

INVESTOR

**KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov



SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 212 22-1

STAVBA

**MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 212 22-1
MILHOSTOV**



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

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Masarykova 633/318, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

KSÚS KK

ING. LIBOR VYKOUKAL

ING. EVA DRAGOUNOVÁ

ING. IGOR BÁLÍK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2018-054

DATUM

11/2018

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

8

PARÉ



Obsah

1. Identifikační údaje stavby	2
2. Základní údaje o objektu	3
1.1 Technický popis konstrukce	3
1.2 Výpočetní model	4
1.3 Výpočetní pomůcky	4
1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury	4
1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	5
2 Grafické přílohy statického výpočtu	5
2.1 Podélný řez	5
2.2 Příčný řez	6
3 Výpočet	6
3.1 Konstrukce	6
3.1.1 Schéma konstrukce	6
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby	6
3.2 Materiály	7
3.2.1 Betonářská výztuž	7
3.3 Zatížení	7
3.3.1 Zatížení stálé	7
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	7
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	7
3.3.2 Pokles podpěr	7
3.3.3 Zatížení proměnné	8
<u>Zatížení dopravou</u>	8
Model zatížení 1 (LM1)	8
Model zatížení 2 (LM2)	8
Model zatížení 3 (LM3)	8
Brzdné a rozjezdové síly	9
Odstředivé a jiné příčné síly	9
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	9
3.3.4 Kombinace zatížení	10
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	10
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	10
3.4 Nosná konstrukce	11
3.4.1 Postup výstavby	11
3.4.2 Vnitřní síly	11
3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	16
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	16
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	16
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	16
3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	19
<u>Ohyb a normálová síla</u>	19
<u>Posouzení závěrné zídky</u>	22
3.4.5 Mostní závěry a posuny ložisek	27
4 Závěr	28

**Identifikační údaje stavby*****Stavba******Objekt číslo******Název objektu******Kraj******Obec******Katastrální území******Investor*****Modernizace mostu ev. č. 212 22-1 Milhostov****SO 201****Modernizace mostu ev. č. 212 22-1**

CZ041 Karlovarský

554651 Milhostov (okres Cheb)

694819 Milhostov (okres Cheb)

**Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje,
příspěvková organizace**

Chebská 282

356 04 Sokolov

Uvažovaný správce objektu**Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje,
příspěvková organizace**

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

Ing. Eva Dragounová

tel. 723 179 027

III/212 22

-

Pozemní komunikace***Staničení na komunikaci******Zatížení***

Zatížení dle ČSN EN 1991

Účel dokumentace**Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění
stavby – DSP/PDPS**

1. Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	–
odstavec c)	přes vodoteč
odstavec d)	o 2 polích
odstavec e)	jednopodlažní
odstavec f)	s horní mostovkou
odstavec g)	nepohyblivý
odstavec h)	trvalý
odstavec i)	v přímé
odstavec j)	šikmý
odstavec k)	s normovanou zatížitelností
odstavec l)	masivní
odstavec m)	plnostěnný
odstavec n)	deskový
odstavec o)	otevřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou

1.1 Technický popis konstrukce

Stávající stavba je situována v intravilánu obce Milhostov. Jedná se o modernizaci stávajícího mostu na komunikaci III. třídy č. 212 22.

Stávající mostní objekt je dvoupolový kolmý s přemostěním délky 18,6 m. Světlost mostu je 8,375 + 8,325 m a celková šířka mostu 8,22 m.

Spodní stavba mostu je tvořena krajními podpěrami, masivními kamennými zděnými opěrami s železobetonovými úložnými prahy a horními částmi křídel, střední pilíř je masivní kamenný zděný se železobetonovým monolitickým prahem. Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonový monolitický spojitý trémový rošt o 5-ti nosnících.

Nosná konstrukce má lokální trhliny, odpadá krycí vrstva betonu, na krajním trámu je odhalená i hlavní výztuž, do nosné konstrukce zatéká, izolace je poškozená. Římsy mají v celé ploše povrchové degradace, odpadají omítky. Vozovka je silně přebalená. Obě opěry mají ve výši vodní hladiny vyplavené spárování, na úložných prazích je patrná degradace betonu, místy je obnažená ocelová výztuž. Zábradlí je železobetonové s horním madlem a sloupky, výplň z ocelových profilů je silně zkorodovaná.

Na základě špatné technického stavu mostu ev.č. 212 22 – 1 (stavební stav IV – uspokojivý) a dle závěrů poslední hlavní mostní prohlídky ze dne 23. 06. 2016 je navržena modernizace mostu spočívající v kompletní výměně nosné konstrukce a mostního svršku včetně izolace.

V blízkosti mostu se nachází celá řada podzemních i nadzemních sítí. Dno vodoteče pod mostem je přírodní s mírnými nánosy sedimentu.

Vzhledem k požadavku na zvýšení zatížitelnosti mostu pro třídu zatížitelnosti A, která již u tohoto typu nosné konstrukce není možná bylo navrženo odstranění stávající nosné konstrukce a nahrazení nosné konstrukce novou železobetonovou deskou tl. 750 mm uloženou na spodní stavbu pomocí ložisek na opěrách a vrubovém kloubu na středním pilíři. Spodní stavba je navržena k sanaci se zesílením řadou mikropilot a s novými železobetonovými úložnými prahy. Kamenná část opěr bude hloubkově přespárována a v případě potřeby lokálně přezděna.

V rámci modernizace mostu je v nezbytném rozsahu upravena komunikace na mostě a v přilehlém úseku z důvodu plynulé návaznosti na stávající vozovku. Niveleta na mostě je v rámci modernizace navržena jednotného podélného a příčného sklonu. Z důvodu vyrovnaní nivelety bude nutné rozebrat stávající chodníky v předpolí mostu v rozsahu úprav komunikace.

Nová mostní konstrukce je navržena jako nová trvalá dvupolová kolmá desková železobetonová mostní konstrukce kolmého rozpětí 9,26 m uložená na spodní stavbu pomocí elastomerových ložisek na opěrách a pomocí vrubového kloubu na středním pilíři. Tloušťka nosné konstrukce je v ose mostu 750 mm a příčně je ve střešovitém sklonu 2,5 %. V podélném směru je proměnný spád s vrcholovým zakružovacím obloukem $R=315$ m k oběma opěrám. (spodní hrana nosné konstrukce je příčně vodorovná).

Na návodní straně mostu je navržena železobetonová římsa šířky 800 mm a na povodní straně pochozí římsa šířky 1800 mm. Obě římsy jsou opatřeny dodatečně kotveným zábradlím se svislou výplní.

Vody z povrchu vozovky na mostě jsou odváděny podélným spádem k oběma opěrám a příčným střešovitým spádem 2,5 % k římsám. Za konci říms jsou navrženy skluzy nebo je voda odvedena k nejbližším stávajícím uličním vpustem a jedné nové vpusti navržené v rámci modernizace mostu. Na železobetonové římsy navazuje základní dlažba za římsami na návodní straně a na povodní stávající chodník ze zámkové dlažby, který bude v rámci modernizace výškově vyrovnán a přeskládán. Koryto vodoteče je přírodní a v rámci projektové dokumentace není navržena žádná úprava koryta vodoteče z důvodu ochranného pásma jiného zvlášť chráněného území nebo památkového stromu.

V rámci modernizace je potřeba provést kácení vrby na povodní straně vpravo u opěry O2. Dále je navrženo drobné mycení vegetace kolem mostu. V blízkosti mostu se nachází vrchní vedení několika správců sítí a sítě na návodní i povodní straně mostu. Před i za mostem jsou situovány stávající betonové i dřevěné sloupy.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytýčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště. Vzhledem k blízkosti vrchního vedení souběžně s mostem je nutné při rekonstrukci mostu postupovat se zvýšenou opatrností, aby nedošlo k poškození.

