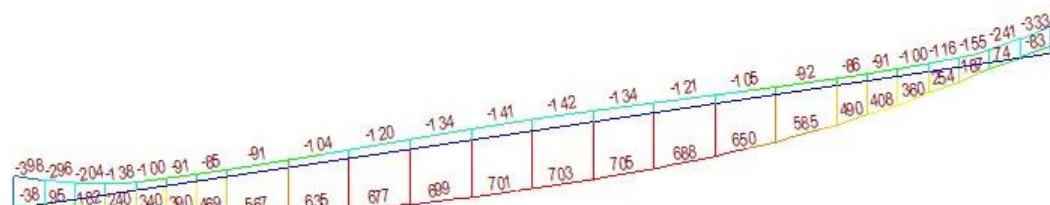
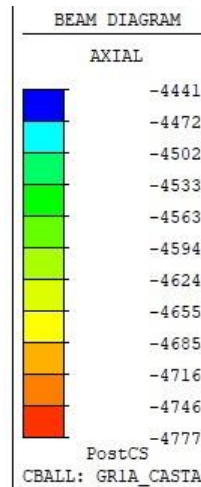
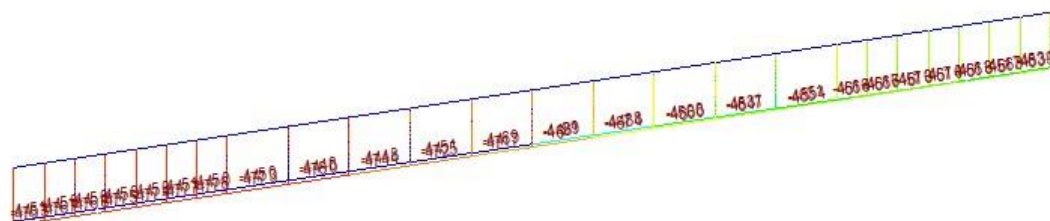
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace. Síly jsou pro jeden nosník.

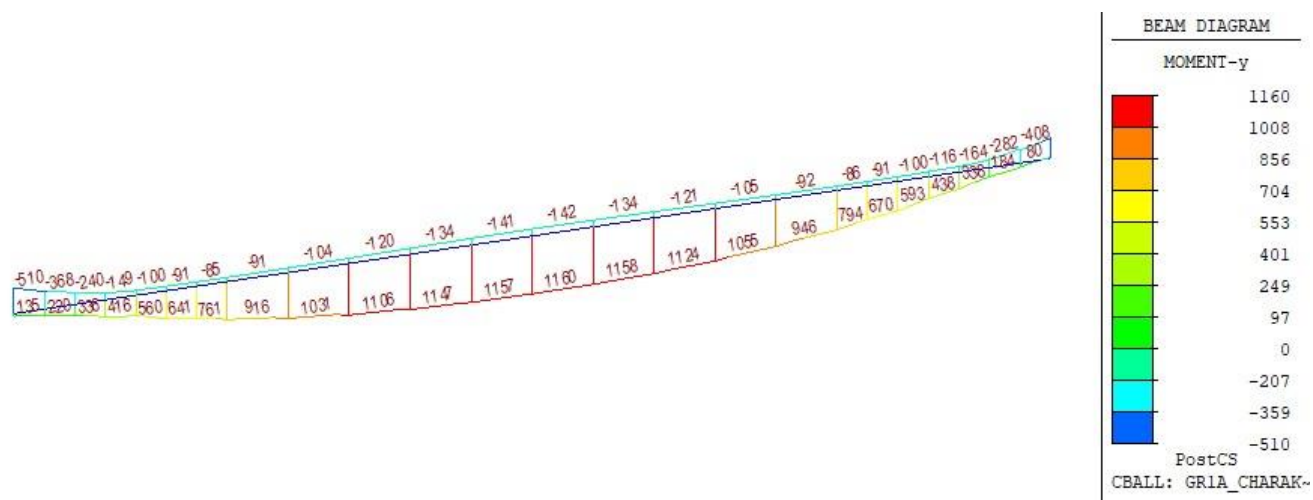












4.4.4 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

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

Limitní hodnota pro napětí v tlaku ve stádiu vnesení předpětí je rovna $0,6 \cdot f_{ck}(14)$, poté lze předpokládat lineární dotvarování a omezení nežádoucích účinků, které jsou uvedeny výše.

