

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

Chebská 282, 356 01 Sokolov

**SO 201    MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 221 25 - 4 DAMICE****STAVBA****MODERNIZACE MOSTŮ  
V KARLOVARSKÉM KRAJI (7)  
MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 221 25 - 4  
DAMICE**

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

Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem

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

web: [www.sawconsulting.cz](http://www.sawconsulting.cz)e-mail: [info@sawconsulting.cz](mailto:info@sawconsulting.cz)**VYPRACOVAL**

ING. LIBOR VYKOUKAL

**ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT**

JAROSLAV ZAVADIL, DIS.

**TECHNICKÁ KONTROLA**

ING. IGOR BÁLIK

**INVESTOR**

KSUSKK p.o.

**ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO****DATUM****STUPEŇ****MĚŘÍTKO****ČÁST DOKUM.****D.1.3****Č. PŘÍLOHY****8****PŘÍLOHA****STATICKÝ VÝPOČET**



## Obsah

<b>1. Identifikační údaje stavby .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Základní údaje o objektu .....</b>	<b>4</b>
1.1 Technický popis konstrukce .....	5
1.2 Výpočetní model .....	5
1.3 Výpočetní pomůcky .....	5
1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury .....	5
1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu .....	5
1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu .....	5
<b>2 Grafické přílohy statického výpočtu .....</b>	<b>6</b>
2.1 Podélný řez .....	6
2.2 Příčný řez .....	6
<b>3 Výpočet mostu .....</b>	<b>6</b>
3.1 Konstrukce .....	6
3.1.1 Schéma konstrukce .....	6
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby .....	8
3.2 Materiály .....	8
3.2.1 Beton .....	8
3.2.2 Betonářská výztuž .....	8
3.3 Zatížení .....	8
3.3.1 Zatížení stálé .....	8
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u> .....	8
<u>Ostatní stálé zatížení</u> .....	9
<u>Zemní tlak</u> .....	9
3.3.2 Pokles podpěr .....	9
3.3.3 Zatížení proměnné .....	9
<u>Zatížení dopravou</u> .....	9
Model zatížení 1 (LM1) .....	9
Model zatížení 2 (LM2) .....	10
Model zatížení 3 (LM3) .....	10
Brzdné a rozjezdové síly .....	10
<u>Zemní tlak</u> .....	10
Klimatická zatížení – zatížení teplotou .....	11
3.3.4 Kombinace zatížení .....	12
<u>Mezní stavy únosnosti</u> .....	12
<u>Mezní stavy použitelnosti</u> .....	12
3.4 Nosná konstrukce .....	14
3.4.1 Postup výstavby .....	14
3.4.2 Vnitřní síly .....	16
<u>Mezní stav omezení napětí</u> .....	21
<u>Mezní stav omezení trhlin</u> .....	21
3.4.3 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti .....	23
<u>Ohyb a normálová síla</u> .....	23
3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce .....	24
3.4.5 Návrh a posouzení založení .....	27
<b>4 Závěr .....</b>	<b>32</b>



## 1. Identifikační údaje stavby

<b>Stavba</b>	<b>Modernizace mostů v Karlovarském kraji (7)</b>
<b>Objekt číslo</b>	<b>SO 201</b>
<b>Název objektu</b>	<b>Modernizace mostu ev. č. 221 25 - 4 Damice</b>
<b>Kraj</b>	CZ 041 Karlovarský kraj
<b>Obec</b>	Damice je vesnice, část obce Krásný Les (okres Karlovy Vary).
<b>Katastrální území</b>	673901 Damice (okres Karlovy Vary)
<b>Investor</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 01 Sokolov
<b>Uvažovaný správce objektu</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 01 Sokolov
<b>Projektant objektu</b>	<b>S.A.W. Consulting s r. o.</b> středisko Ústí nad Labem Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191
<b>Druh převáděné komunikace</b>	Silnice III/22125
<b>Kategorie komunikace</b>	není určena
<b>Staničení komunikace</b>	-
<b>Druh přemostované překážky</b>	Plavenský potok
<b>Úhel křížení</b>	30,8°
<b>Požadovaný průjezdný profil</b>	-

## 2. Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, kap. 4:

kap. 4.1	<b>most</b> na pozemní komunikaci
kap. 4.2	přes vodoteč
kap. 4.3	o jednom otvoru, poli
kap. 4.4	s mostovkou v jedné úrovni (jednopodlažní)
kap. 4.5	s horní mostovkou
kap. 4.6	bez přesypávky
kap. 4.7	nepohyblivý
kap. 4.8	trvalý
kap. 4.9	-
kap. 4.10	v přímé
kap. 4.11	šikmý pravý
kap. 4.12	betonový
kap. 4.13	s ohybově tuhou konstrukcí
kap. 4.14	deskový
kap. 4.15	s neomezenou volnou výškou
kap. 4.16	otevřeně uspořádaný

### *Charakteristika mostu*

Silniční most na silnici III/22125 v obci Damice

Most je trvalý, šikmý, v přímé, s normovou zatížitelností.

### *Délka přemostění*

Kolmá 5 m, 8,12 m šikmá

### *Délka mostu*

13,7 m

### *Délka nosné konstrukce*

Kolmá 6,2 m, 10,075 m šikmá

### *Rozpětí polí*

Kolmé 5,6 m, šikmé 9,095 m

### *Šikmost mostu*

Pravá 38,00°

### *Volná šířka mostu*

7,5 m mezi zábradlím, 6,5 m mezi ohrubami

### *Šířka mezi ohrubami*

Kolmá 6,5 m, šikmá 10,56 m

### *Šířka mostu*

Kolmá 8,1 m, šikmá 13,170 m

### *Šířka nosné konstrukce*

Kolmá 7,5 m, šikmá 12,185 m

### *Výška mostu*

1,665 m v ose komunikace

### *Volná výška na mostě*

Neomezená

### *Plocha nosné konstrukce*

76,2 m<sup>2</sup> <sup>1)</sup>

### *Zatížení mostu*

Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1.

### **Minimální hodnoty zatížitelnosti:**

**Vn = 32 t**

**Vr = 80 t**

**Ve = 196 t**

## 1.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám má jedno pole s šikmým rozpětím 9,095 m. Most je šikmý s šikmostí 38,00°. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,6 m. Založení rámu je na základových pasech.

## 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 2022
- Microsoft Office 365
- 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 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 2: 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