Pro projektovou dokumentaci bylo provedeno zaměření úseku místní komunikace v nezbytně nutném rozsahu potřebném pro návrh jak dopravního řešení rozšíření komunikace, tak mostu a jeho přilehlého okolí.

Provoz na komunikaci III. třídy č. 212 22 bude po dobu modernizace mostního objektu vyloučen s navrženou objízdou trasou dle SO 151. Přejezd pro pěší je zajištěn pomocí provizorní modulární lávky na povodní straně mostu šířky 2 m (světélkové šířky min. 1,5 m mezi zábradlími) uložené na panelové rovině umístěné souběžně s mostem ve vzdálenosti 1 m od hrany nové římsy s napojením na stávající chodník navazující na mostní objekt. Celková délka lávky je navržena 24 m a je tedy možné použít dvě prostá pole o délce 12 m. Lávka je navržena jako modulární dle TP253. Je uvažováno s pronájmem lávky po dobu 4 měsíců.

Celková modernizace mostu je uvažována 5 měsíců.

1.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

1.3 Výpočetní pomůcky

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

- Midas CIVIL 2018
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

1.4 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 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [6] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady

- [8] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
[9] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
[10] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
[11] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
(2) Zaměření ATLAS GROUP

1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Libor Vykoukal

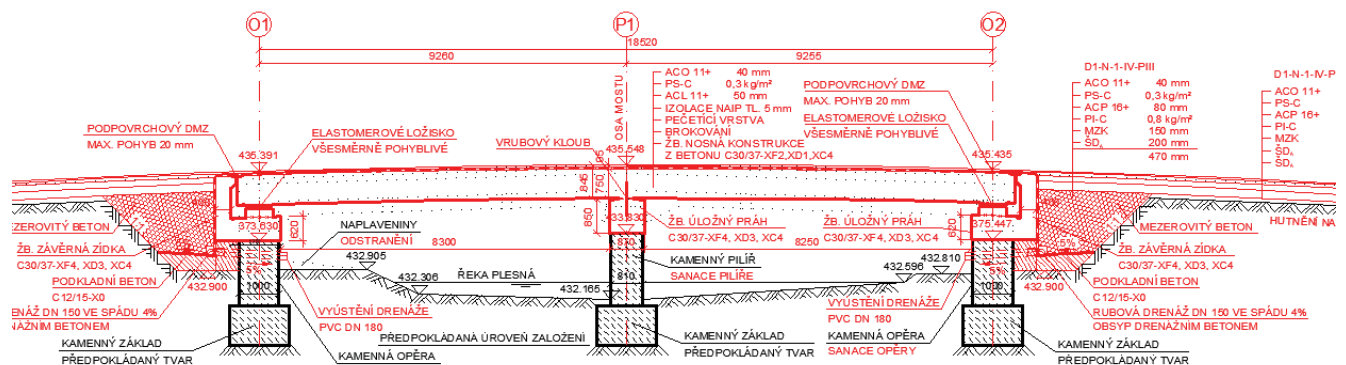
Projektant mostů a inženýrských konstrukcí

Ing. Libor Vykoukal

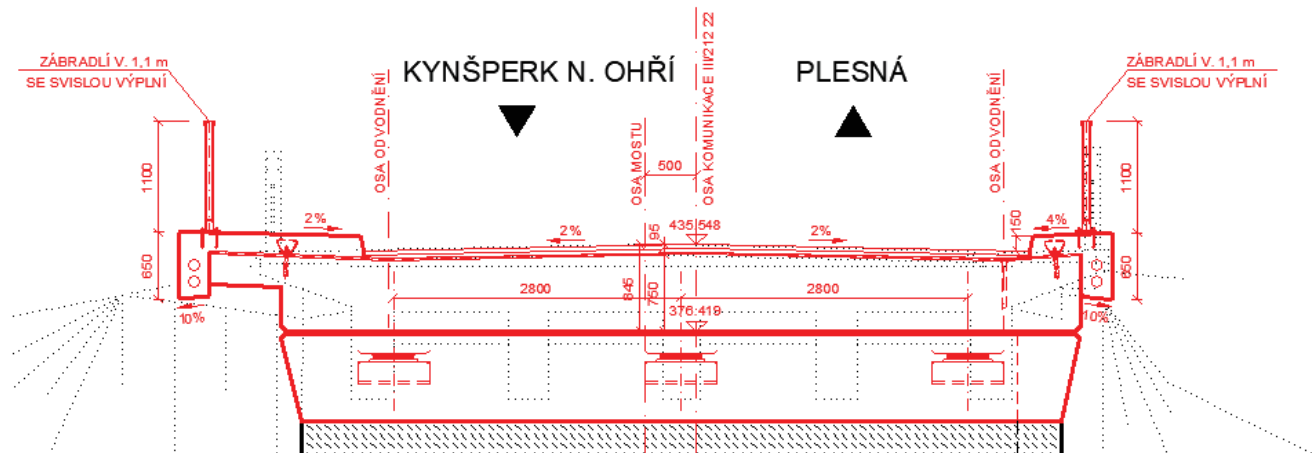
V Liberci, listopad 2018

2 Grafické přílohy statického výpočtu

2.1 Podélný řez

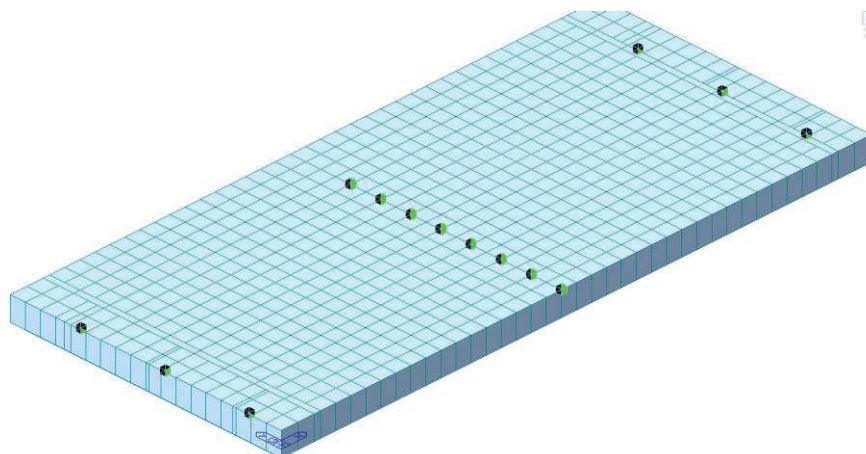


2.2 Příčný řez



3 Výpočet

3.1 Konstrukce



3.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model. Konstrukci tvoří 9 nosníky, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 1 m.

3.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
28 dní	betonáž nosné konstrukce
60 dní	zhotovení mostního svršku
90 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

3.2 Materiály

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:	$\nu = 0,2$

3.2.1 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B
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:	$E_s = 200\text{ GPa}$

3.3 Zatížení

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

3.3.1 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 | $0,296\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 7,40\text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 95 mm | $0,095\text{ m} \cdot 6,5\text{ m} \cdot 23\text{ kNm}^{-3} = 14,20\text{ kNm}^{-1}$ |
| • levá železobetonová římsa | $0,509\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 12,73\text{ kNm}^{-1}$ |
| • 2 x zábradlí | $2 \cdot 1,0\text{ kNm}^{-1} = 2\text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $36,33\text{ kNm}^{-1}$ |

3.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 5 mm.

3.3.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky $w = 6,5$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 3$ 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 – neuvažuje se.