Výpočet limitního napětí pro čas vnesení předpětí do konstrukce pro beton C50/60:

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,779 \cdot 58000 = 45,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(7) = f_{cm}(7) - 8,0 \text{ [MPa]} = 45,2 - 8 = 37,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim}(7) = 0,45 \cdot f_{ck}(7) = 0,45 \cdot 37,2 = 16,74 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(7) = 0,6 \cdot f_{ck}(7) = 0,6 \cdot 37,2 = 22,32 \text{ MPa (charakteristická kombinace, vnesení předpětí)}$$

$$f_{cm}(14) = \beta_{cc}(14) \cdot f_{cm} = 0,902 \cdot 58000 = 52,3 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(14) = f_{cm}(14) - 8,0 \text{ [MPa]} = 52,3 - 8 = 44,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim}(14) = 0,45 \cdot f_{ck}(14) = 0,45 \cdot 44,3 = 19,93 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(14) = 0,6 \cdot f_{ck}(14) = 0,6 \cdot 44,3 = 26,58 \text{ MPa (charakteristická kombinace, vnesení předpětí)}$$

$$f_{cm}(28) = \beta_{cc}(28) \cdot f_{cm} = 1,000 \cdot 58000 = 58,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(28) = f_{cm}(28) - 8,0 \text{ [MPa]} = 58,0 - 8 = 50,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim}(28) = 0,45 \cdot f_{ck}(28) = 0,45 \cdot 50,0 = 22,5 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(28) = 0,6 \cdot f_{ck}(28) = 0,6 \cdot 50,0 = 30,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace, vnesení předpětí)}$$

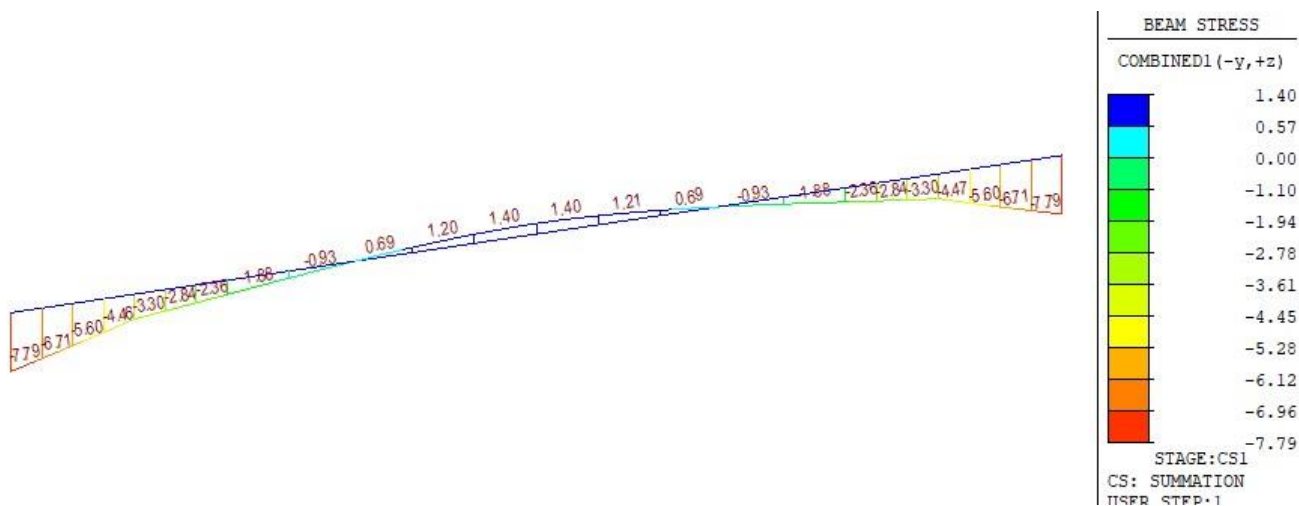
Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

