

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

Chebská 282, 356 04 Sokolov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 219 7-3****STAVBA****MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 219 7-3
ZLATÝ KOPEC**

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.cze-mail: info@sawconsulting.cz**VYPRACOVAL**

ING. IGOR BÁLIK

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

ING. EVA DRAGOUNOVÁ

TECHNICKÁ KONTROLA

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

INVESTOR**ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO****DATUM****STUPEŇ****MĚŘÍTKO****Č. PŘÍLOHY****8****KSÚS KK****2017-056****01/2018****DSP/PDPS****PARÉ****PŘÍLOHA****STATICKÝ VÝPOČET**



Obsah

1 Identifikační údaje	3
2 Základní údaje o mostu.....	3
2.1 Technický popis konstrukce	4
2.2 Výpočetní model.....	4
2.3 Výpočetní pomůcky	4
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	4
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	5
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	6
3.1 Půdorys.....	6
3.2 Podélný řez.....	7
3.3 Příčný řez.....	8
4 Výpočet.....	9
4.1 Konstrukce.....	9
4.1.1 Schéma konstrukce	9
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby	9
4.2 Materiály	9
4.2.1 Beton	9
4.2.2 Betonářská výztuž	10
4.3 Zatížení.....	10
4.3.1 Zatížení stálé	10
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	10
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	10
<u>Zemní tlak</u>	10
4.3.2 Pokles podpěr.....	10
4.3.3 Zatížení proměnné	11
<u>Zatížení dopravou</u>	11
Model zatížení 1 (LM1)	11
Model zatížení 2 (LM2)	11
Model zatížení 3 (LM3)	12
Brzdné a rozjezdové síly.....	12
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	12
4.3.4 Kombinace zatížení	13
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	13
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	13
4.4 Nosná konstrukce.....	14
4.4.1 Postup výstavby.....	14
4.4.2 Vnitřní síly	15
4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti.....	22
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	22
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	22
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	22
4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	26
<u>Ohyb a normálová síla</u>	26



4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce	29
4.4.6 Návrh a posouzení založení	32
<u>Základ rámu</u>	32
5 Závěr	36
6 Schéma výztuže	37



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev. č. 219 7-3 Zlatý Kopec
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev. č. 219 7-3
Kraj	CZ041 Karlovarský
Obec	506486 Boží Dar (okres Karlovy Vary)
Katastrální území	608874 Ryžovna (okres Karlovy Vary)
Investor	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 III/219 7
Pozemní komunikace	III/219 7
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby – DSP/PDPS

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	–
odstavec c)	přes vodoteč
odstavec d)	o 1 poli
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)	rámový
odstavec o)	otevřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou



<i>Charakteristika objektu</i>	Most na silnici III/219 7, jednopolevý, s horní mostovkou, šikmý, trvalý, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	2,01 m, kolmá 2 m
<i>Délka mostu</i>	1,10 m,
<i>Délka nosné konstrukce</i>	3,42 m, kolmá 3,4 m
<i>Rozpětí</i>	kolmé 2,95 m
<i>Šikmost mostu</i>	levá
<i>Volná šířka mostu</i>	kolmá 5 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka mostu</i>	kolmá 6,6 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	3,165 m v ose mostu
<i>Stavební výška</i>	0,445 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	18,90 m ²
<i>Důležitá upozornění</i>	-

2.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám na jedno pole s rozpětím 3,0 m. Most je šikmý s šikmostí 84°. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,29-0,35 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,45 m. Založení rámu je plošné na šterkopískovém polštáři.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

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.