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	$n = 6 \times 150$ kN, $e = 1,50$ 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 (≤ 70 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\phi = 1,25$
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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6*1,0*2*300 + 0,1*1,0*9,0*3,0*9,26 = 385\text{kN}$$

Odstředivé a jiné příčné síly

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{lk} = 0,25 * 385 = 96,25 \text{ kN}$$

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:

$$T_{max} = 36^{\circ}\text{C}, T_{min} = -32^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,max} = 37,5^{\circ}\text{C}, T_{e,min} = -24^{\circ}\text{C}.$$

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

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -24 - 10 = -34^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 37,5 - 10 = 27,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$13,0^{\circ}\text{C} - 0,75 \text{ m}$$

$$3,0^{\circ}\text{C} - 0,525 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,3 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,225 \text{ m}$$

$$2,38^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-7,33^{\circ}\text{C} - 0,75 \text{ m}$$

$$-1,73^{\circ}\text{C} - 0,60 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,413 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,338 \text{ m}$$

$$-1,5^{\circ}\text{C} - 0,150 \text{ m}$$

$$-5,8^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

3.3.4 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 – spojitá 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

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

3.4 Nosná konstrukce

3.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	betonáž nosníků
30 dní	betonáž mostovky
67 dní	zhotovení mostního svršku
97 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \times 5,81 / 9,27 = 1.253 \text{ mm}$$

$f_{ck} = 55 \text{ MPa}$

vlhkost = 70%

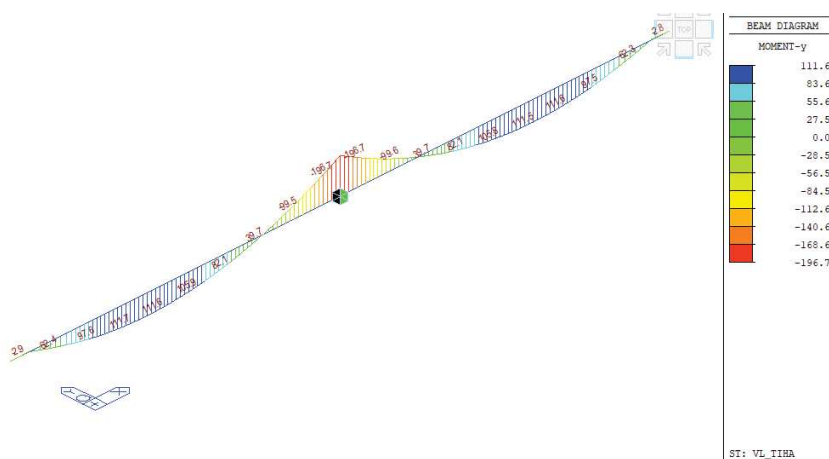
$E_{cm} = 38 \text{ GPa}$

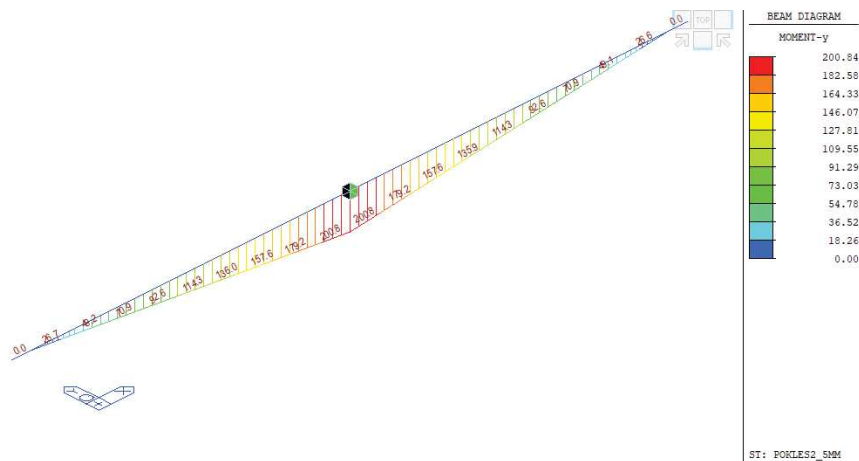
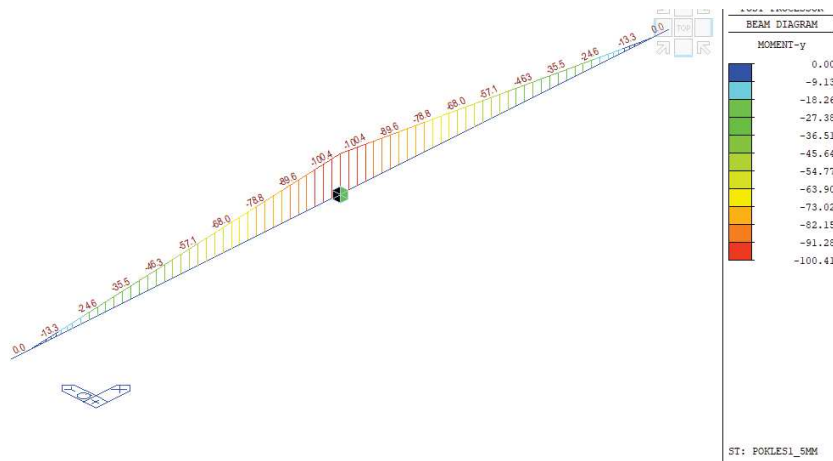
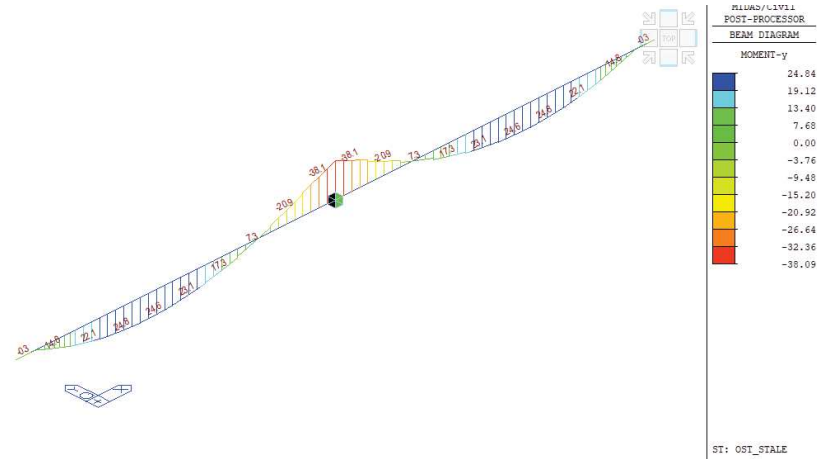
Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 1,50$