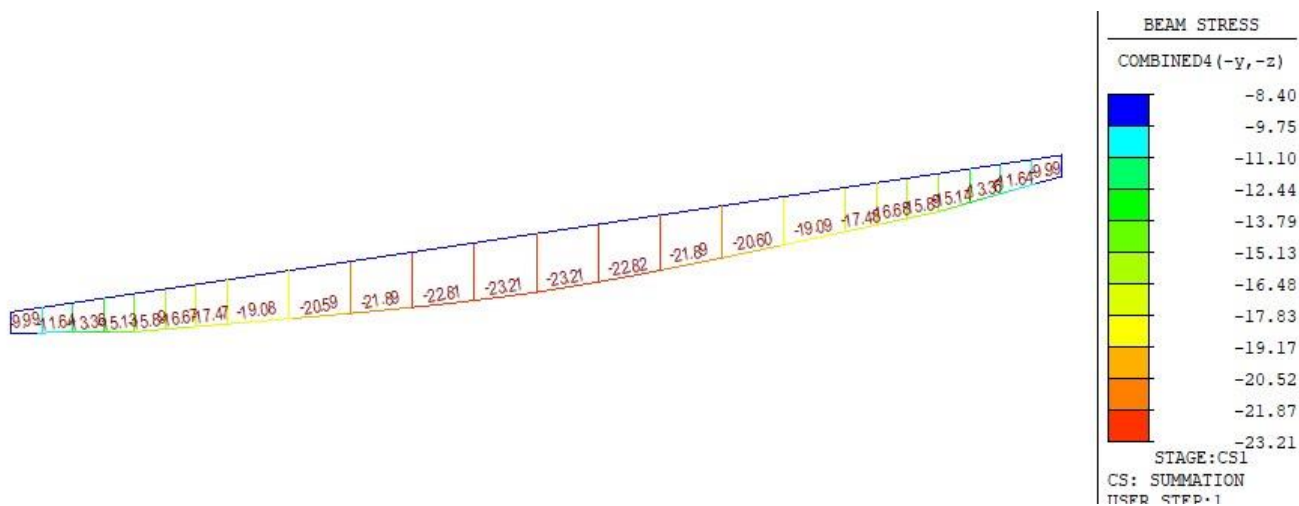
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$