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

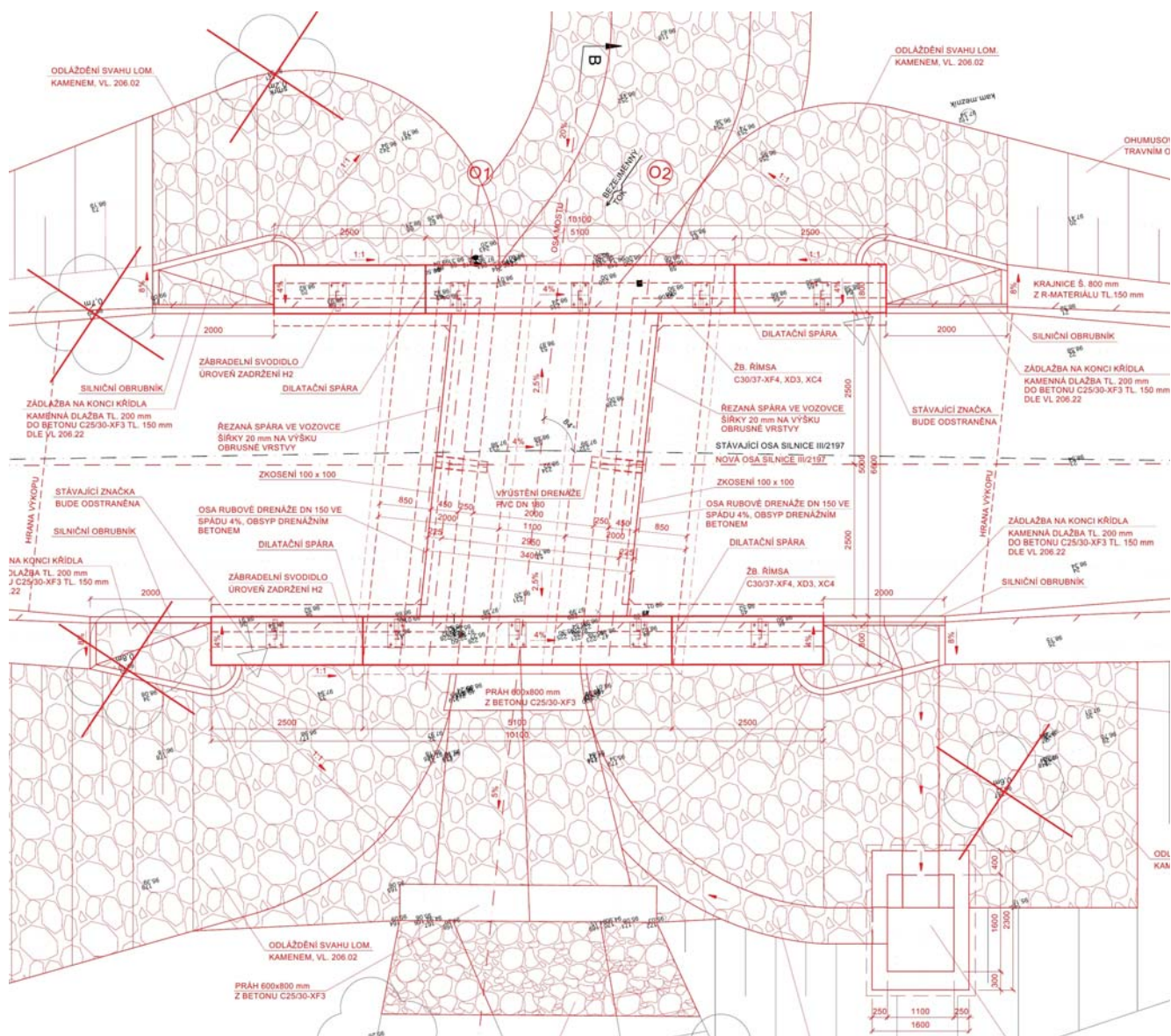
Ing. Igor Bálik

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

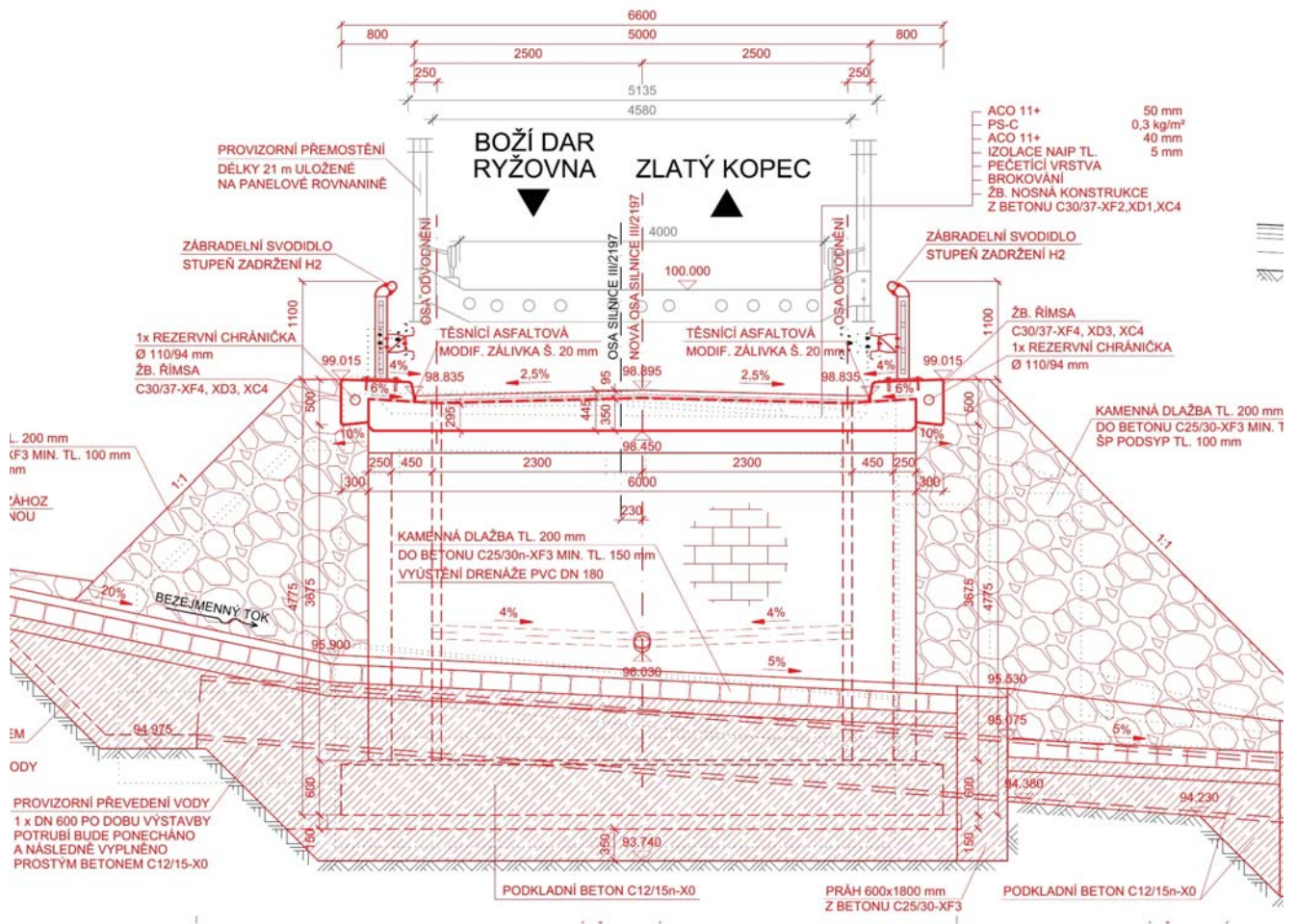
.....
Ing. Igor Bálik

V Ústí nad Labem, květen 2018

3.1 Pūdorys



3.3 Příčný řez

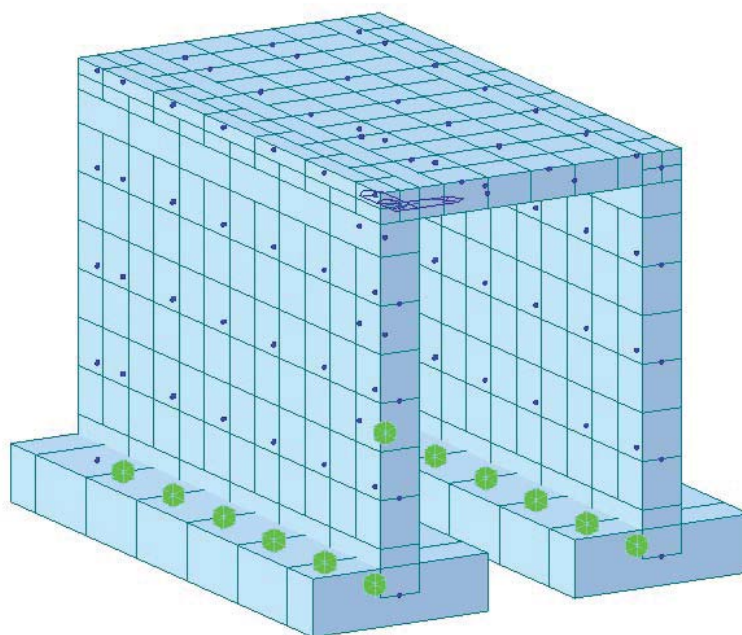


4 Výpočet

4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model i se založením mostu. Konstrukce je v podélném směru rozdělena na 6 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 0,5 m.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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

4.2 Materiály

4.2.1 Beton

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 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 obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m³.

Ostatní stálé zatížení

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

- | | |
|--------------------------------|---|
| • pravá železobetonová římsa | $0,25 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 6,25 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 95 mm | $0,095 \text{ m} \cdot 5,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^{-3} = 11,9 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • levá železobetonová římsa | $0,25 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 6,25 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • 2 x zábradelní svodidlo | $2 \cdot 2,0 \text{ kNm}^{-1} = 4 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $28,4 \text{ kNm}^{-1}$ |

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0,5$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot k_0 \cdot \gamma = 5 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_2 = 4,5 \cdot k_0 \cdot \gamma = 45 \text{ kNm}^{-3}$$

4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 1 mm.

4.3.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 5,0$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 2,5$ m, zbývající plocha šířky 0,0 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

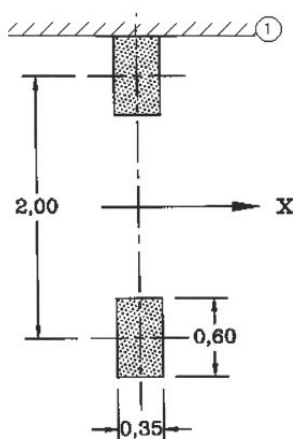
Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

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

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

Model zatížení 2 (LM2)

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



Obrázek 4.3 – Model zatížení 2

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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 3,0 = 368 \text{ kN}$$

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:

$$T_{\max} = 39^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -33^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 40,5^{\circ}\text{C}, T_{e,\min} = -25^{\circ}\text{C}.$$

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

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -25 - 10 = -35^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40,5 - 10 = +30,5^{\circ}\text{C}$$

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

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$11,1^{\circ}\text{C} - 0,32 \text{ m}$$

$$3,4^{\circ}\text{C} - 0,224 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,124 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,096 \text{ m}$$

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

Ochlazení (měřeno zdola)



-3,7°C – 0,32 m

-1,1°C – 0,26 m

0,0°C – 0,18 m

0,0°C – 0,14 m

-0,8°C – 0,064 m

-2,7°C – 0,0 m

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

4.3.4 Kombinace zatíženíMezní 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 základů
14 dní	betonáž svislých stěn
28 dní	betonáž nosné konstrukce
60 dní	zhotovení mostního svršku
90 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 0,32 / 2,64 = 242 \text{ mm}$$

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

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

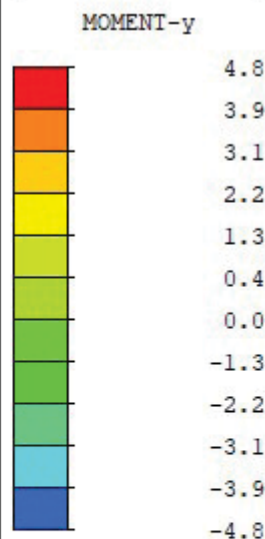
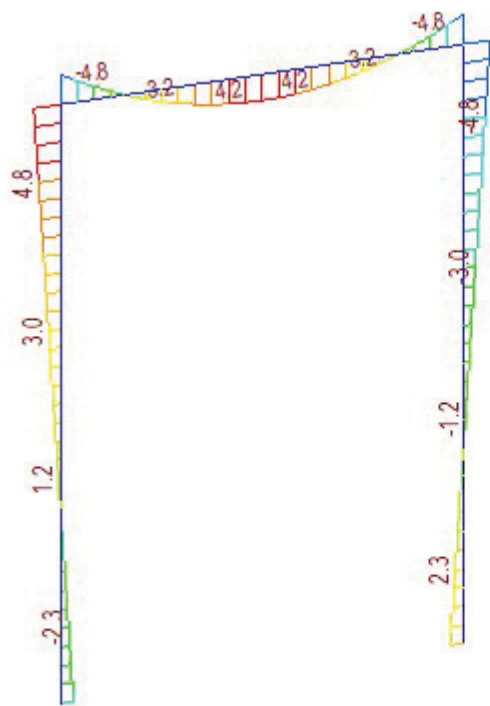
$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 2.462$$