## 1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni PDSP, S.A.W. CONSULTING s.r.o.

## 1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

**Ing. Libor Vykoukal**

Autorizovaný inženýr v oboru Mosty a inženýrské konstrukce 0501458

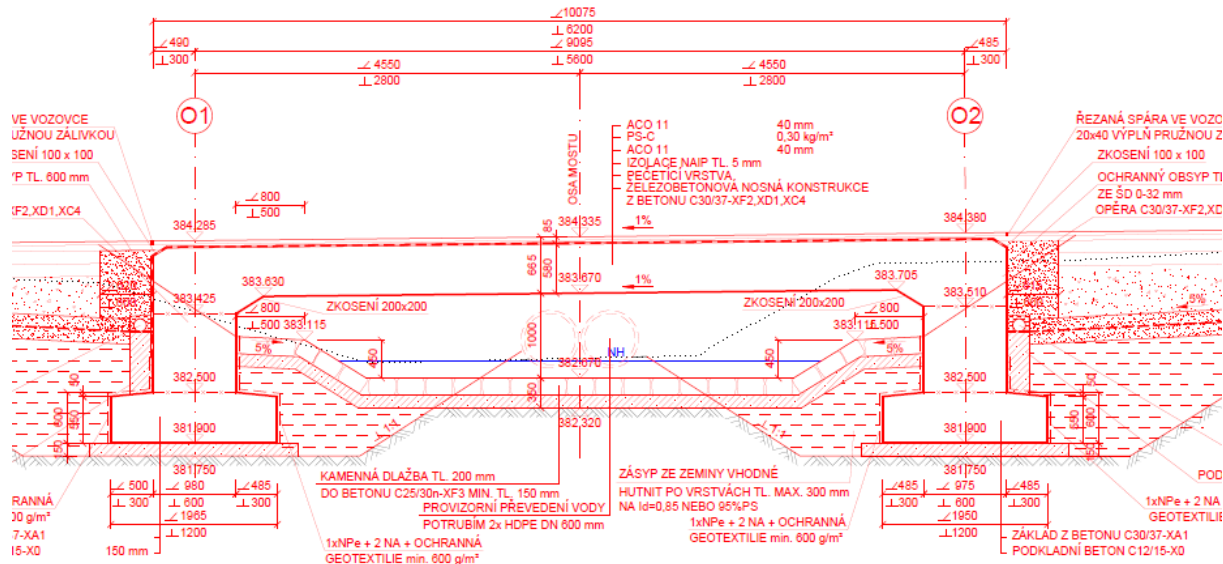


.....  
Ing. Libor Vykoukal

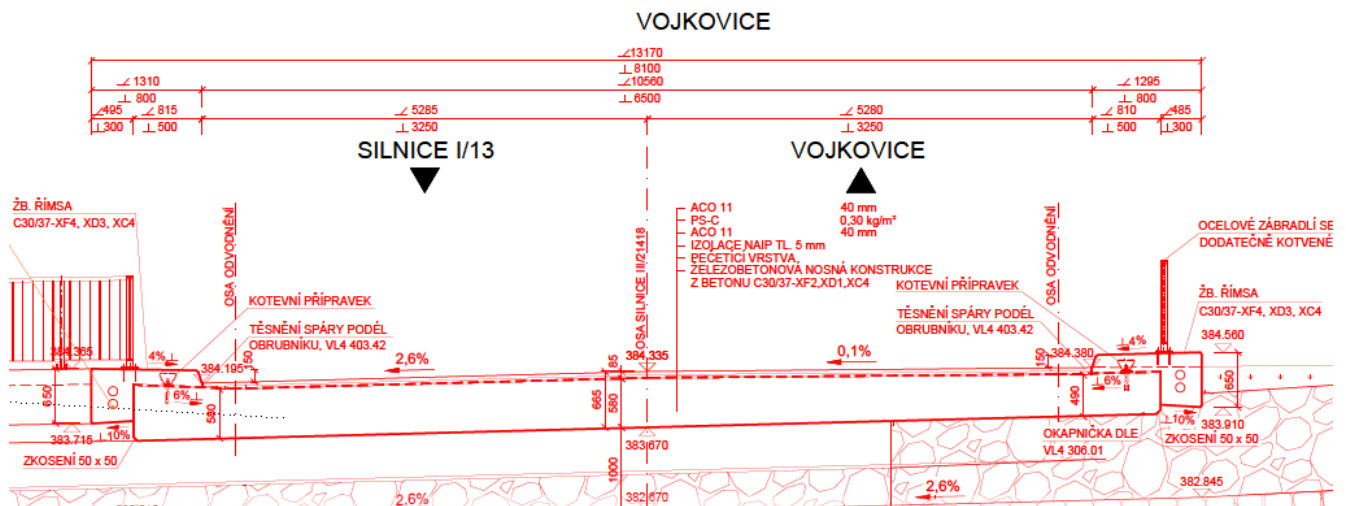
V Liberci, červenec 2023

## 2 Grafické přílohy statického výpočtu

## 2.1 Podélný řez



## 2.2 Příčný řez

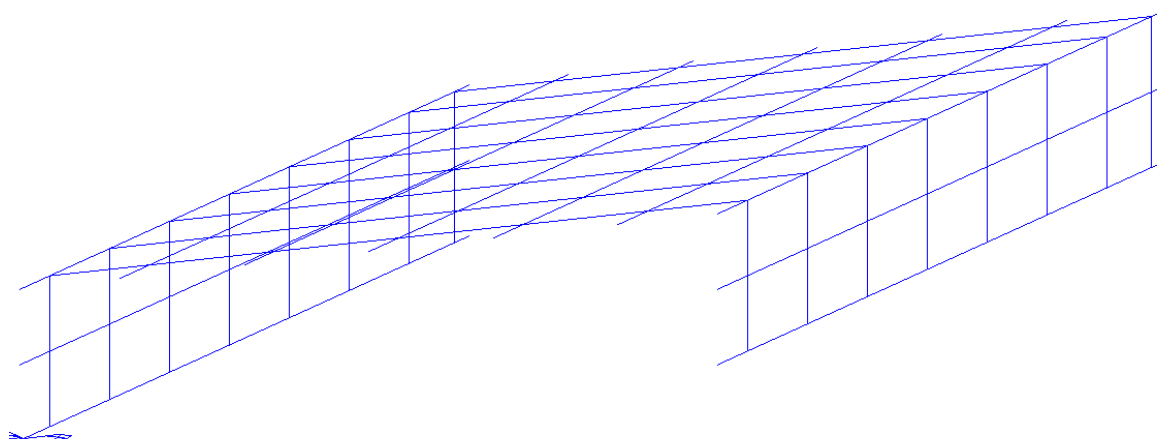


### 3 Výpočet mostu

### 3.1 Konstrukce

### 3.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model. Konstrukce je v podélném směru rozdělena na 8 nosníků, které jsou příčně spojeny.



Roštový model v axonometrii



Schéma podepření - tuhost rotační pružiny -  $k = 170\,000 \text{ kNm/rad}$  , tuhost horizontální pružiny  $30\,000 \text{ kN/m}$

Založení je navrženo na skalním podloží a základ byl navržen s minimálními rozměry, tak aby bylo možné natočení jako u kloubu.

pozn.: na základě předpokládané geologie



### 3.1.2 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.

## 3.2 Materiály

### 3.2.1 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:	$\nu = 0,2$

### 3.2.2 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 obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m<sup>3</sup>. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m<sup>3</sup> pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m<sup>3</sup>.

Ostatní stálé zatížení

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

- pravá železobetonová římsa  $0,47 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 11,75 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 85 mm  $0,095 \text{ m} \cdot 24 \text{ kNm}^{-3} = 2,215 \text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa  $0,47 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 11,75 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradlí  $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2,00 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp,  $\phi=30^\circ$

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

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

**3.3.2 Pokles podpěr**

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 1 mm. Založení mostu je uvažováno na skalním podloží. Z tohoto důvodu byla stanovena takto nízká hodnota.

**3.3.3 Zatížení proměnné**Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly)  $w = 6,50 \text{ m}$ .

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy:  $w_i = 3,00 \text{ m}$ , zbývající plocha šířky 0,50m.