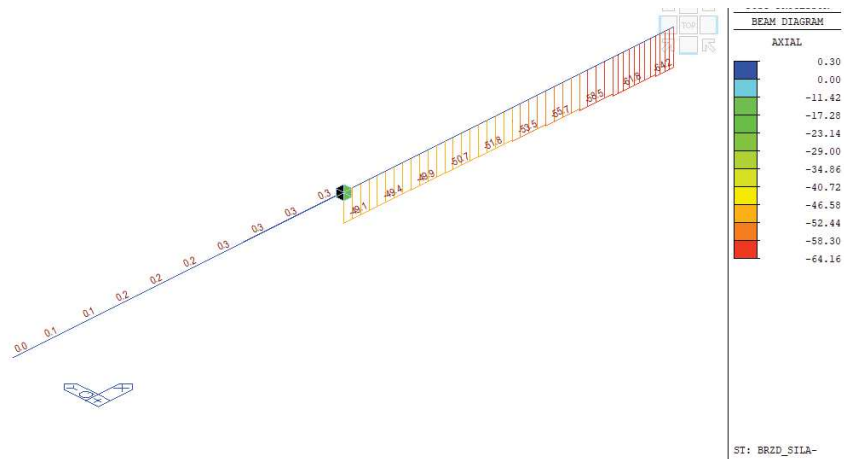
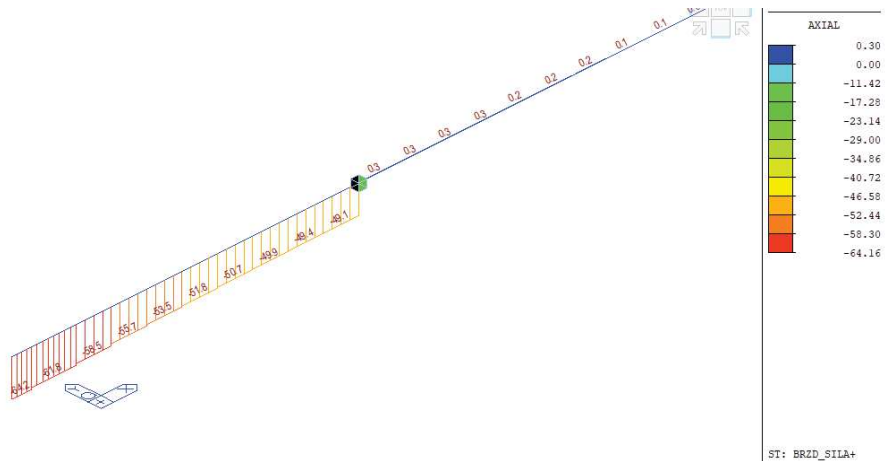
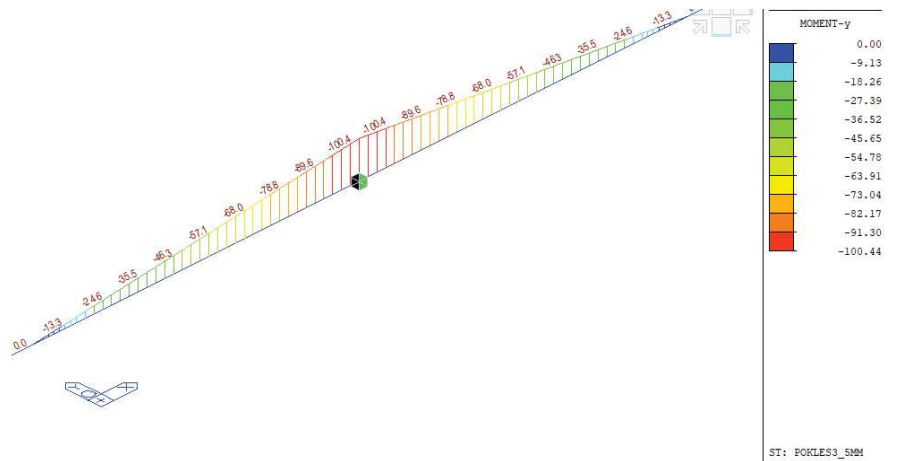
Smrštění pro interval 0-36500, $\epsilon_{sh} = 0.000291$

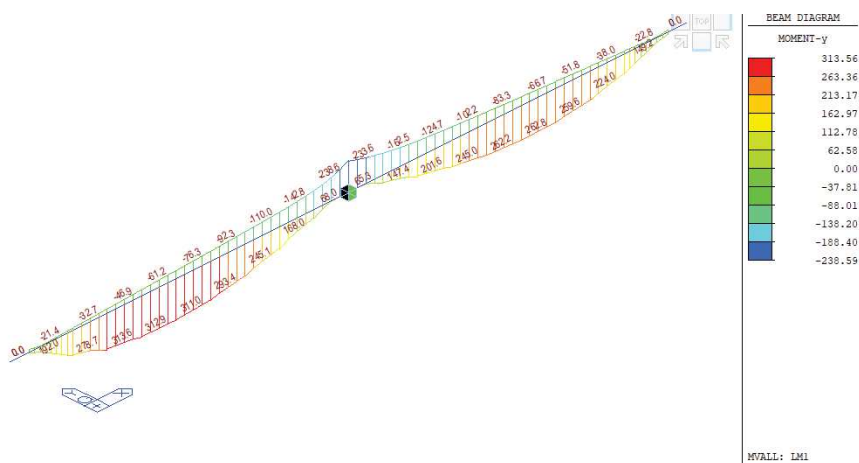
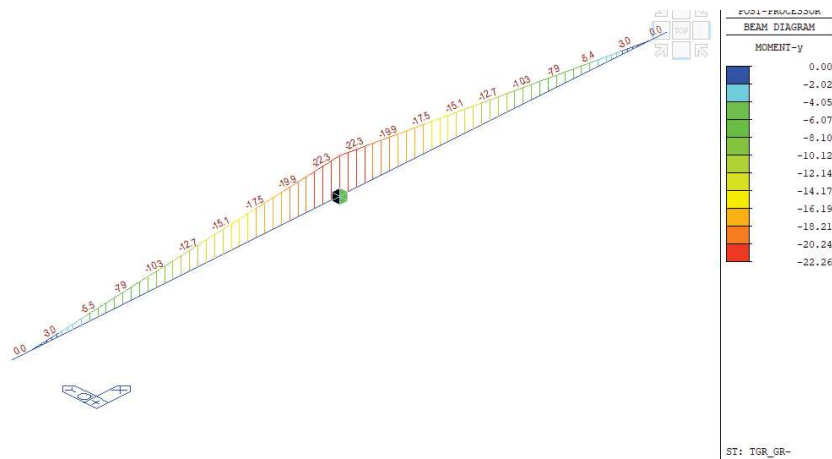
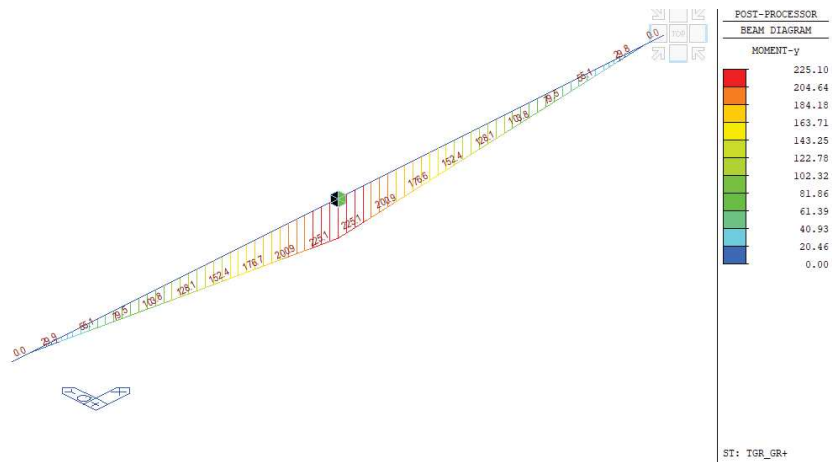
3.4.2 Vnitřní síly