$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \epsilon_{sh} = 0.000302$$

4.4.2 Vnitřní síly

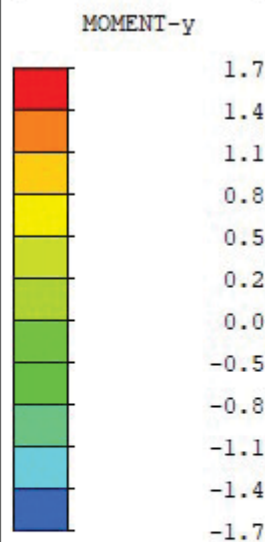
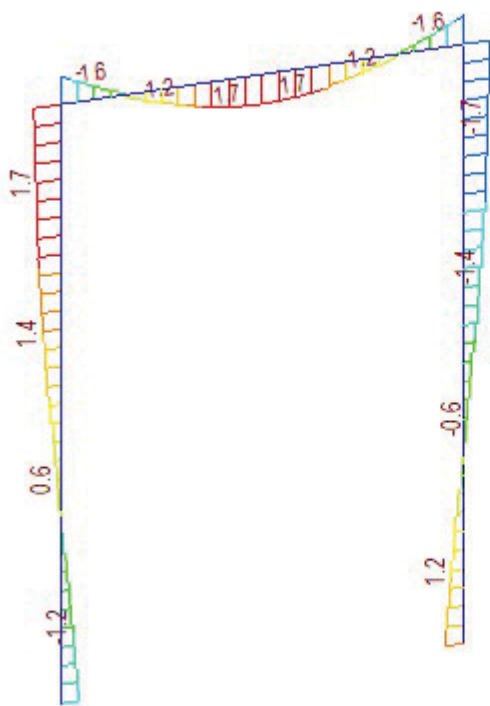
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.



ST: VL_TIHA

MAX : 34

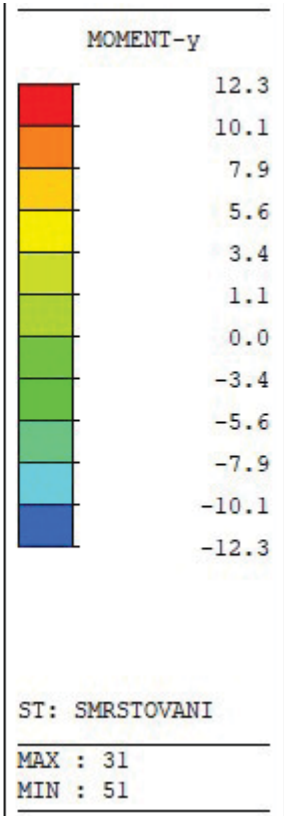
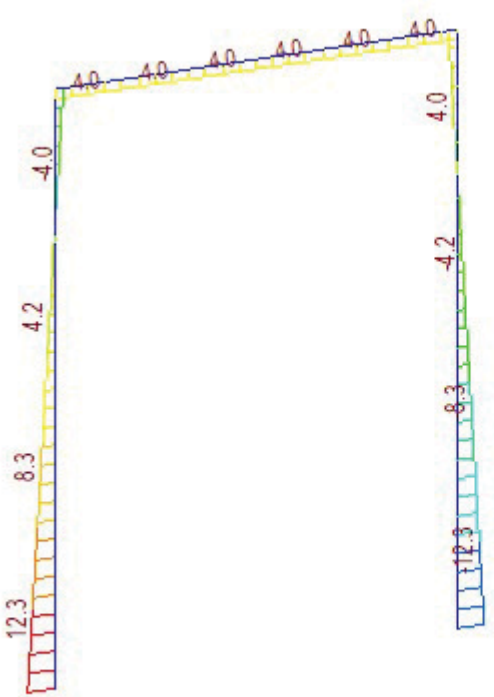
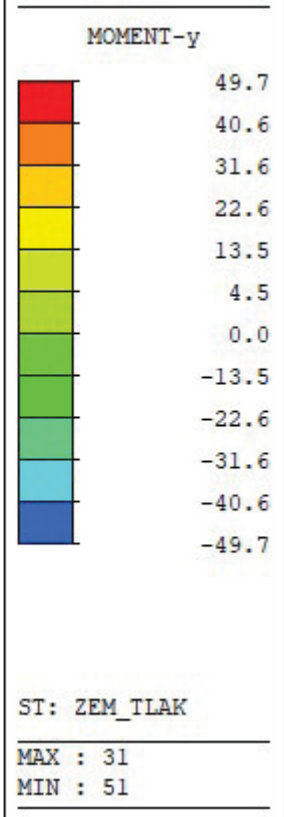
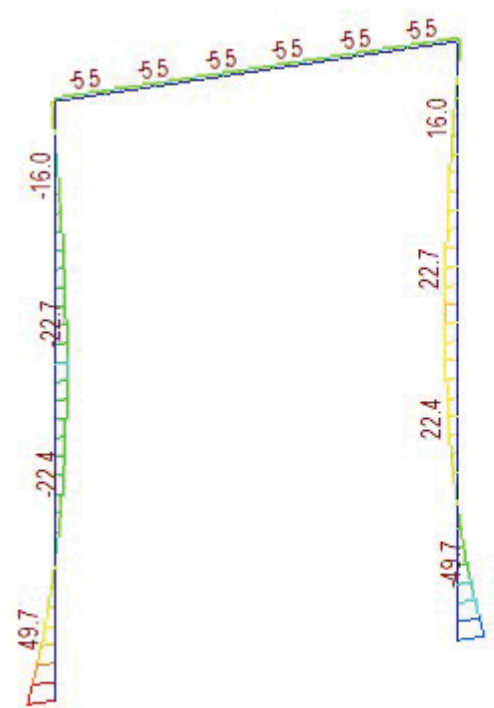
MIN : 54