*Model zatížení 1 (LM1)*

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

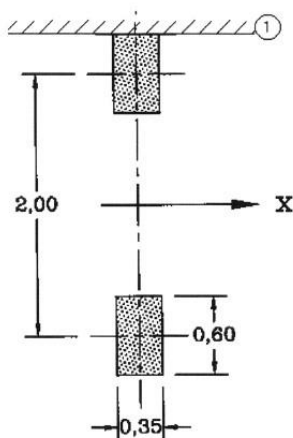
Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

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

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

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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,8 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 9,095 = 384,56 \text{ kN}$$

Zemní tlak

Zásyp,  $\phi = 30^\circ$

pro přetížení

$$q_{LM1Q} = \frac{\Sigma \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}}{A_{eff}} + \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} = \frac{1,0 \cdot 2,0 \cdot 300}{3,0 \cdot 4,5} + 1,0 \cdot 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_1 = 25,19 \text{ kNm-3}$$

$$\sigma_2 = 25,19 \text{ kNm-3}$$

Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$
$B$ – šířka zatěžovacího pruhu		

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:

$T_{\max} = 38^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{\min} = -32^{\circ}\text{C}$ .

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$T_{e,\max} = 40,0^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{e,\min} = -24^{\circ}\text{C}$ .

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

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

$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = +30,0^{\circ}\text{C}$

$\Delta T_N = 70,0^{\circ}\text{C}$

Rozdílová složka teploty

Je uvažovaný zjednodušený postup 1 a to s ohledem na limity výpočetního softwaru. deskostěnový prvek nelze zatížit nelineární složkou teploty.

Horní povrch teplejší než dolní :  $15^{\circ}\text{C} \times k_{\text{sur}} = 10,5^{\circ}\text{C}$

Dolní povrch teplejší než spodní :  $8^{\circ}\text{C} \times k_{\text{sur}} = 8^{\circ}\text{C}$

Zatížení větrem

Neuplatňuje se.

### 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 – spojité zatížení, zatížení chodců

#### 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

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

No	Name	Active	Type	Description
	*****	Active	Add	
	Poklesy_OBAL	Active	Envelope	
	TGr+ 0.35otepł	Active	Add	
	TGr- 0.35otepł	Active	Add	
	TGr+ 0.35ochłaz	Active	Add	
	TGr- 0.35ochłaz	Active	Add	
	0.75TGr+ otepł	Active	Add	
	0.75TGr- otepł	Active	Add	
	0.75TGr+ ochłaz	Active	Add	
	0.75TGr- ochłaz	Active	Add	
	Templata_OBAL	Active	Envelope	
	Brzd_sila_OBAL	Active	Envelope	
	Pritizeni_OBAL	Active	Envelope	
	gr1	Active	Add	



	gr2	Active	Add	
	gr_OBAL	Active	Envelope	
	STALE	Active	Add	
	gr1a_kvazist	Active	Add	
	gr1a_charakt	Active	Add	
	MSU_max	Active	Add	
	MSU_min	Active	Add	
	MSU_Br	Active	Add	
	MSU_MIN N	Active	Add	
	MSU_MAX_PRITIZENI	Active	Add	
	MSU_OBAL	Active	Envelope	
	1,4 x FAT	Active	Add	

## LIST OF LOAD COMBINATIONS

- 1 Poklesy\_OBAL Active Envelope  
Pokles1\_ 5 mm( 1.000) + Pokles2\_ 5 mm( 1.000)
- 
- 2 TGr+ 0.35otepł Active Add  
Tgr\_gr+( 1.000) + Otepleni( 0.350)
- 
- 3 TGr- 0.35otepł Active Add  
Tgr\_gr-( 1.000) + Otepleni( 0.350)
- 
- 4 TGr+ 0.35ochláz Active Add  
Tgr\_gr+( 1.000) + Ochlazení( 0.350)
- 
- 5 TGr- 0.35ochláz Active Add  
Tgr\_gr-( 1.000) + Ochlazení( 0.350)
- 
- 6 0.75TGr+ otepł Active Add  
Tgr\_gr+( 0.750) + Otepleni( 1.000)
- 
- 7 0.75TGr- otepł Active Add  
Tgr\_gr-( 0.750) + Otepleni( 1.000)
- 
- 8 0.75TGr+ ochláz Active Add  
Tgr\_gr+( 0.750) + Ochlazení( 1.000)
- 
- 9 0.75TGr- ochláz Active Add  
Tgr\_gr-( 0.750) + Ochlazení( 1.000)
- 
- 10 Teplota\_OBAL Active Envelope  
TGr+ 0.35otepł( 1.000) + TGr- 0.35otepł( 1.000) + TGr+ 0.35ochláz( 1.000)  
+ TGr- 0.35ochláz( 1.000) + 0.75TGr+ otepł( 1.000) + 0.75TGr- otepł( 1.000)  
+ 0.75TGr+ ochláz( 1.000) + 0.75TGr- ochláz( 1.000)
- 
- 11 Brzd\_sila\_OBAL Active Envelope  
Brzd\_sila+( 1.000) + Brzd\_sila-( 1.000)
- 
- 12 Pritizeni\_OBAL Active Envelope  
Pritizezeni LM +( 1.000) + Pritizezeni LM -( 1.000)
- 
- 13 gr1 Active Add  
LM1( 1.000)
-

### 3.4 Nosná konstrukce

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

## Statický výpočet



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

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 6,774 / 25,522 = 530 \text{ mm}$$

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

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

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

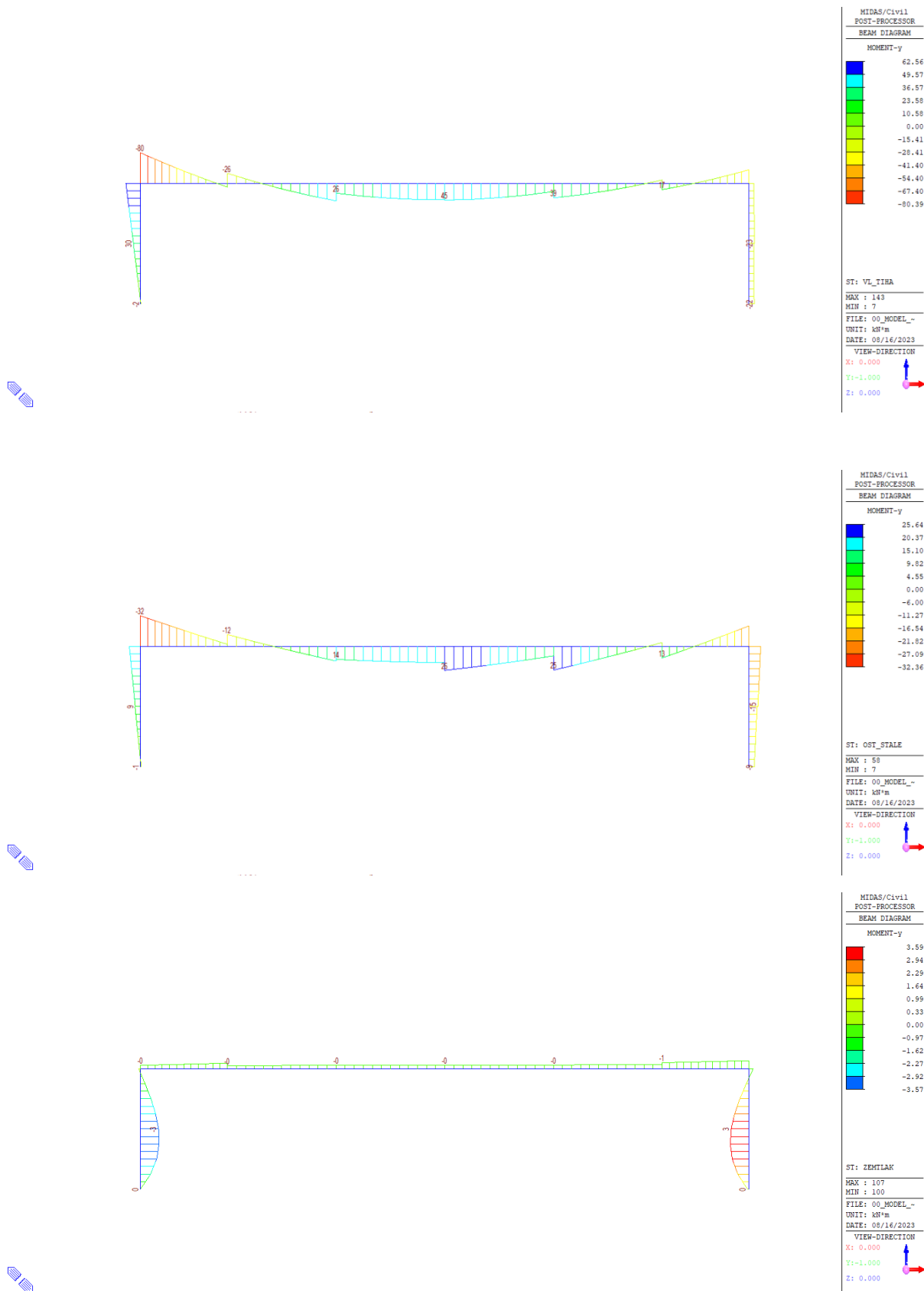
Součinitel dotvarování pro interval 7-36500,  $f = 2,42$