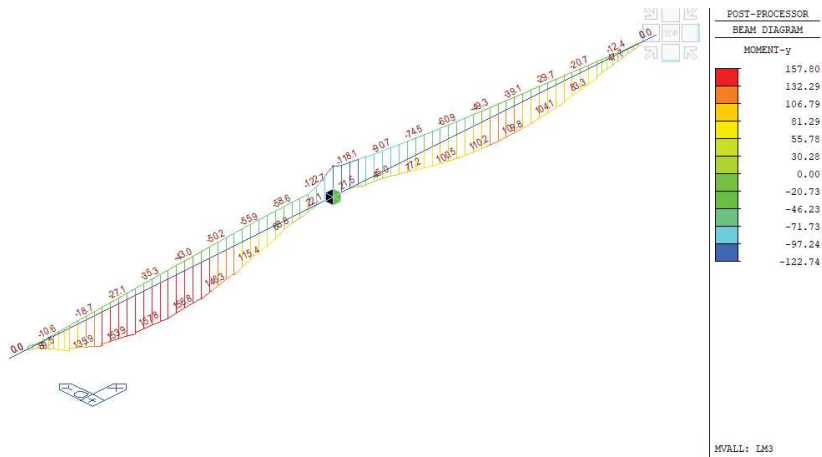
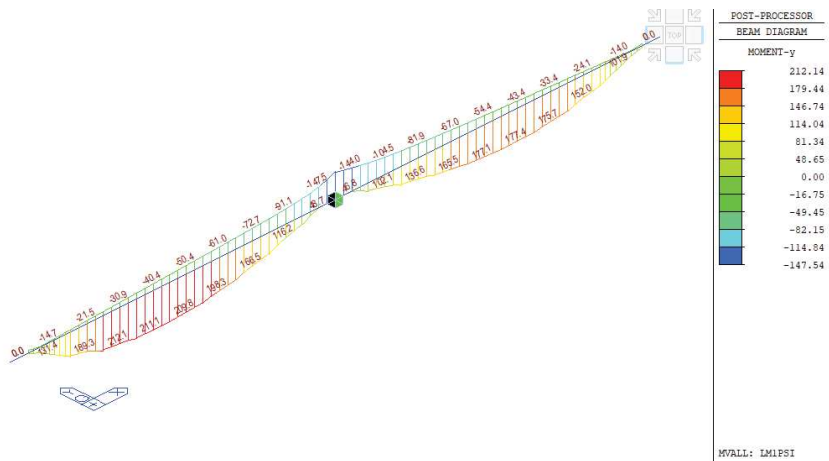
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých reakcí pro uvažovaná zatížení.











3.4.3 Posouzení 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.

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.

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Mezní stav omezení trhlin

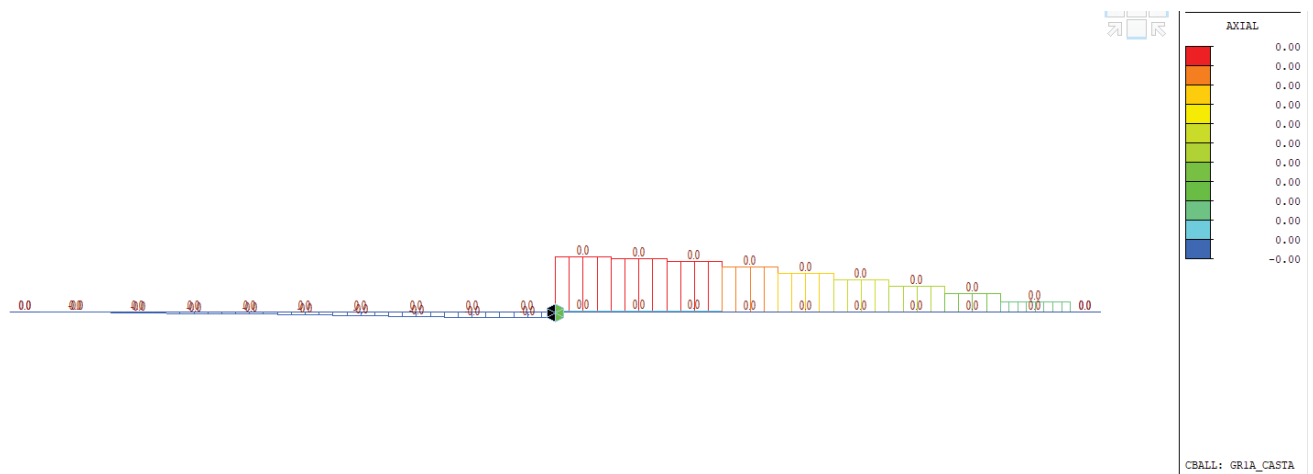
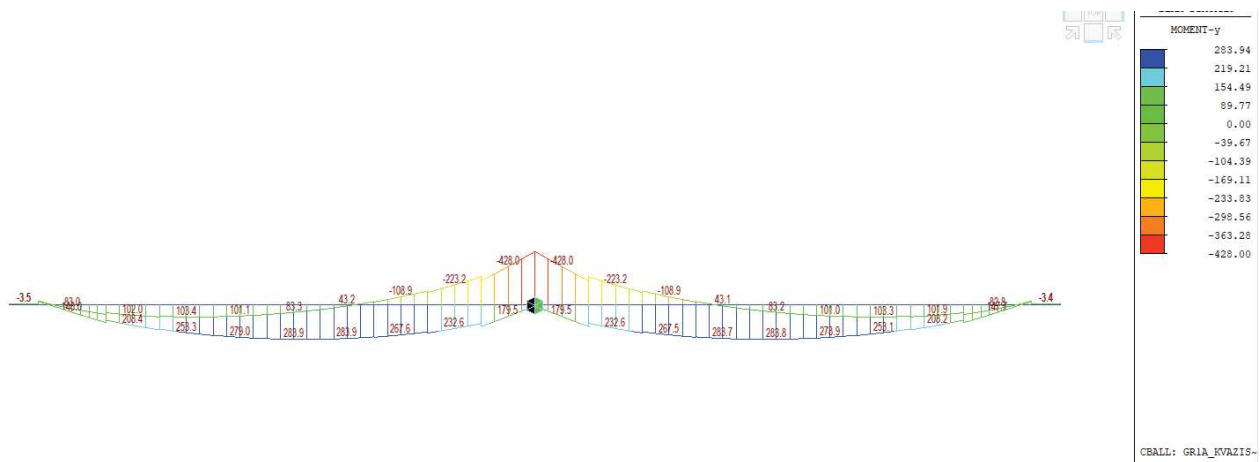
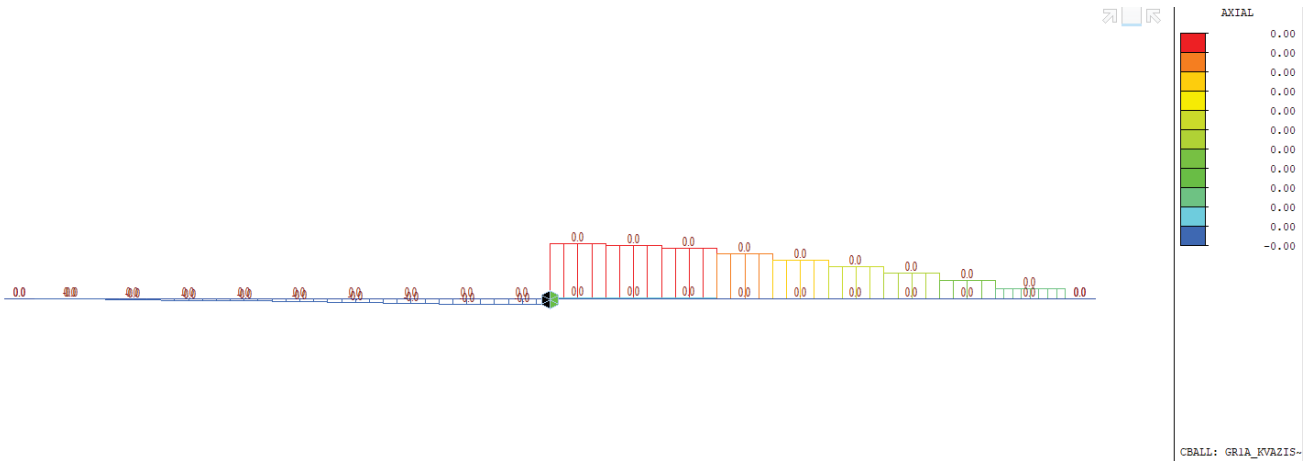
Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení $w_{max}=0.2 \text{ mm}$.