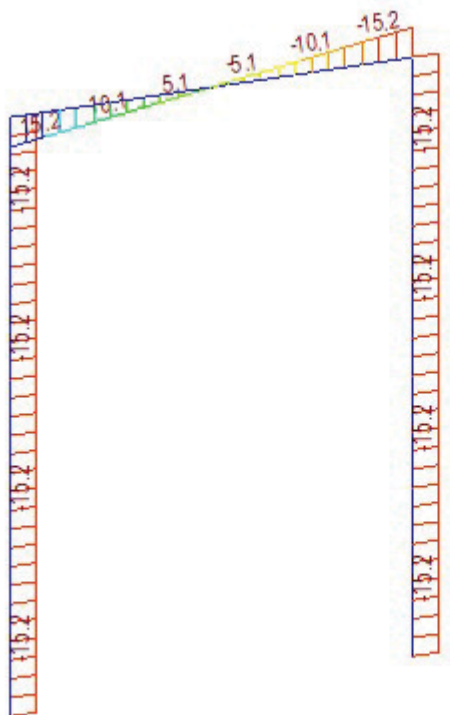


ST: OST_STALE

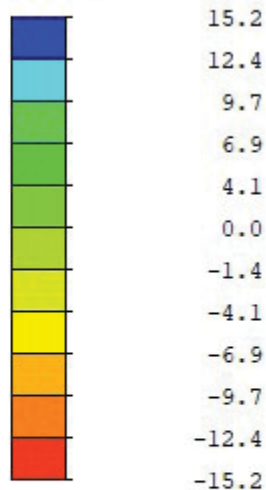
MAX : 34

MIN : 54





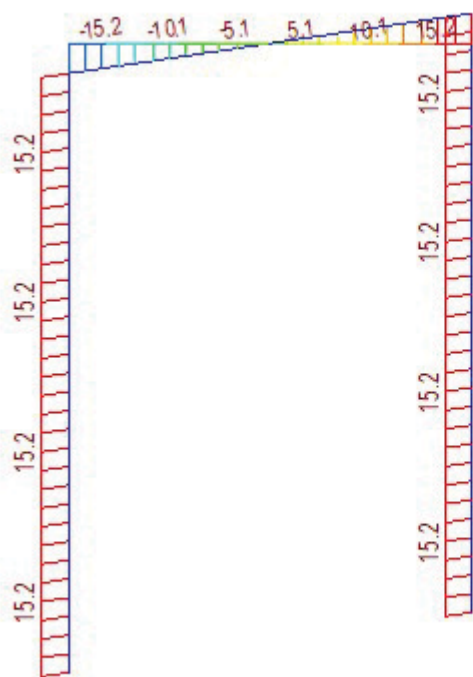
MOMENT-y



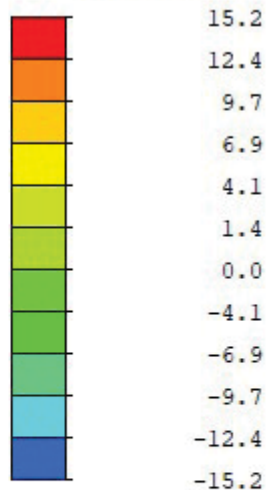
ST: POKLES1_5MM

MAX : 7

MIN : 34



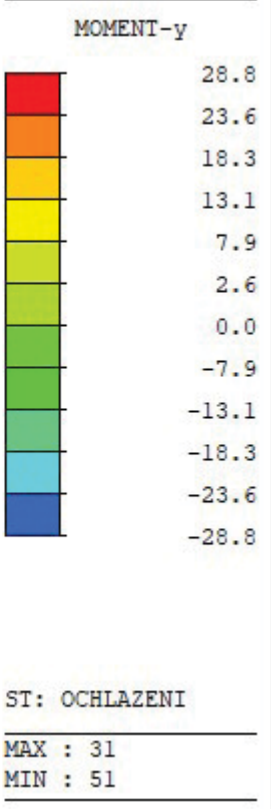
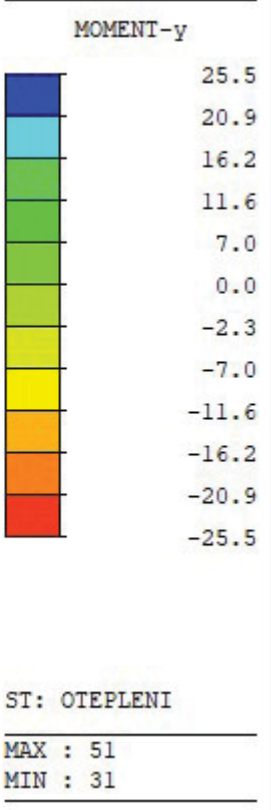
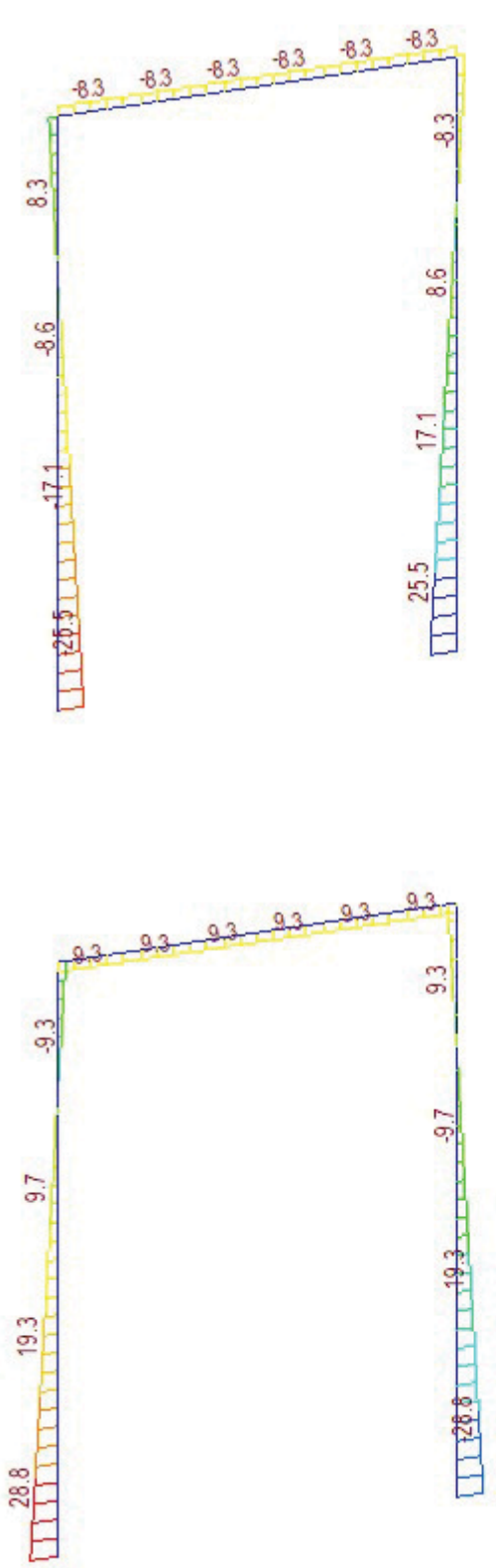
MOMENT-y

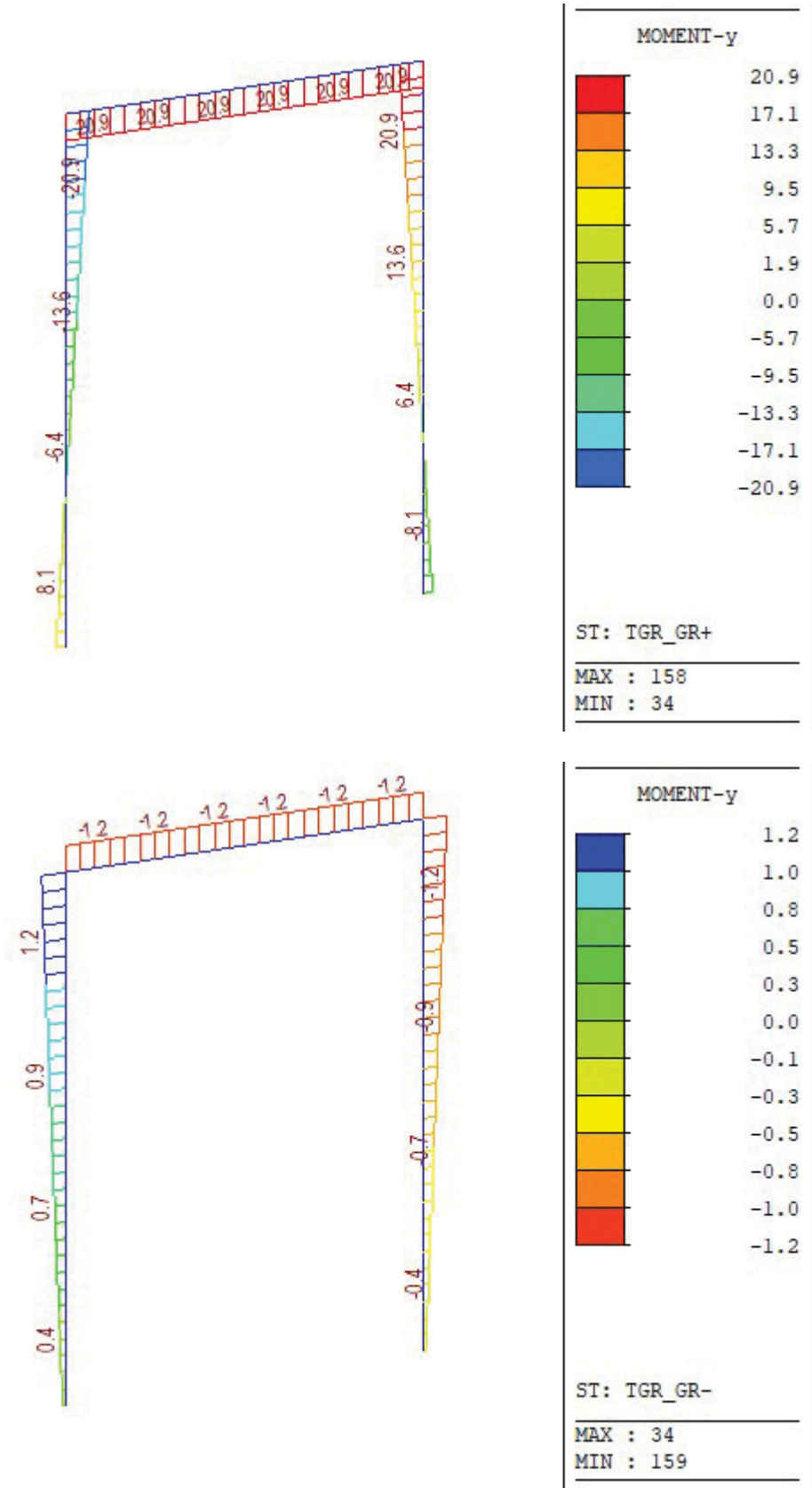


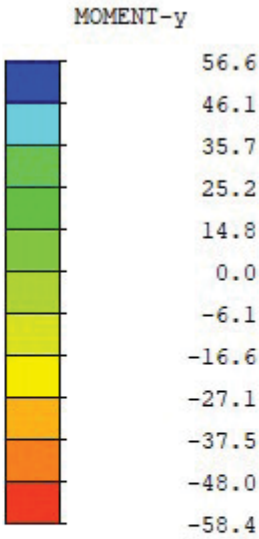
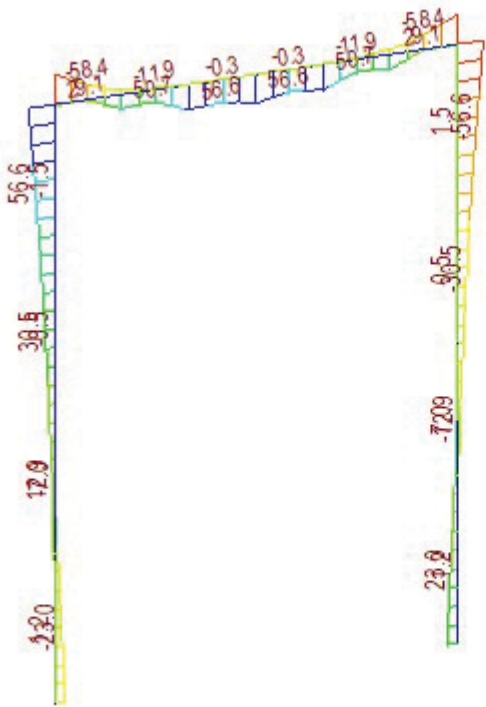
ST: POKLES2_5MM