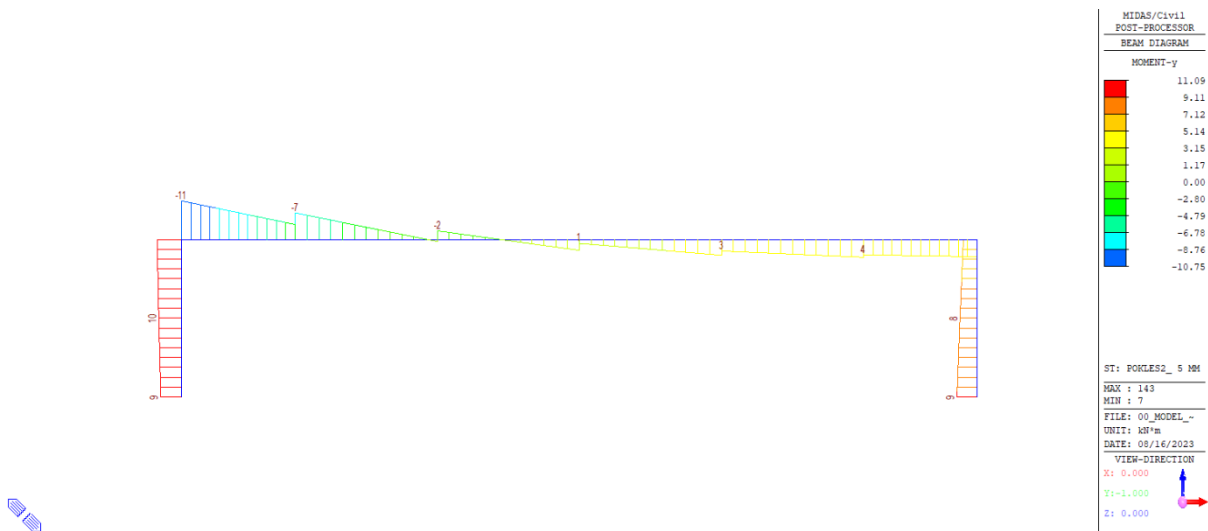
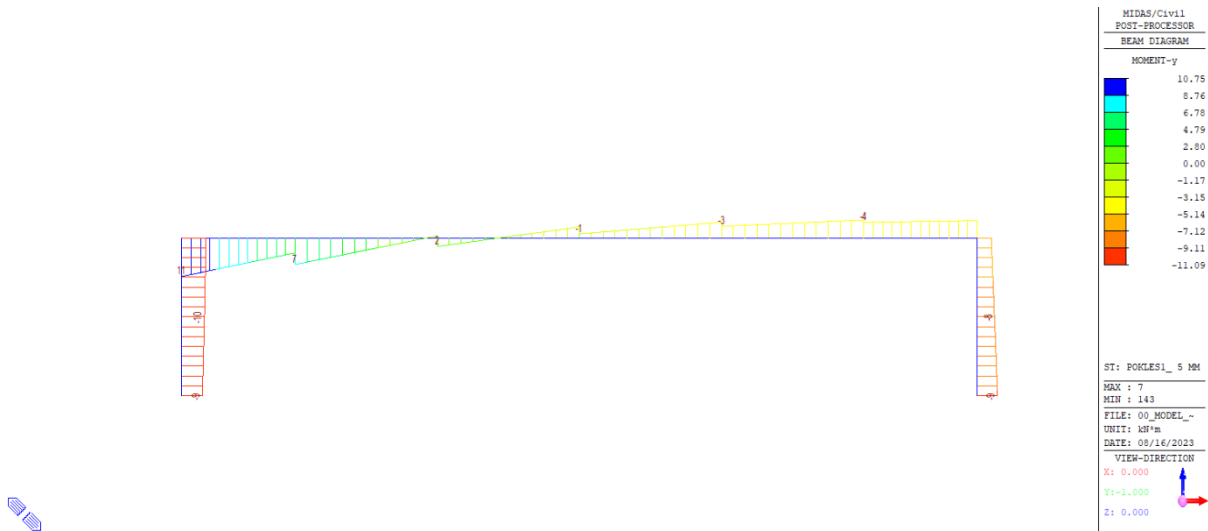
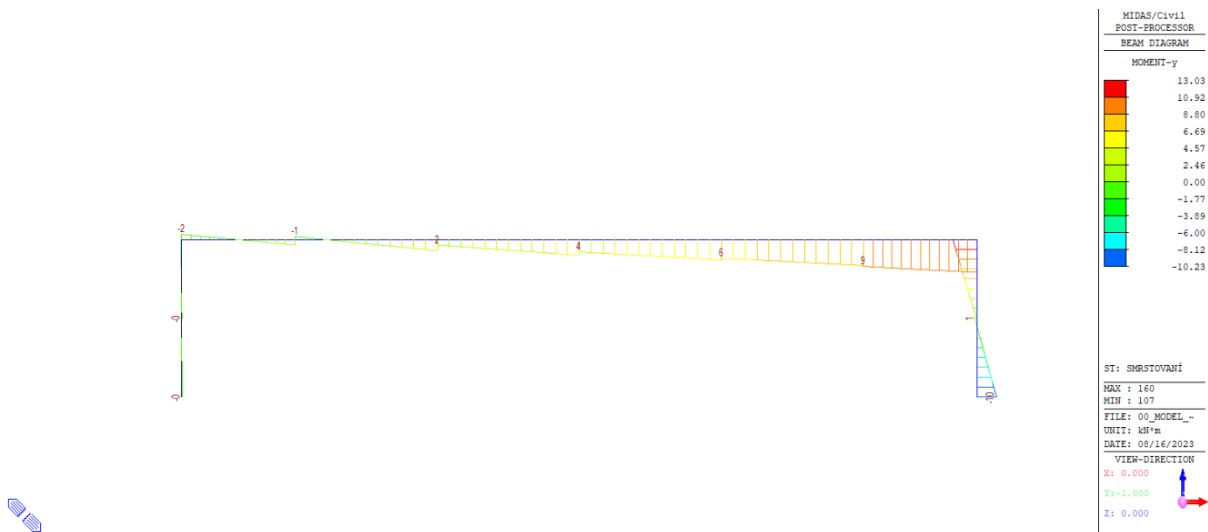
Smrštění pro interval 0-36500,  $e_{sh} = 0,00023578$