Napětí po vnesení předpětí, horní vlákna

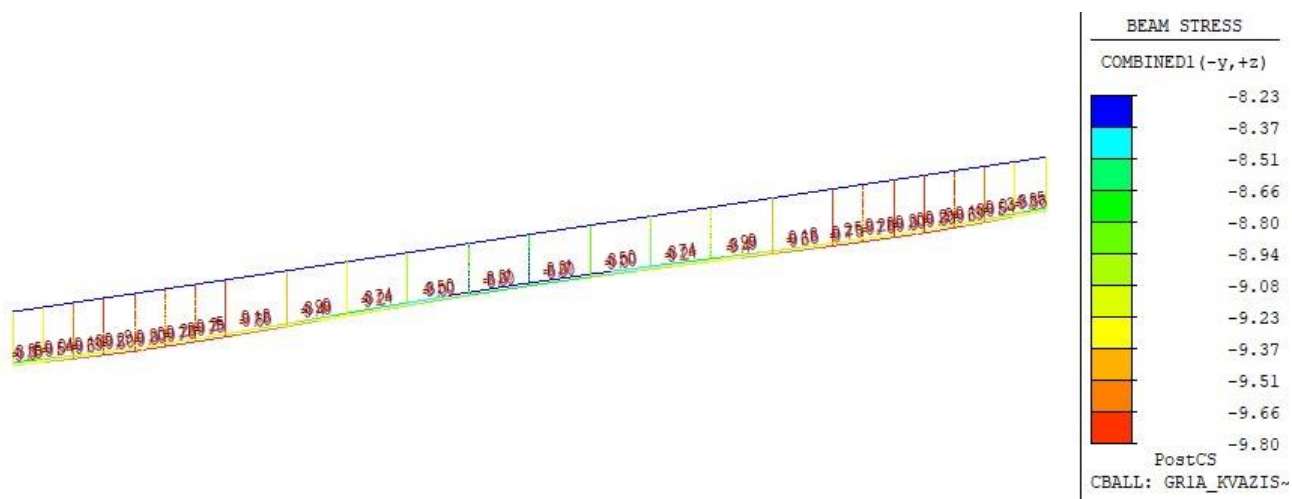


Napětí po vnesení předpětí, dolní vlákna

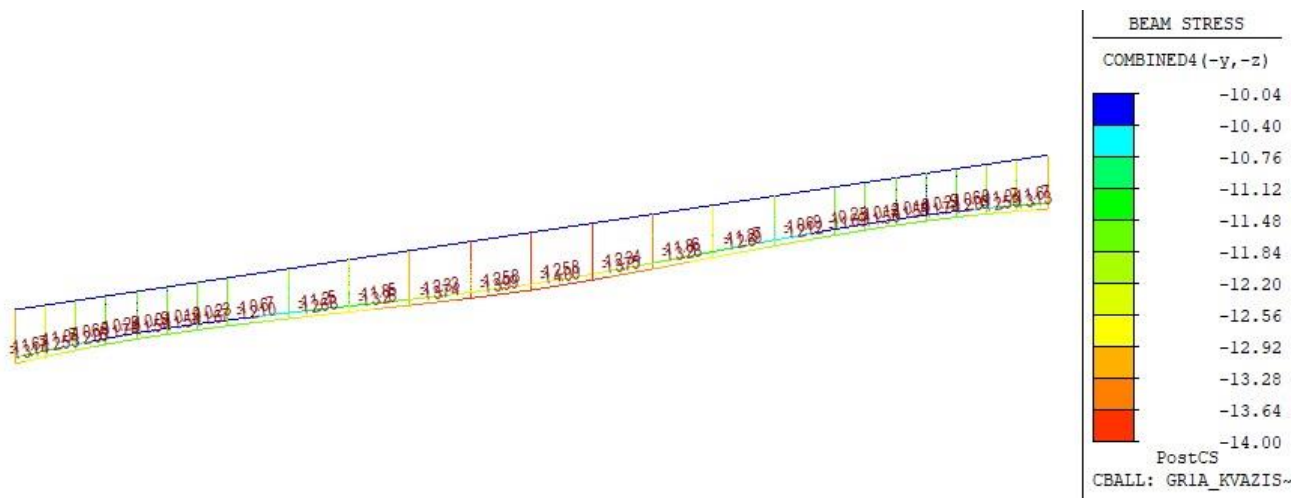




Kvázistálá kombinace, napětí, horní vlákna, too,

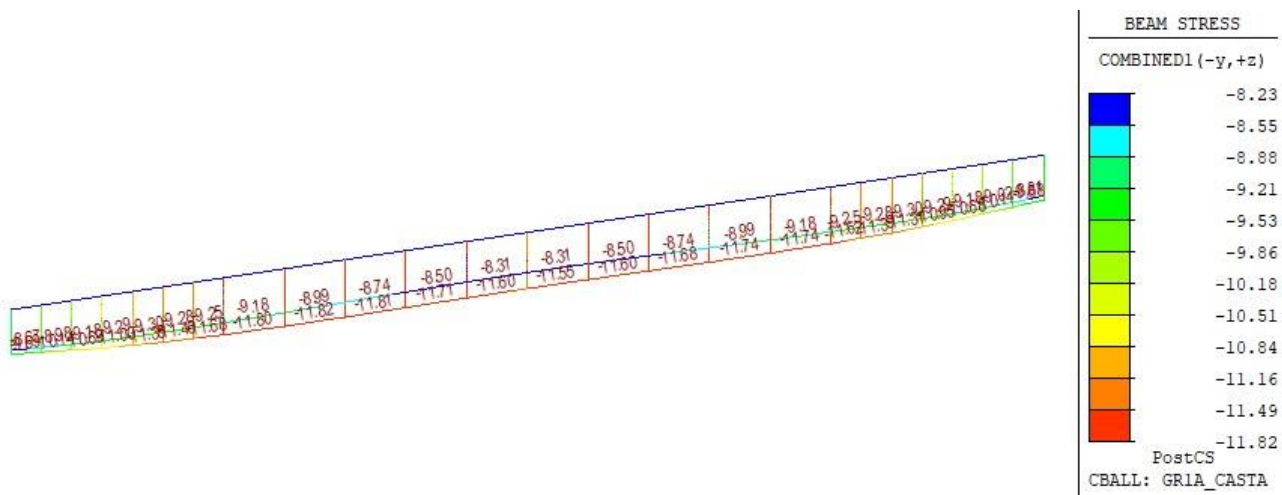


Kvázistálá kombinace, napětí, dolní vlákna, too,

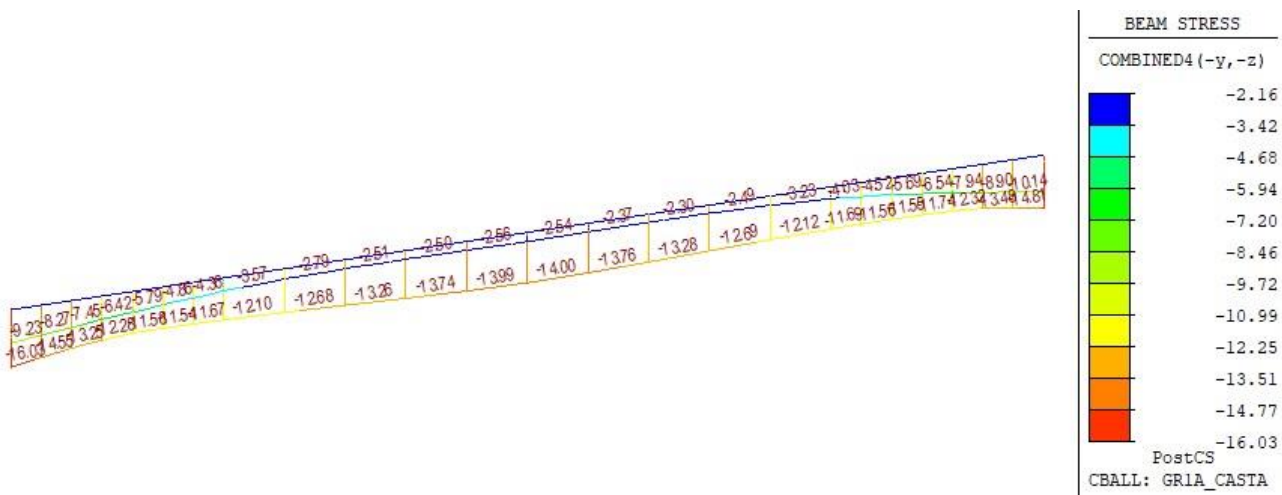




Častá kombinace, napětí, horní vlákna, too,

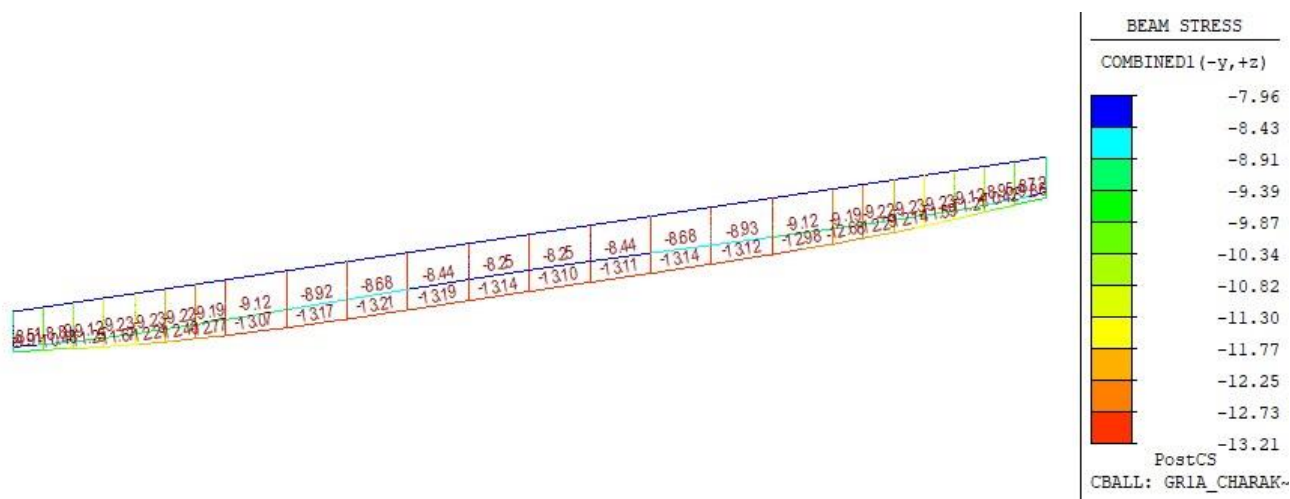


Častá kombinace, napětí, dolní vlákna, too

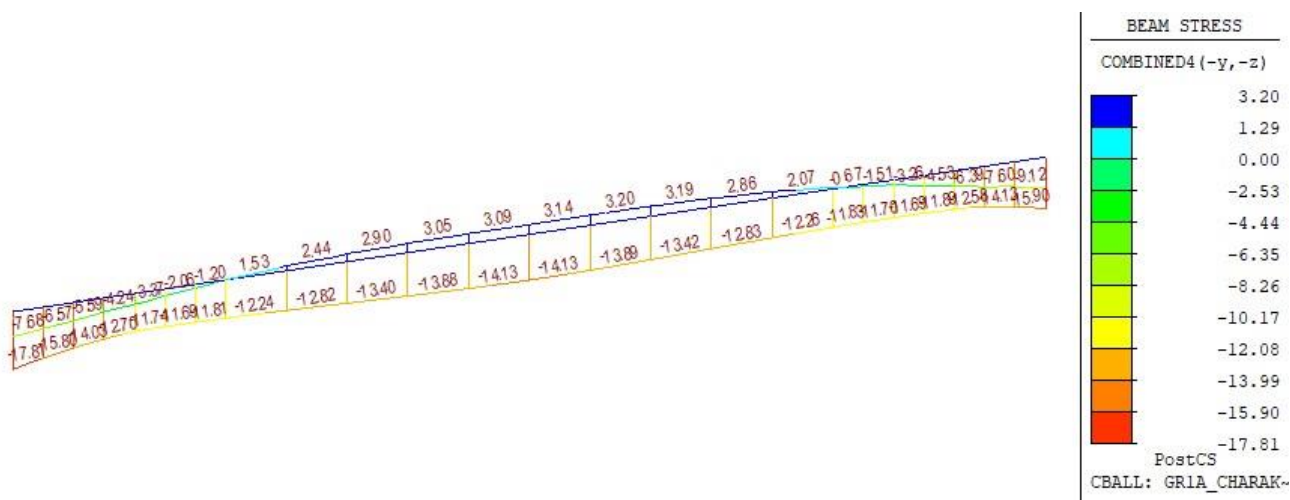




Charakteristická kombinace, napětí, horní vlákna, too



Charakteristická kombinace, napětí, dolní vlákna, too



Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro prvky předpjaté soudržnou výztuží a stupeň vlivu prostředí XD, XS, XF požadována šířka trhliny od časté kombinace zatížení $w_{\max}=0.1$ mm. Jestliže bude dodržena podmínka dekomprese ve všech posuzovaných průřezích pro častou kombinaci zatížení, v konstrukci postačí navrhnout pouze minimální betonářskou výztuž podle ČSN EN 1992-2.

Při návrhu je splněna podmínka dekomprese.

Mezní stav omezení průhybů

Protože konstrukce je navržena tak, že je dodržena podmínka dekomprese při časté kombinaci zatížení, předpokládám, že beton nebude porušen trhlinami, a průhyby jsou spočítány na konstrukci bez trhlin.

V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, kde byla maximální hodnota průhybu u mostů pozemních komunikací $L/600$ (kde L je rozpětí pole).

Spočtený průhyb: $\delta_{\max} = 23 \text{ mm} < \delta_{\lim} = 17000/600 = 28 \text{ mm}$

Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.

4.4.5 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačeném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření předpínací výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram předpínací výztuže s vodorovnou plastickou větví.