MAX : 54

MIN : 7



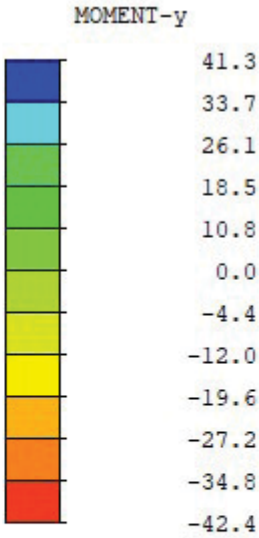
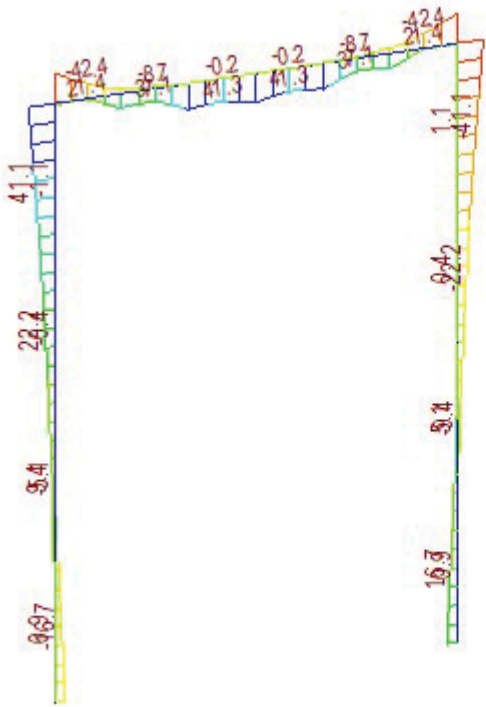




MVALL: LM1

MAX : 34

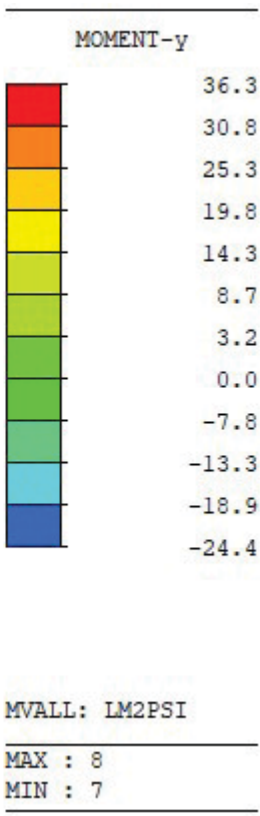
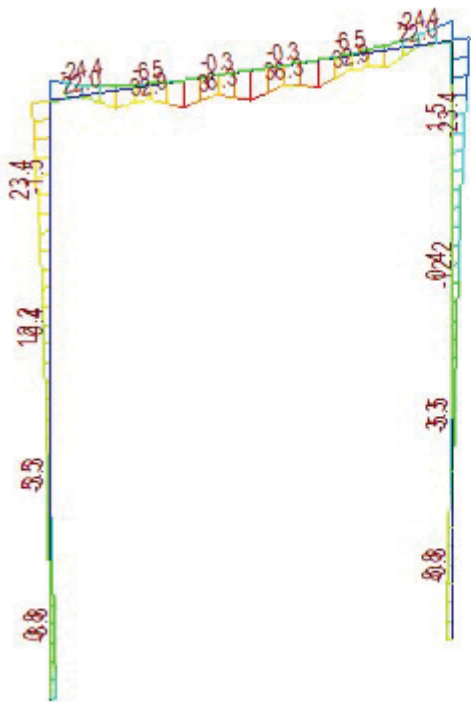
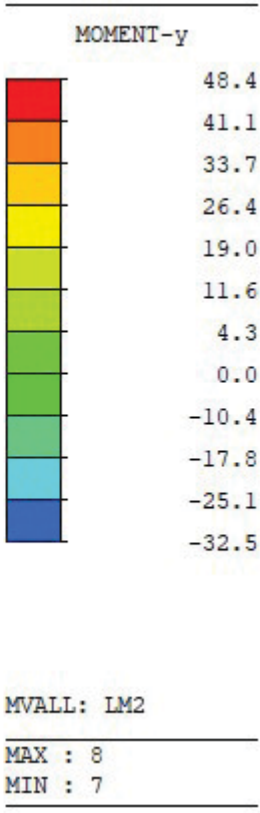
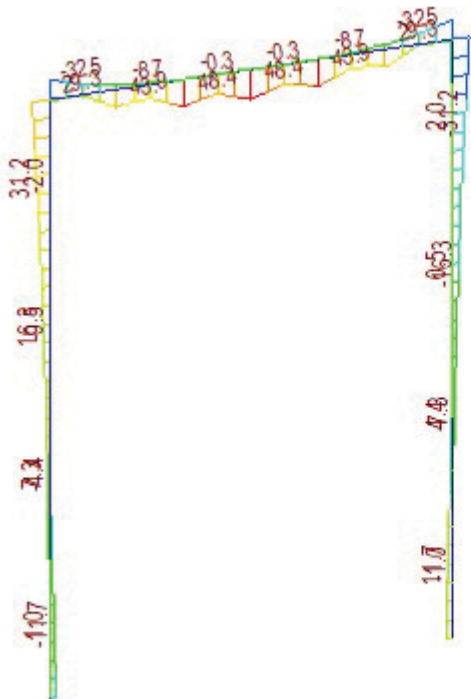
MIN : 7



MVALL: LM1PSI

MAX : 8

MIN : 7



4.4.3 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 kvázi-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 $w_{max}=0.2 \text{ mm}$.

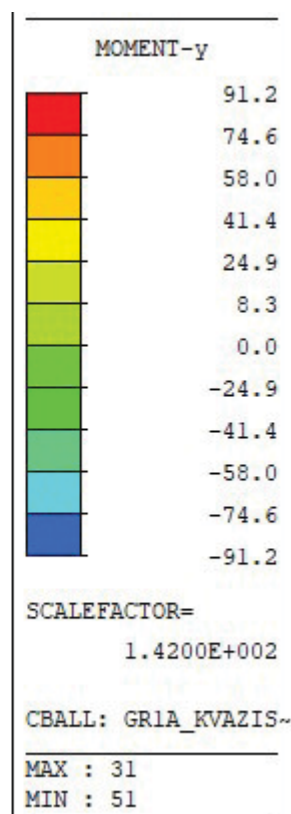
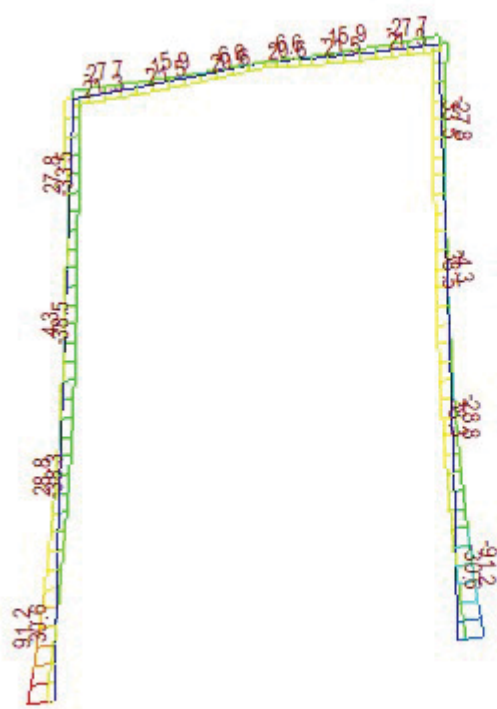
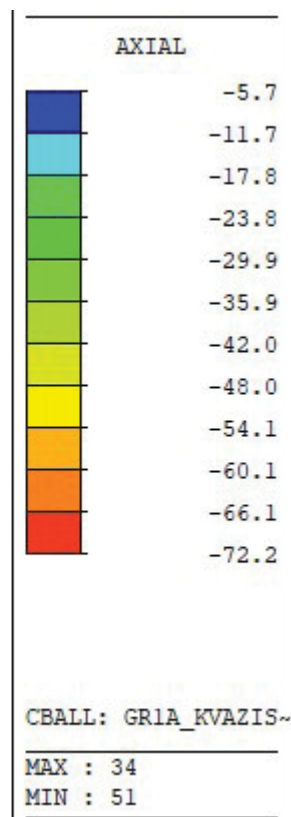
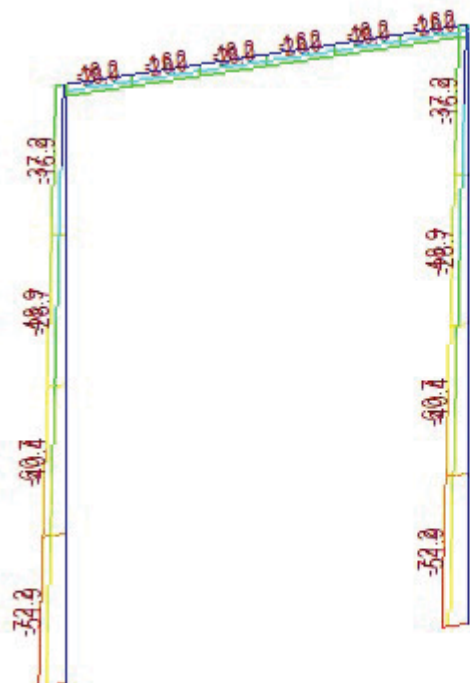
Mezní stav omezení průhybů