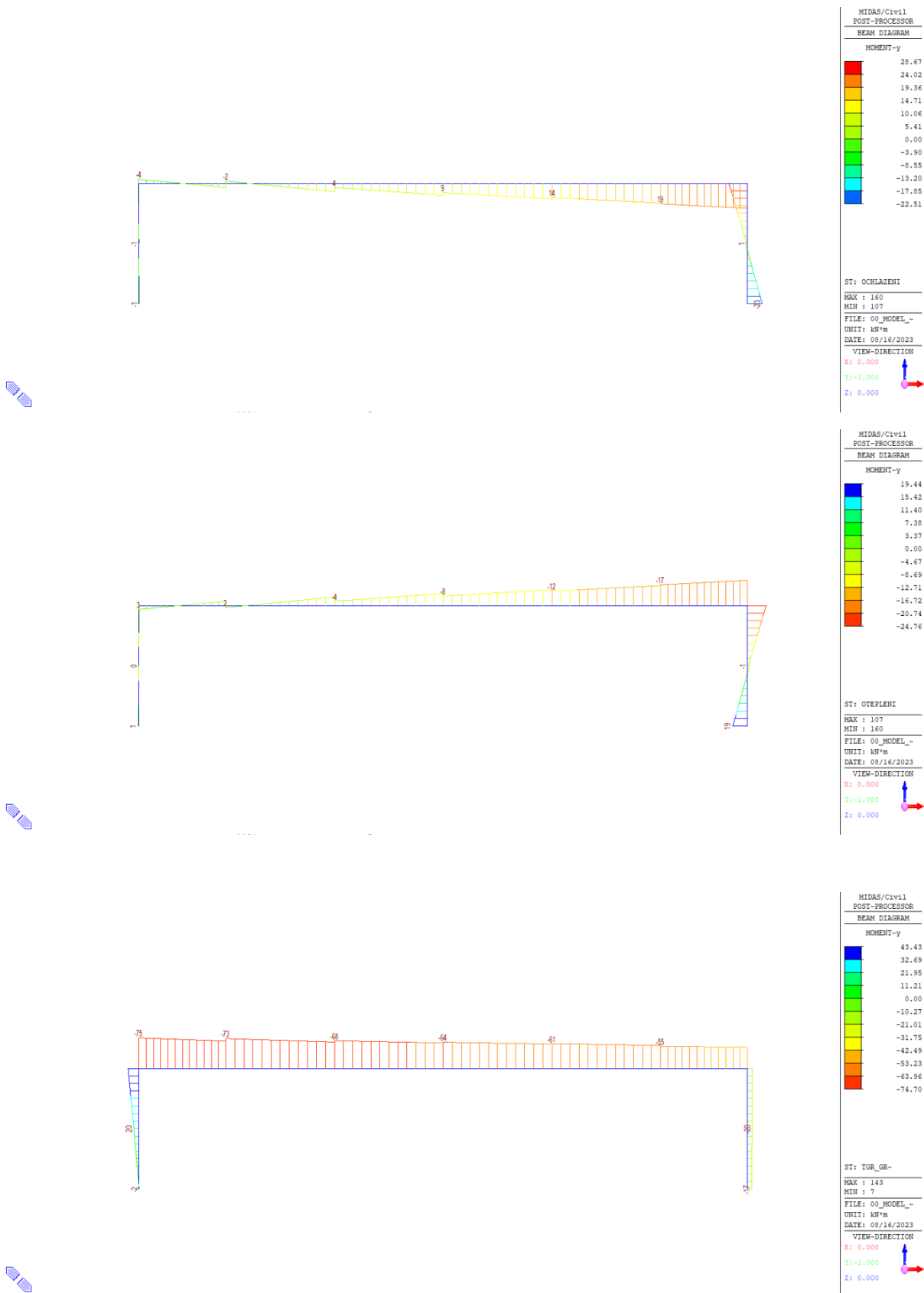


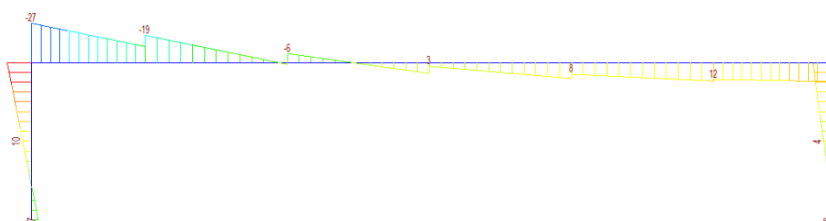
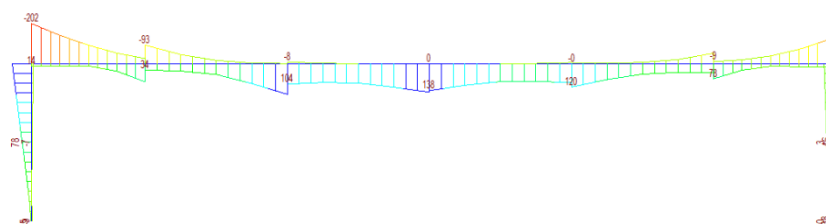
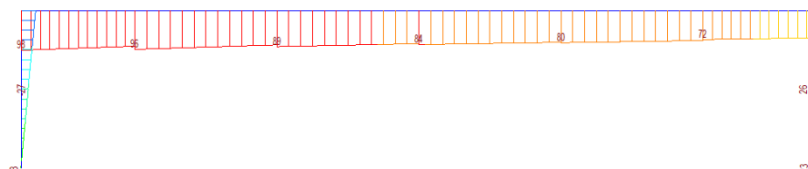
### 3.4.2 Vnitřní síly