Ohyb a normálová síla

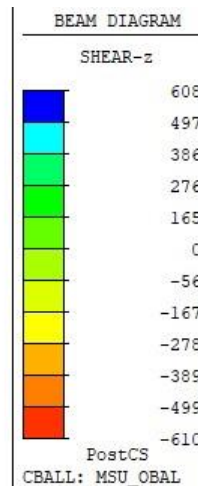
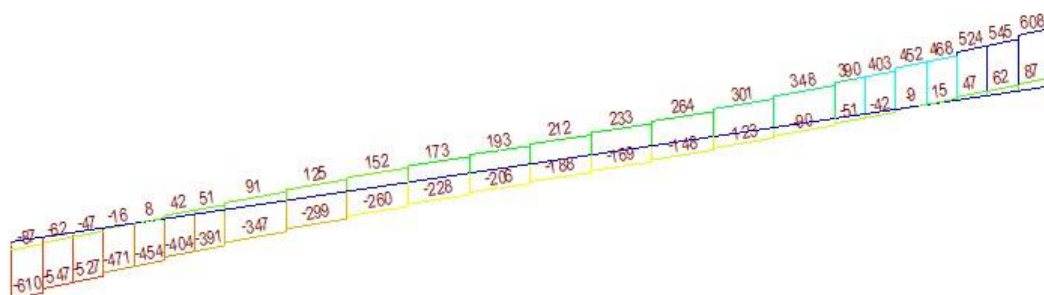
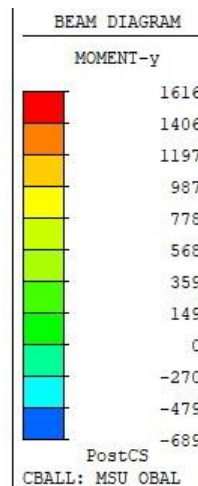
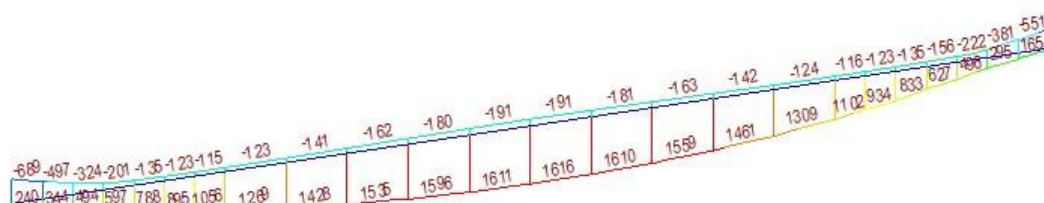
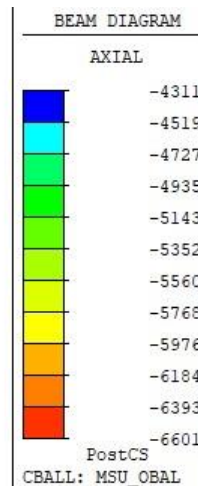
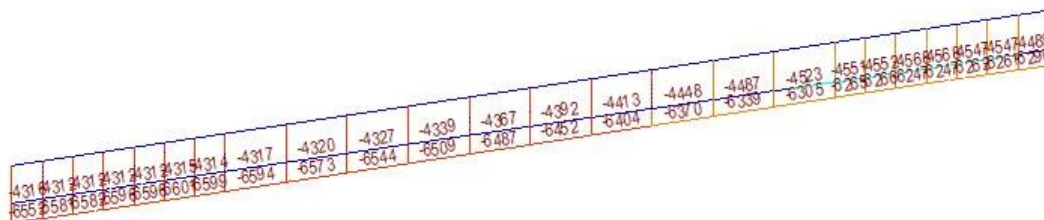
Při stanovení mezního momentu únosnosti předpjatého betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává



Vnitřní síly od kombinace MSÚ

Normálová síla, too, kN, Ohybový moment, too, kNm, Posouvající síla, too, kN





Výpočet mezního momentu v hlavním poli

Výpočet je provedený pro jeden nosník

Celkem 30 lan

$f_y = 1770 \text{ MPa}$

$f_{yd} = 1770 / 1,15 = 1539 \text{ MPa}$

plocha všech kabelů, $A = 0,00450 \text{ m}^2$

mezní síla v předpínací výztuži $F_{yd} = 1539 * 0,00450 = 6,925 \text{ MN}$

pracovní součinitel deska x nosník

$n = C30/37 / C50/60 = 33 \text{ GPa} / 37 \text{ GPa} = 0,89$

redukce šířky desky, $b_{red} = 1,665 \text{ m} * 0,89 = 1,48 \text{ m}$

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$

odpovídající plocha betonu, $A_c = F_{yd} / f_{cd} = 6,925 / 17 = 0,407 \text{ m}^2$