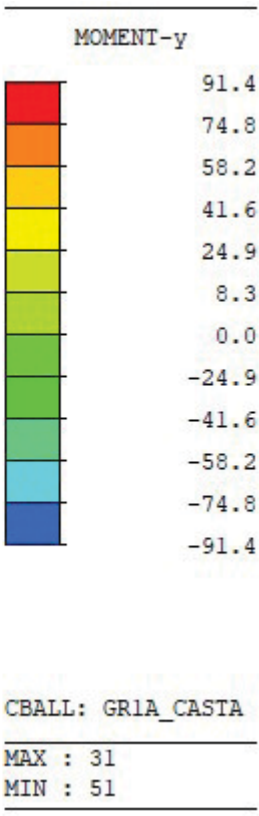
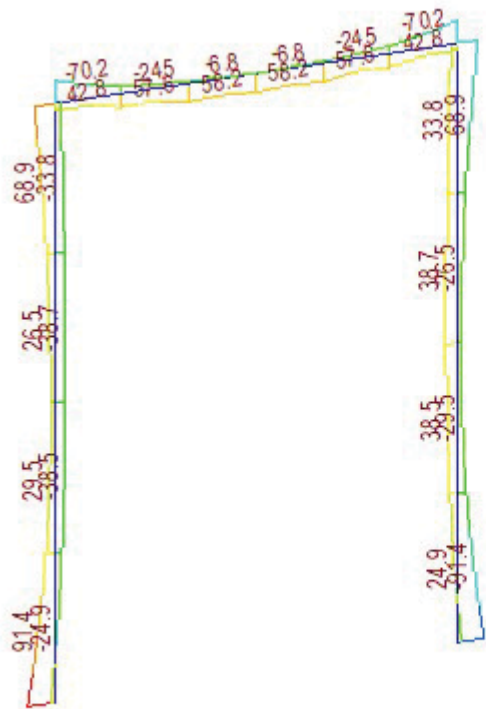
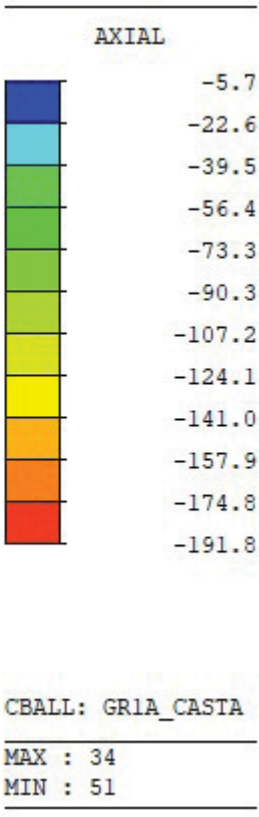
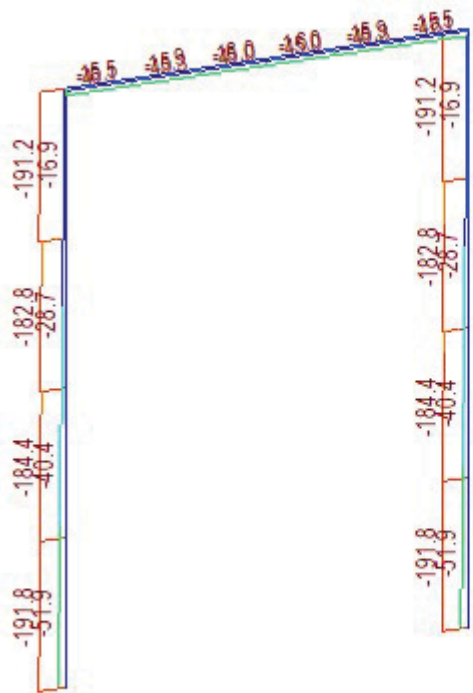
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

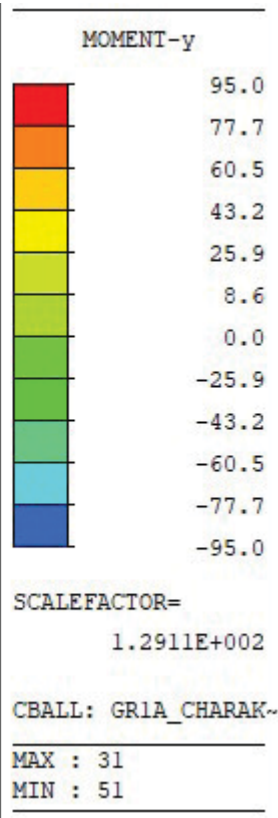
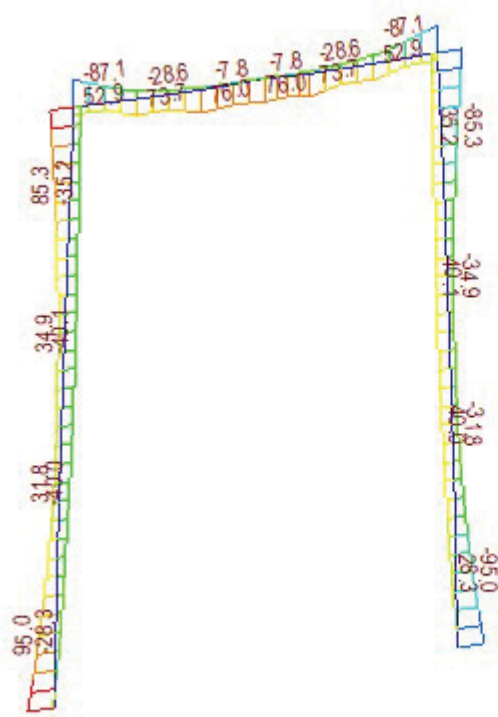
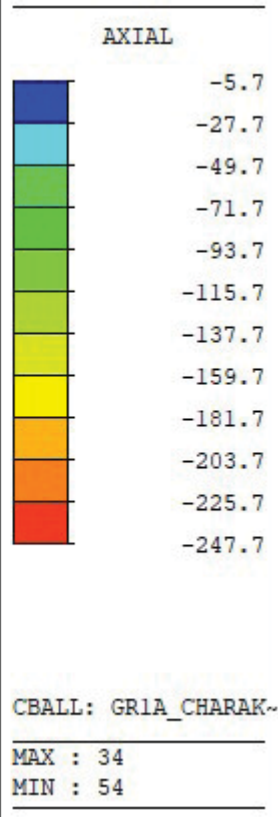
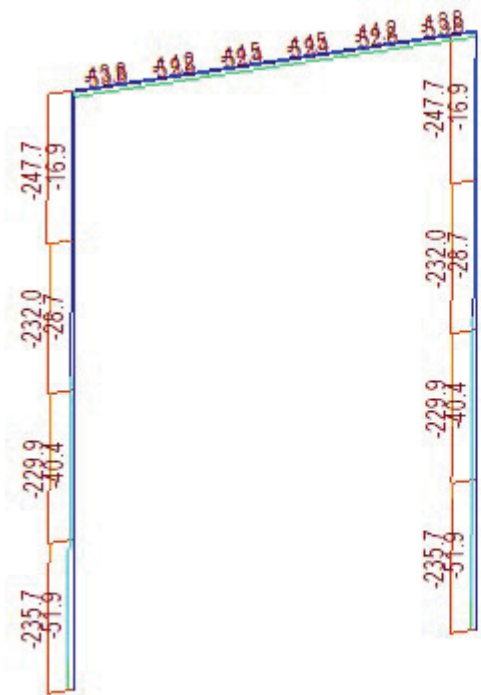
$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 1 \text{ mm} < \delta_{lim} = 3000/600 = 5 \text{ mm}$$

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.