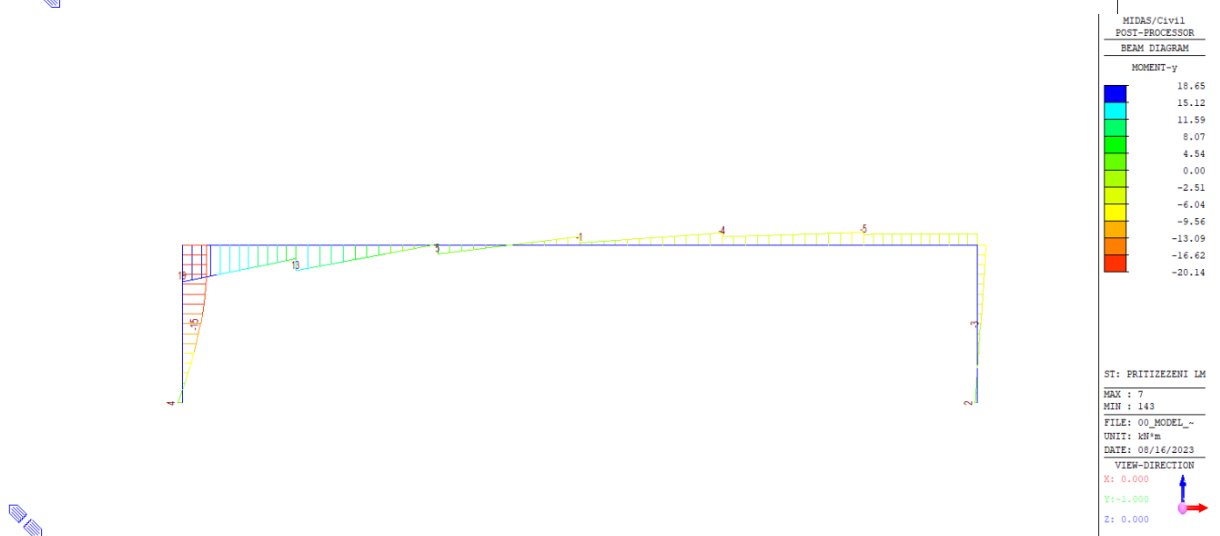
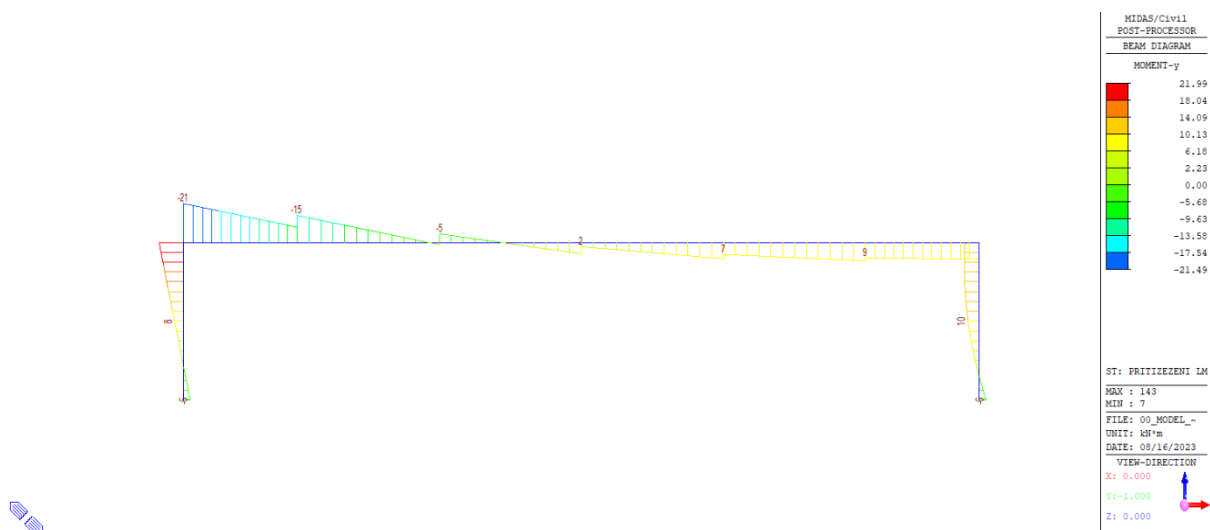
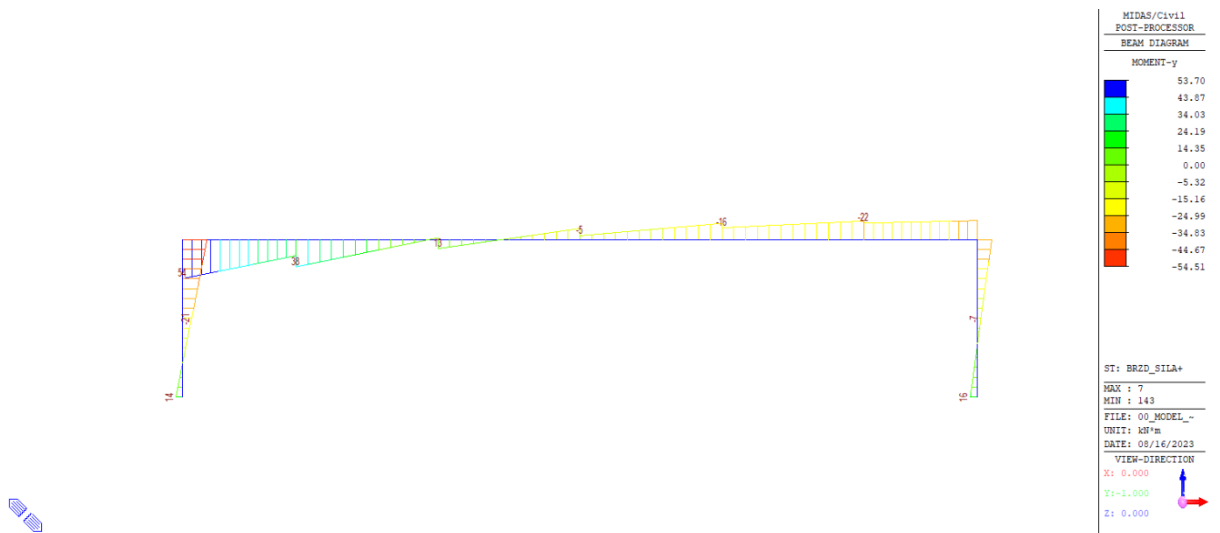
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení.

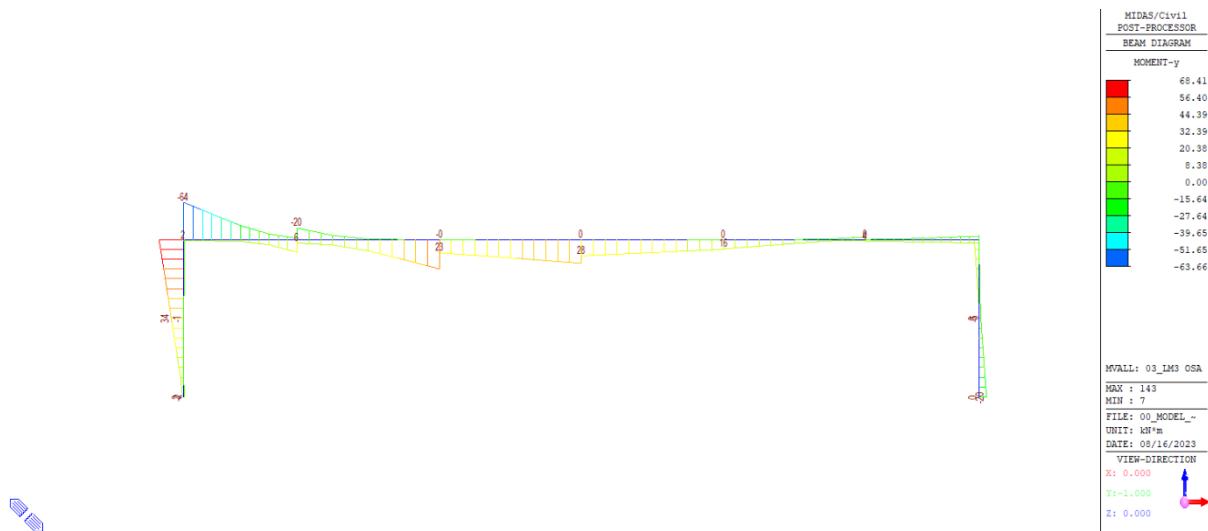












### Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

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.