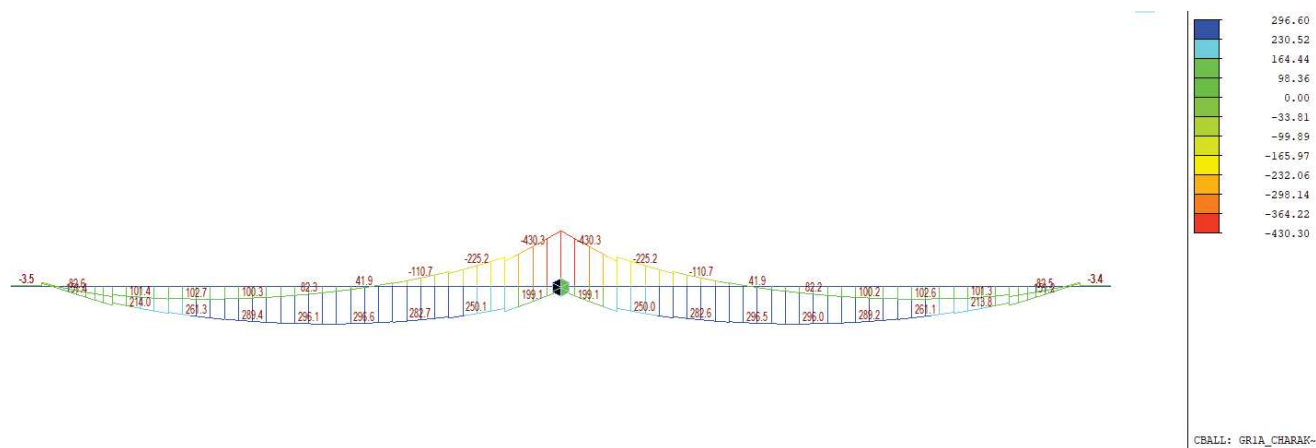
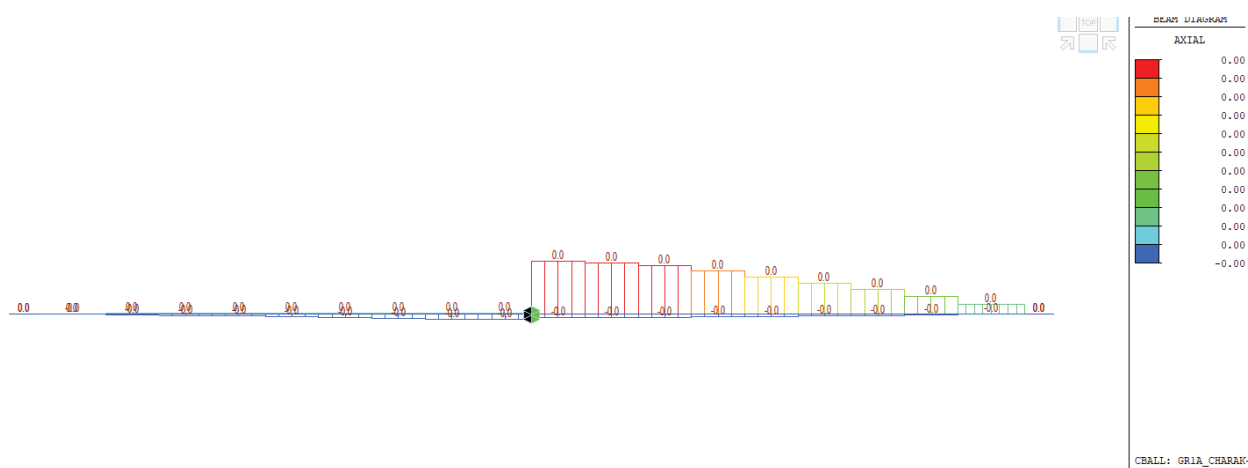
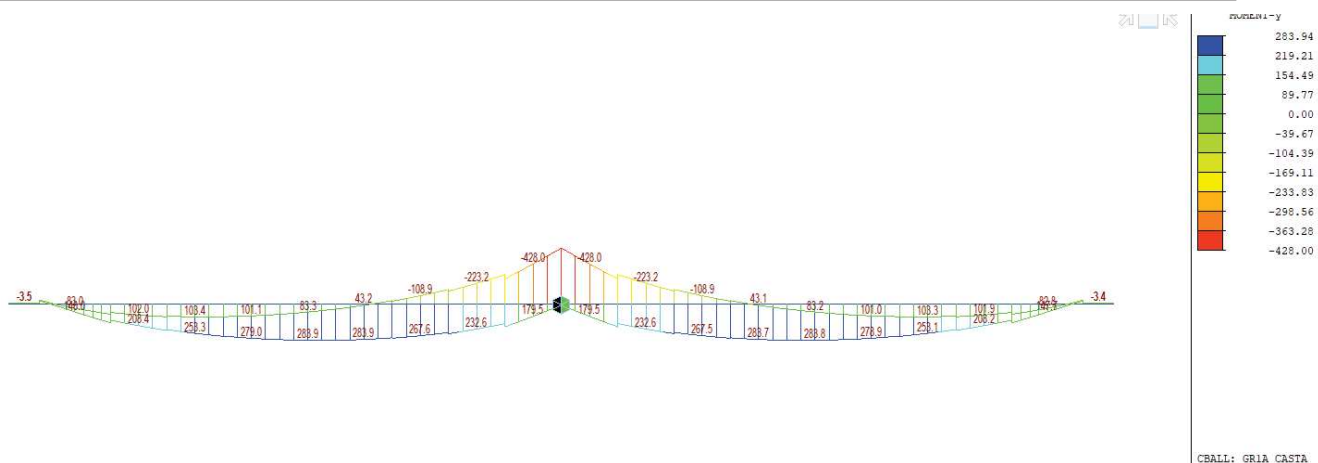
Mezní stav omezení průhybů

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).

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 1 \text{ mm} < \delta_{lim} = 9260/600 = 15 \text{ mm}$$

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.





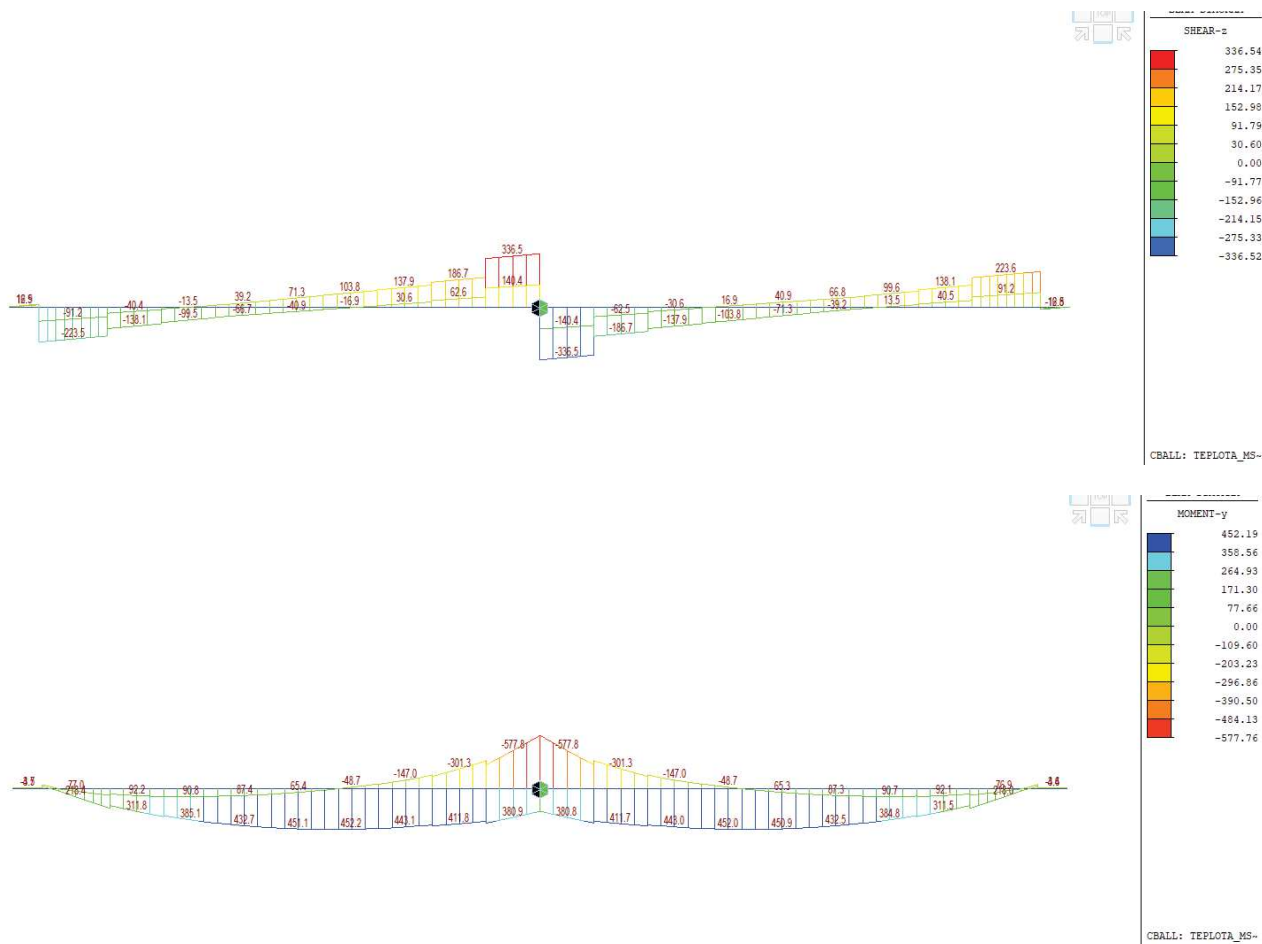
3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