Vnitřní síly od kombinací pro MSP









4.4.4 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.

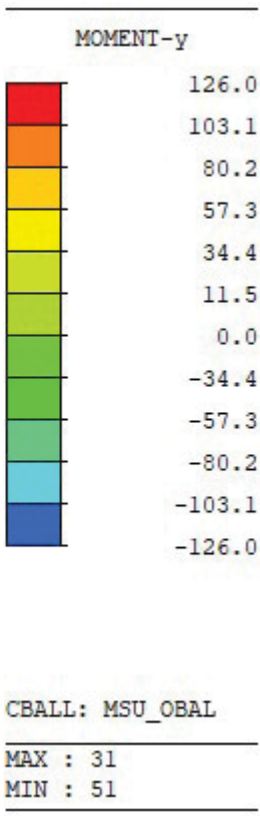
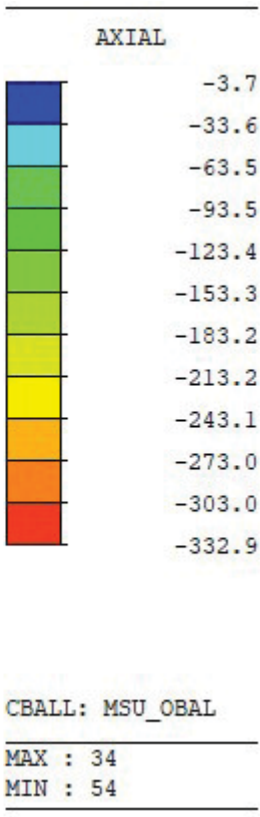
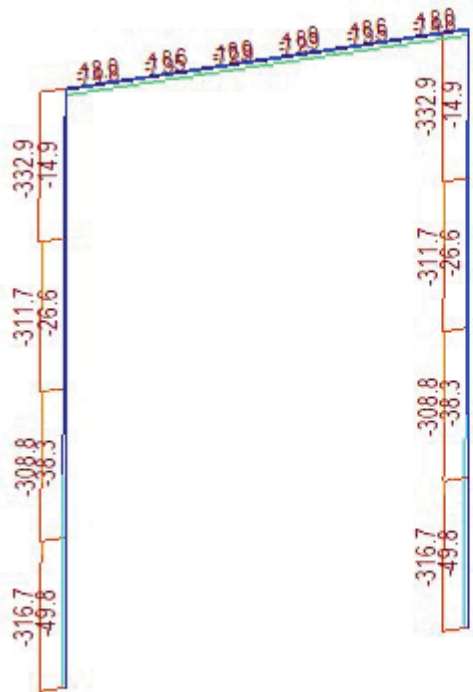
Ohyb a normálová síla

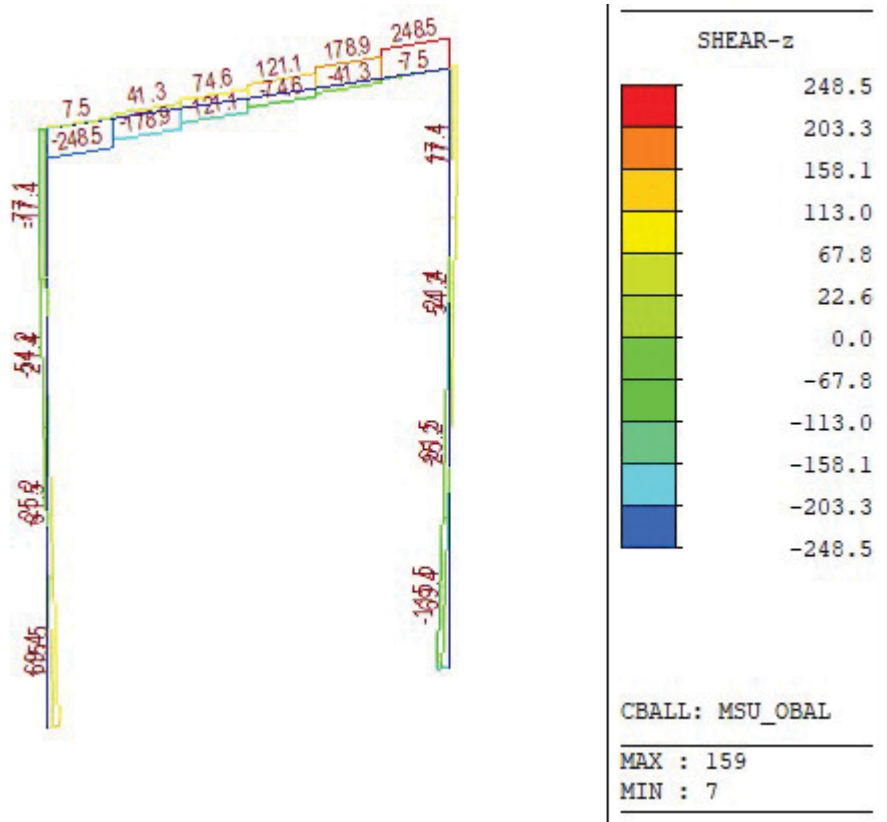
Při stanovení mezního momentu únosnosti předpjatého betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- 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



Vnitřní síly od kombinace MSÚ





4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

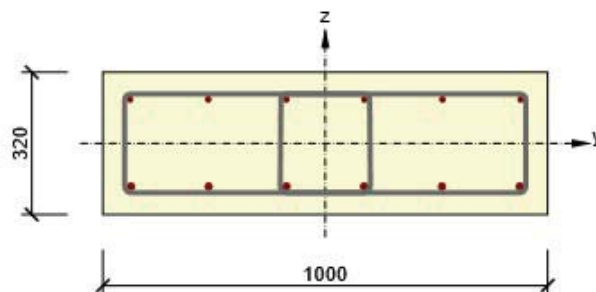
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Rez v poli

1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Rez v poli



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 12 (679mm²), z = 99 mm
 6 ϕ 16 (1206mm²), z = -97 mm
 Třminky:
 ϕ 12 - 300 mm
 ϕ 12 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 55 mm
 Ostatní povrchy: 55 mm
 Horní povrch: 55 mm

1.1.1.1 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	-121.0	0.0	103.4	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	76.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	20.6	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	103.4	0.0	121.0	0.0	100.0	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	103.4	0.0			79.0	OK
Smyk	0.0			121.0	0.0	86.3	OK
Interakce	0.0	103.4	0.0	121.0	0.0	100.0	OK
Omezení napětí	0.0	76.0	0.0			69.4	OK
Šířka trhliny	0.0	20.6	0.0			33.1	OK

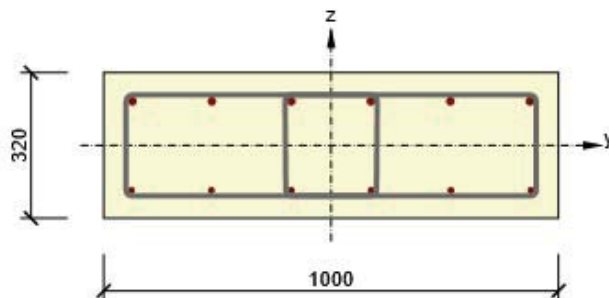
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Ramový roh

1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Ramový roh



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 16 (1206mm²), z = 97 mm
 6 ϕ 12 (679mm²), z = -99 mm
 Třmínky:
 ϕ 12 - 150 mm
 ϕ 12 - 150 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 55 mm
 Ostatní povrchy: 55 mm
 Horní povrch: 55 mm

1.1.1.1 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	-248.0	0.0	-117.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-87.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-28.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	-117.0	0.0	248.0	0.0	100.0	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	-117.0	0.0			89.3	OK
Smyk	0.0			248.0	0.0	89.4	OK
Interakce	0.0	-117.0	0.0	248.0	0.0	100.0	OK
Omezení napětí	0.0	-87.0	0.0			79.5	OK
Šířka trhliny	0.0	-28.0	0.0			45.0	OK