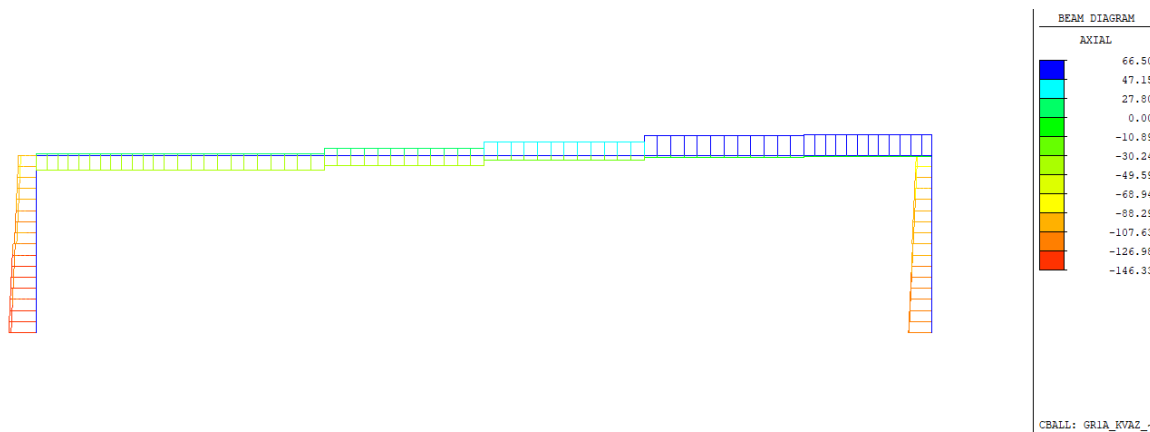
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

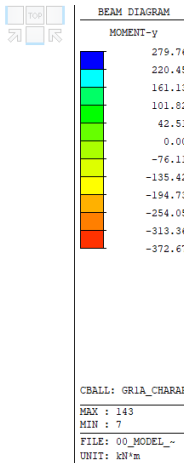
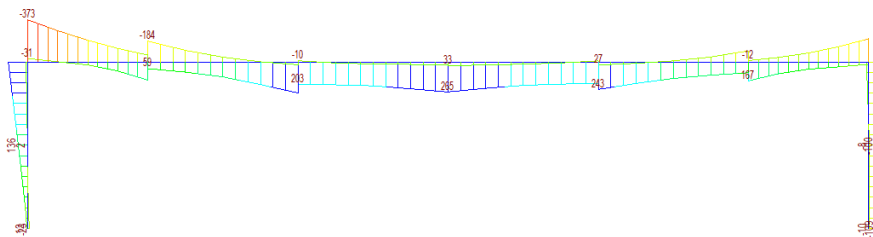
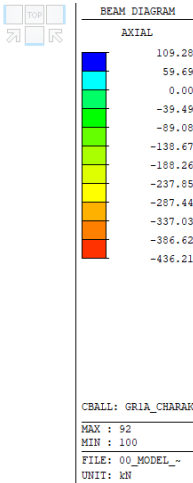
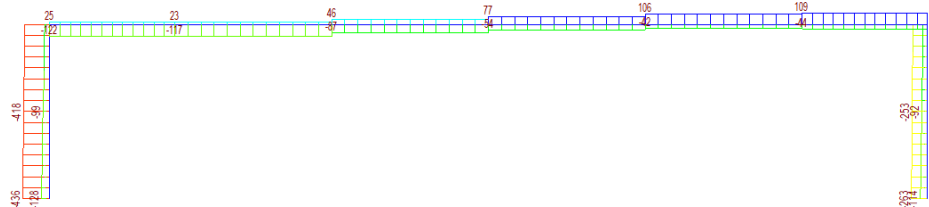
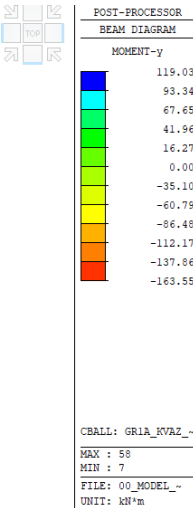
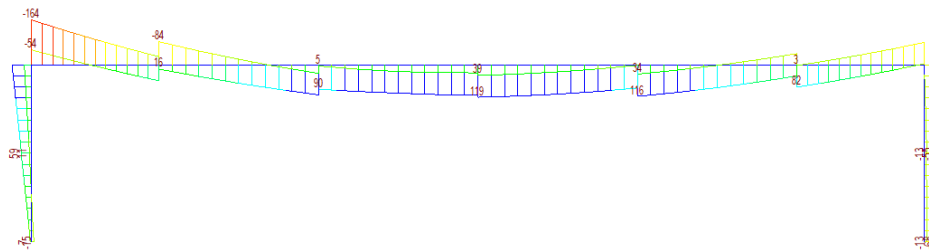
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

#### 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  $w_{max}=0.2 \text{ mm}$ .

Vnitřní síly od kombinací pro MSP





### 3.4.3 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlčeném 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 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

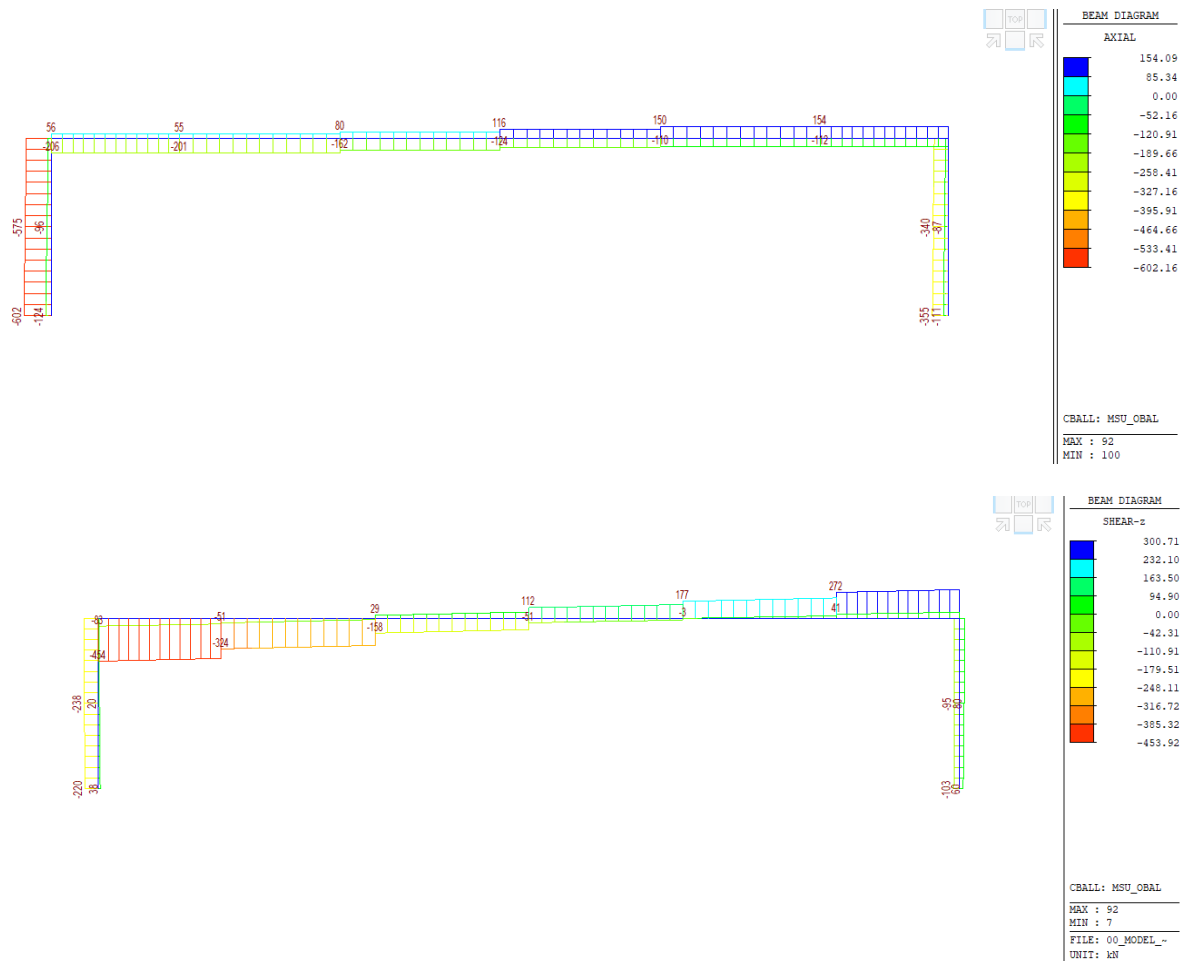
Vyztužení z pohledu minimálního stupně vyztužení