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

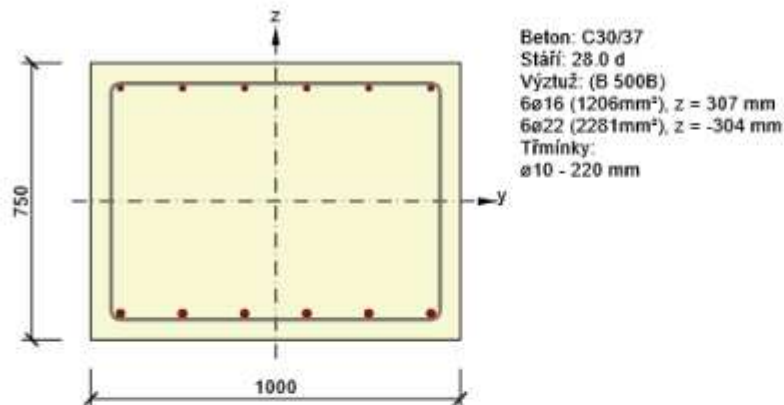
Ohyb a normálová síla

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



Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2_V POLI



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	0.0	19.4	452.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	296.1	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	283.9	0.0

2.1.1.2 Souhrn

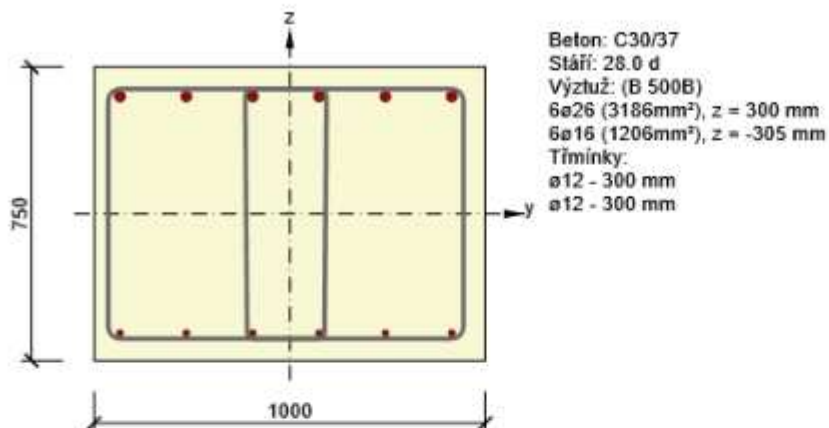


Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	0.0	283.9	0.0			79.1	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	452.0	0.0			66.5	OK
Smyk	0.0			0.0	19.4	0.0	OK
Interakce	0.0	452.0	0.0	0.0	19.4	71.8	OK
Omezení napětí	0.0	283.9	0.0			51.7	OK
Šířka trhliny	0.0	283.9	0.0			79.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1_NAD PODPOROU



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	336.5	0.0	-577.8	0.0
Celkové	Max. cycklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	-494.3	0.0
Celkové	Min. cycklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	-428.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-430.3	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-428.0	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			336.5	0.0	91.0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-577.8	0.0			63.1	OK
Smyk	0.0			336.5	0.0	91.0	OK
Interakce	0.0	-577.8	0.0	336.5	0.0	83.7	OK
Omezení napětí	0.0	-428.0	0.0			70.2	OK
Šířka trhliny	0.0	-428.0	0.0			88.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení závěrné zídky:

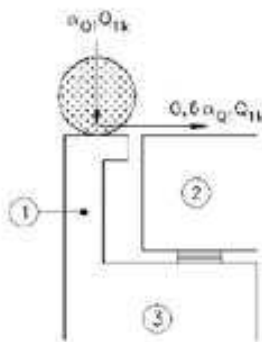
Geometrie:

$h = 1,305 \text{ m}$

$t = 400 \text{ mm}$

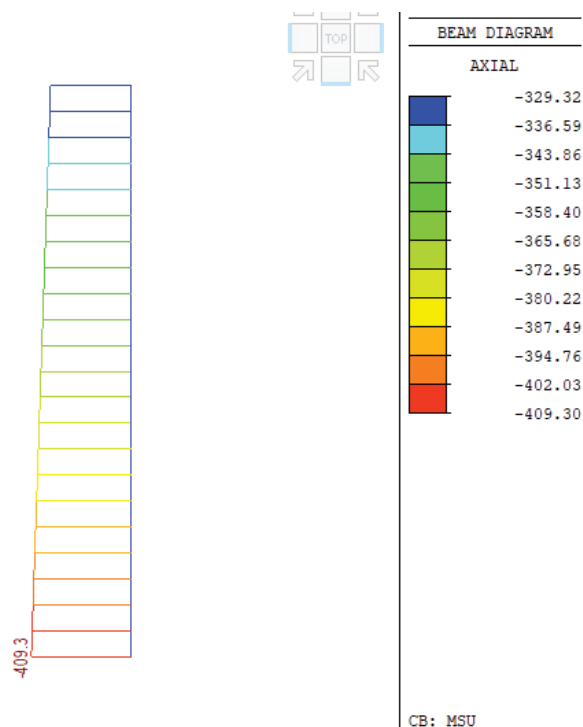
Zatížení od dopravy LM1

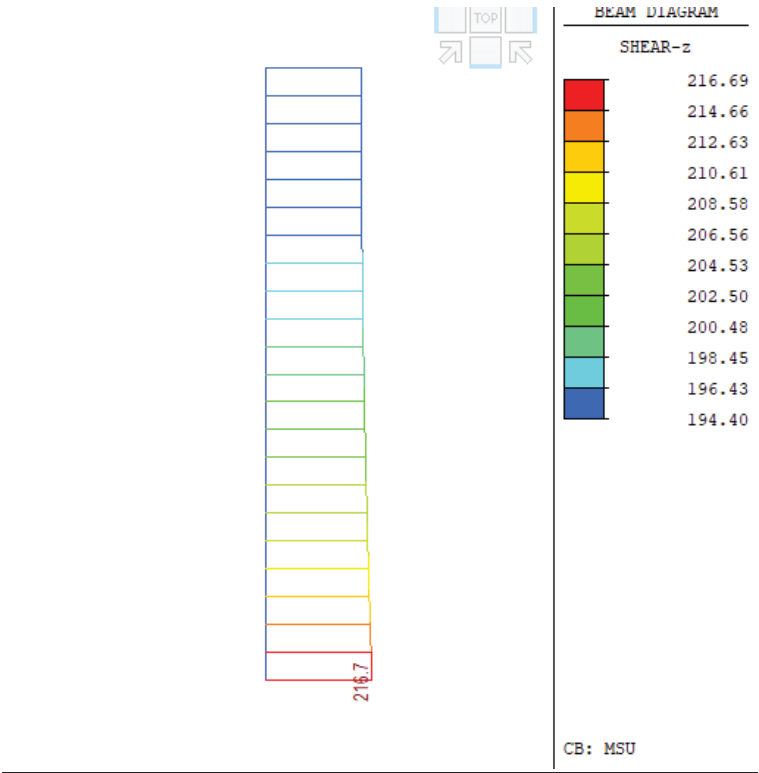
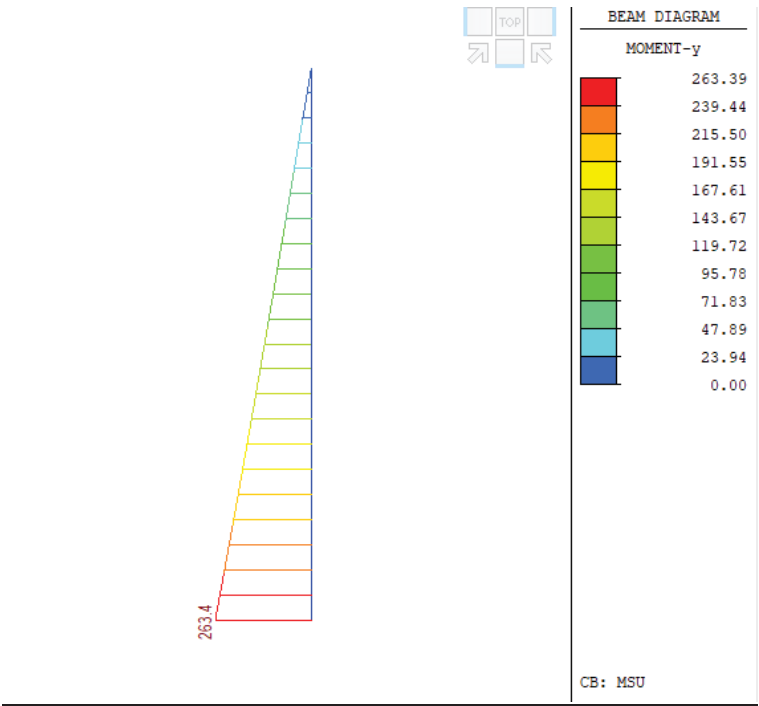
ČSN EN



Legenda

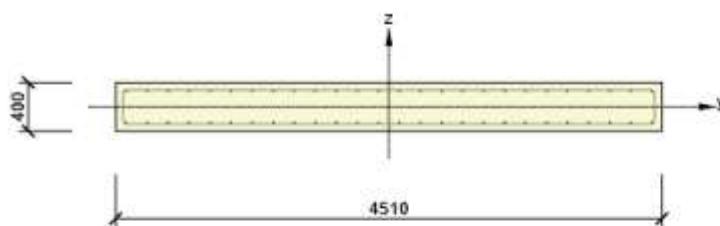
- (1) závěrná zeď
- (2) nosná konstrukce mostu
- (3) opěra





Posouzení

Dimenzační dílec	ZÁVĚRNÁ ZÍDKA
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 26 ϕ 12 (2941mm²), z = 129 mm
 26 ϕ 12 (2941mm²), z = -129 mm
 Třmínky:
 ϕ 10 - 300 mm
 Krytí:
 Horní povrch: 55 mm
 Dolní povrch: 55 mm
 Ostatní povrchy: 55 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-409.3	0.0	216.7	0.0	263.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-409.3	263.4	0.0	216.7	0.0	54.2	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-409.3	263.4	0.0			40.9	OK
Smyk	-409.3			216.7	0.0	29.9	OK
Interakce	-409.3	263.4	0.0	216.7	0.0	54.2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dířku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizzioho

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Parametry zemin**Třída F8, konzistence tuhá**Objemová tíha : $\gamma = 20.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 15.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$ Obj. tíha sat. zeminy : $\gamma_{sat} = 20.50 \text{ kN/m}^3$ **Geometrie**

Průměr = 108.0 mm

Tloušťka stěny = 16.0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 7.00 \text{ m}$ Délka kořene $l_k = 14.00 \text{ m}$ Průměr kořene $d_r = 0.22 \text{ m}$ Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0.00^\circ$ Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 1.00 \text{ m}$ **Materiál konstrukce:****Cementová směs**

Normová pevnost v tlaku = 20.00 MPa

Modul pružnosti $E_b = 29000.00 \text{ MPa}$ **Ocel**

Normová pevnost oceli = 210.00 MPa

Modul pružnosti $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$ **Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F8, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Síla nová změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO	Síla č. 1	483.84	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10.00 \text{ MN/m}^3$ Spočtený počet půlvln $n = 4.43$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 2.21 \text{ m}$ Kritická normálová síla $N_{crd} = 2231.58 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 483.84 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5.25E+03 \text{ mm}^2$ Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5.27E+06 \text{ mm}^4$ Štíhlost prutu $\lambda = 69.834$ Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.873$ Napětí v oceli $= 109.61 \text{ MPa}$ Výpočtová pevnost oceli $= 140.00 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.83$ Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 100.00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 803.12 \text{ kN}$ Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 535.41 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 483.84 \text{ kN}$

Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE

3.4.5 Mostní závěry a posuny ložisek

Smršťování pro ložiska pro interval 21 dní – 100 let.

$$\varepsilon_{sh} = -0,292 \text{ mm/m}$$

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

$$\varepsilon_{sh} = -0,292 \text{ mm/m}$$

Ochlazení

$$\Delta T_{N,con}^* = \Delta T_{N,con} + -20^\circ = -54,0^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = -0,54 \text{ mm/m}$$

Oteplení

$$\Delta T_{N,exp}^* = \Delta T_{N,exp} + 20^\circ = +47,5^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,475 \text{ mm/m}$$

Celkové zkrácení pro ložiska na opěře 1

$$\varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,292 * 1,6 + -0,54 = 1,01 \text{ mm/m} * 9,26 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro ložiska na opěře 1

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,475 \text{ mm/m} * 9,26 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Celkový posun (pole 1) je 15 mm.

Celkové zkrácení pro mostní závěr na opěře 1

$$\varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,292 * 1,6 + -0,54 = 1,01 \text{ mm/m} * 9,82 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro mostní závěr na opěře 1

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,475 \text{ mm/m} * 9,82 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Celkový posun (pole 1) je 15 mm.

Celkové zkrácení pro ložiska na opěře 3

$$\varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,292 * 1,6 + -0,54 = 1,01 \text{ mm/m} * 9,26 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro ložiska na opěře 3

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,475 \text{ mm/m} * 9,26 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Celkový posun (pole 2) je 15 mm.



Celkové zkrácení pro mostní závěr na opěře 3

$$\varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,292 * 1,6 + -0,54 = 1,01 \text{ mm/m} * 9,82 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro mostní závěr na opěře 3

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,475 \text{ mm/m} * 9,82 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Celkový posun (pole 2) je 15 mm.

4 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 budou dimenzovány podružnější části konstrukce.

V Liberci 11/2018

Ing. Libor Vykoukal