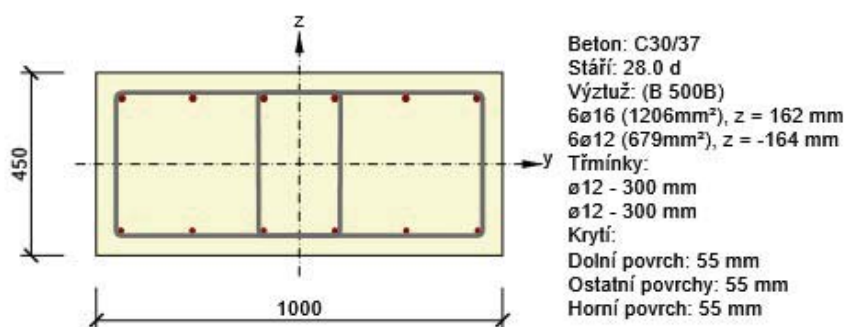
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Vetknutí do základu

1.1.1 Extrém S 3 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknutí do základu



1.1.1.1 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	-50.0	0.0	-116.0	0.0	-126.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-51.0	0.0	0.0	0.0	-95.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-51.0	0.0	0.0	0.0	-91.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-50.0	-126.0	0.0	116.0	0.0	77.1	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	-50.0	-126.0	0.0			58.9	OK
Smyk	-50.0			116.0	0.0	54.5	OK
Interakce	-50.0	-126.0	0.0	116.0	0.0	77.1	OK
Omezení napětí	-51.0	-91.0	0.0			20.1	OK
Šířka trhliny	-51.0	-91.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

4.4.6 Návrh a posouzení založení

Základ rámu

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : standardní postup



Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
Kombinace 1			Kombinace 2		
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)				
Trvalá návrhová situace				
		Kombinace 1		Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\phi_\phi =$	1.00 [-]		1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\phi_c =$	1.00 [-]		1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\phi_{cu} =$	1.00 [-]		1.40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\phi_v =$	1.00 [-]		1.40 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	ϕ [°]
1	Třída F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$		20.00	12.00	21.00	11.00	
2	Třída G1, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$

Objemová tíha : $\gamma = 21.00$ kN/m³

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 20.00$ °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00$ kPa

Modul přetvárnosti : $E_{de} = 13.00$ MPa

f

Poissonovo číslo : $\phi = 0.40$

Statický výpočet

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 t

Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Edometrický modul : $E_{oe} = 355.50 \text{ MPa}$

d
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Založení**Typ základu: excentrická patka**

Hloubka od původního terénu $h = 1.60 \text{ m}$
 z
 Hloubka základové spáry $d = 1.60 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 0.60 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s = 0.00^\circ$
 1
 Sklon základové spáry $s = 0.00^\circ$
 2

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce**Typ základu: excentrická patka**

Délka patky $x = 2.00 \text{ m}$
 Šířka patky $y = 6.60 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.45 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru y $c_y = 6.00 \text{ m}$
 Objem patky $= 7.92 \text{ m}^3$

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $x = 1.08 \text{ m}$

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $y = 3.30 \text{ m}$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_s = 0.50 \text{ m}$
 p
 Hloubka štěrkopískového polštáře $h_s = 0.50 \text{ m}$
 p

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ct} = 2.90 \text{ MPa}$

m
 Modul pružnosti $E_c = 33000.00 \text{ MPa}$

m

Ocel podélná : B500


Statický výpočet

Mez kluzu $f_y = 500.00 \text{ MPa}$
k

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_y = 500.00 \text{ MPa}$
k

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Kvazistala	Užitné	1011.00	0.00	322.00	498.00	0.00
2	ANO		MSU, F_{zmin}	Návrhové	867.00	0.00	532.00	696.00	0.00
3	ANO		MSU, F_{zmax}	Návrhové	2547.00	0.00	532.00	696.00	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Kvazistala	Ano	0.04	0.00	111.64	148.42	75.22	Ano
Kvazistala	Ne	0.04	0.00	111.64	148.42	75.22	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)

Spočtená vlastní tíha patky $G = 198.00 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 210.00 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 2.40 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 6.36 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 148.42 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 111.64 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 134.54 \text{ kN}$



Úhel tření základ-základová spára $\alpha = 38.50^\circ$
Soudržnost základ-základová spára $a = 0.00 \text{ kPa}$
Horizontální únosnost základu $R_d = 1037.52 \text{ kN}$
Extrémní horizontální síla $H = 498.00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu α_1 (vliv hloubky založení).
Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 198.00 \text{ kN}$
Spočtená tíha nadloží $Z = 210.00 \text{ kN}$
Sednutí středu hrany x - 1 $= 0.7 \text{ mm}$
Sednutí středu hrany x - 2 $= 0.7 \text{ mm}$
Sednutí středu hrany y - 1 $= 1.3 \text{ mm}$
Sednutí středu hrany y - 2 $= 1.1 \text{ mm}$
Sednutí středu základu $= 2.2 \text{ mm}$
Sednutí charakterist. bodu $= 1.2 \text{ mm}$
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 99.37 \text{ MPa}$
Základ je ve směru délky tuhý ($k=8.97$)
Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.25$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 2.2 \text{ mm}$
Hloubka deformační zóny $= 3.10 \text{ m}$
Natočení ve směru x $= 0.109$ (\tan^*1000)
Natočení ve směru y $= 0.000$ (\tan^*1000)

5 Závěr

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje.

V Ústí nad Labem 05/2018

Ing. Igor Bálik

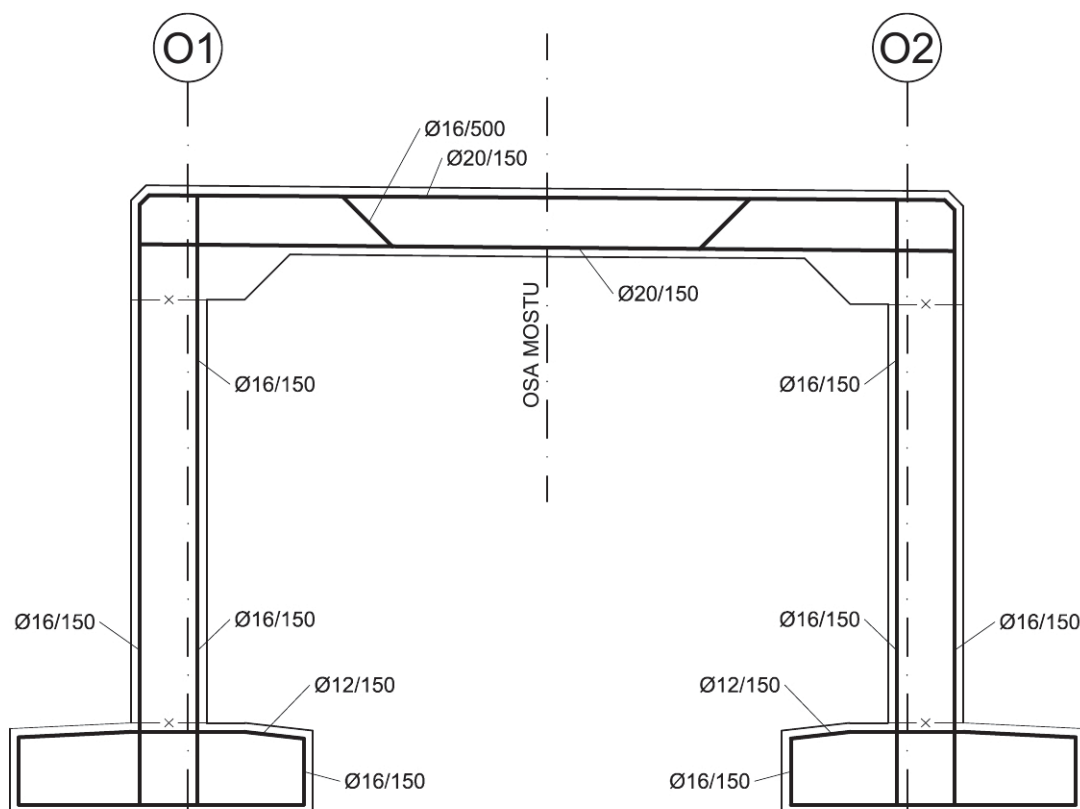
6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

SCHÉMA VÝZTUŽE NOSNÉ KONSTRUKCE ŘEZ M1:50

◀ BOŽÍ DAR

ZLATÝ KOPEC ▶



- ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ - STOKY Ø 12 mm PO 150 mm
- PŘÍČEL Ø 16 mm PO 150 mm
- SPONY Ø 8 mm 9 ks / m2