výška tlačené oblasti, $0,8 * x = 0,407 / 1,48 = 0,275 \text{ m}$

rameno vnitřních sil, $z = 0,82 - 0,5 * 0,275 - 0,25 = 0,432 \text{ m}$

Mezní moment $M_m = 6,925 * 0,432 = 2,995 \text{ MNm}$

Posouzení

Maximální moment pro MSU pro jeden nosník v poli $M_{y\max} = 1616 \text{ kNm}$

$M_{y\max} = 1,616 \text{ MNm} < 2,995 \text{ MNm}$

Využití 53%



4.4.6 Mostní závěry

Dotvarování

Součinitel dotvarování pro mostní závěry pro interval 67 dní – 100 let.

$$\phi = 1,103$$

Průměrná normálová síla v nosníku

$$N_x = 5000 \text{ kN}$$

Okamžité pružné zkrácení

$$\varepsilon_o = 5000 \text{ kN} / 0,46 \text{ m}^2 / 37000 \text{ MPa} = 0,293 \text{ mm/m}$$

Dotvarování pro mostní závěry

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o * \phi = 0,293 * 1,103 = -0,323 \text{ mm/m}$$

Smršťování pro mostní závěry pro interval 67 dní – 100 let.

$$\varepsilon_{sh} = -0,205 \text{ mm/m}$$

Ochlazení

$$\Delta T_{N,con}^* = \Delta T_{N,con} + -20^\circ = -55^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = -0,55 \text{ mm/m}$$

Oteplení

$$\Delta T_{N,exp}^* = \Delta T_{N,exp} + 20^\circ = +50,5^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,505 \text{ mm/m}$$

Celkové zkrácení pro mostní závěry

$$\varepsilon_{cr} * 1,35 + \varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,323 * 1,35 + -0,205 * 1,6 + -0,55 = 1,31 \text{ mm/m} * 18 \text{ m} = 24 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro mostní závěry

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,505 \text{ mm/m} * 18 \text{ m} = 9 \text{ mm}$$

Celkový posun je 32 mm.

4.4.7 Návrh a posouzení založení

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\varphi} =$	1.25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1.40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1.00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1.50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1.50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1.50	[-]

Parametry zemin

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27.00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8.00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29.00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35.50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108.0 mm

Tloušťka stěny = 16.0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 4.00 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 3.00 \text{ m}$

Statický výpočet

Průměr kořene $d_r = 0.20 \text{ m}$ Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0.00^\circ$ Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0.00 \text{ m}$

Materiál konstrukce:



Zalivka

Normová pevnost v tlaku $= 20.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_b = 29000.00 \text{ MPa}$

Ocel

Normová pevnost oceli $= 355.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.50	Třída S5	
2	1.50	Třída S4	
3	1.00	Třída G4	
4	-	Třída G3, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		Zatížení č. 2	250.00	10.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100 \text{ [rok]}$

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E = 5.00 \text{ MN/m}^3$ Spočtený počet půlvln $n = 1.51$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 2.39 \text{ m}$ Kritická normálová síla $N_{crd} = 1699.86 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{ma} = 250.00 \text{ kN}$

x

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spráženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 4.85E+03 \text{ mm}^2$ Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 4.69E+06 \text{ mm}^4$

Statický výpočet



Štíhlost prutu $\lambda = 76.886$
Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.698$
Úroveň neutrálné osy $= -35.7 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 132.07 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236.67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$

Plášťové tření na kořeni

Číslo	Pořadnice [m]	Tření [kPa]
1	0.00	50.00
2	1.00	50.00
3	2.00	150.00
4	2.00	600.00
5	3.00	600.00

Celková únosnost kořene mikropiloty $= 400.55 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $Q_{rd} = 267.04 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 250.00 \text{ kN}$

Únosnost kořene VYHOVUJE

5 Závěr

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. V dalším stupni projektové přípravy bude zpracován statický výpočet, který bude respektovat skutečně použitý předpínací systém a rozměry použitých prefabrikovaných nosníků.

Ústí and Labem, 05/2019

Ing. Libor Vykoukal

6 Schéma výztuže

Schéma výztuže nosné konstrukce