tl. 400 – 450 mm – R12/150

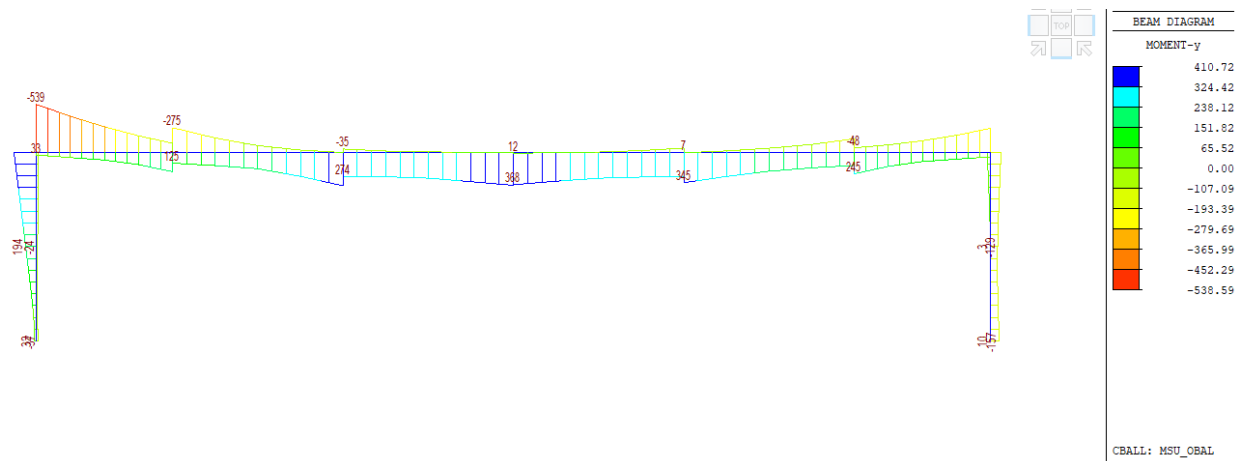
tl. 450 – 600 mm – R14/150

tl. 600 – 800 mm – R16/150

Vnitřní síly od kombinace MSÚ



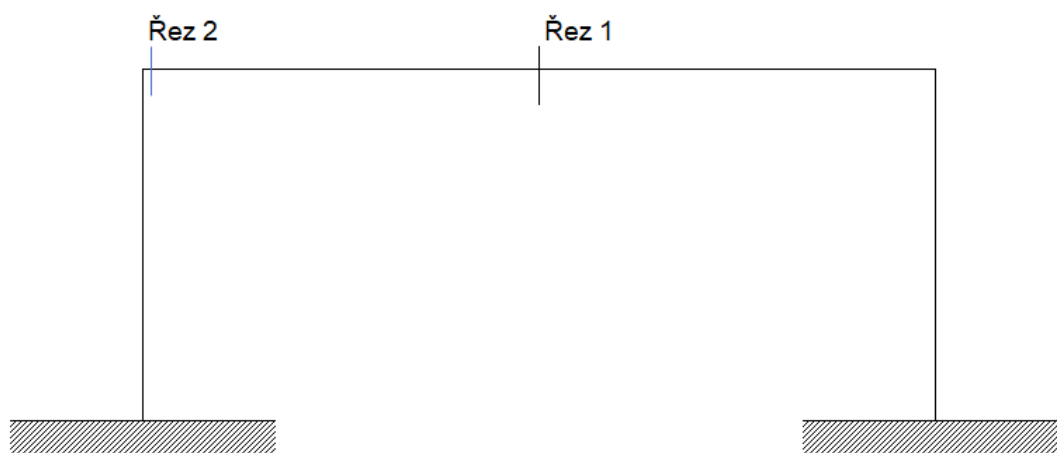


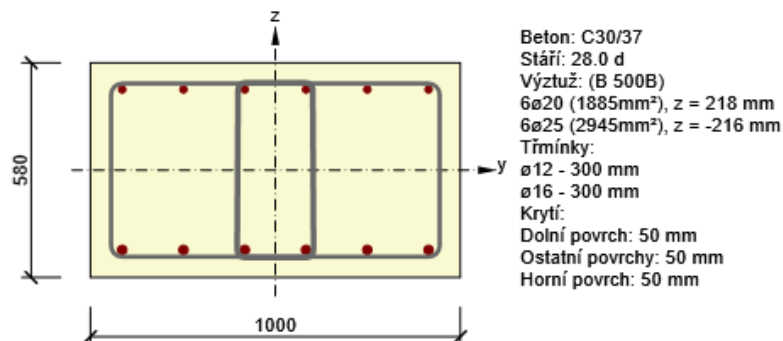


### 3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

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

Schéma prověřovaných průřezů



ŘEZ 1- v poli (dolní vlákna)

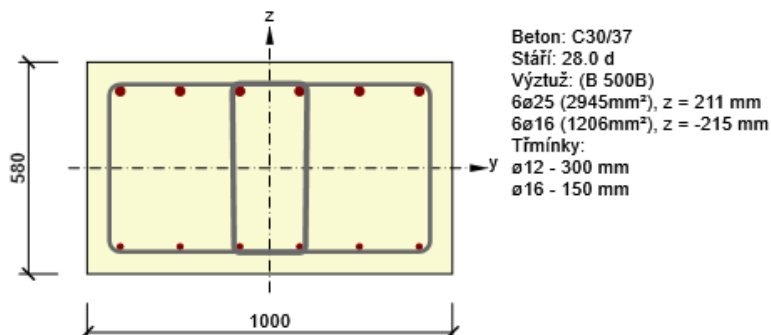
## 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	200.0	0.0	368.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	275.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	123.0	0.0

## 2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			200.0	0.0	78.0	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	368.0	0.0			59.8	OK
Smyk	0.0			200.0	0.0	78.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Omezení napětí	0.0	275.0	0.0			53.5	OK
Šířka trhliny	0.0	123.0	0.0			45.7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

ŘEZ 2 -rámový roh

## 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	425.0	0.0	-539.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-373.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-164.0	0.0

## 2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			425.0	0.0	89.2	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-539.0	0.0			88.7	OK
Smyk	0.0			425.0	0.0	89.2	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Omezení napětí	0.0	-373.0	0.0			74.9	OK
Šířka trhliny	0.0	-164.0	0.0			62.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

### 3.4.5 Návrh a posouzení založení

## Posouzení plošného základu

### Vstupní data

#### Projekt

Datum : 27.06.2023

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### 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 : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

#### Patky

Výpočet patky na skalním podloží : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0.330

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

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 :	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\gamma_v =$	1.00 [-]	1.40 [-]

### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	R2				23.00	13.00	

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

### Parametry zemín

#### R2

Objemová tíha :  $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$ Pevnost v prostém tlaku :  $\sigma_c = 5.00 \text{ MPa}$ Poissonovo číslo :  $\nu = 0.30$ Úhel vnitřního tření horniny :  $\phi = 24.00^\circ$

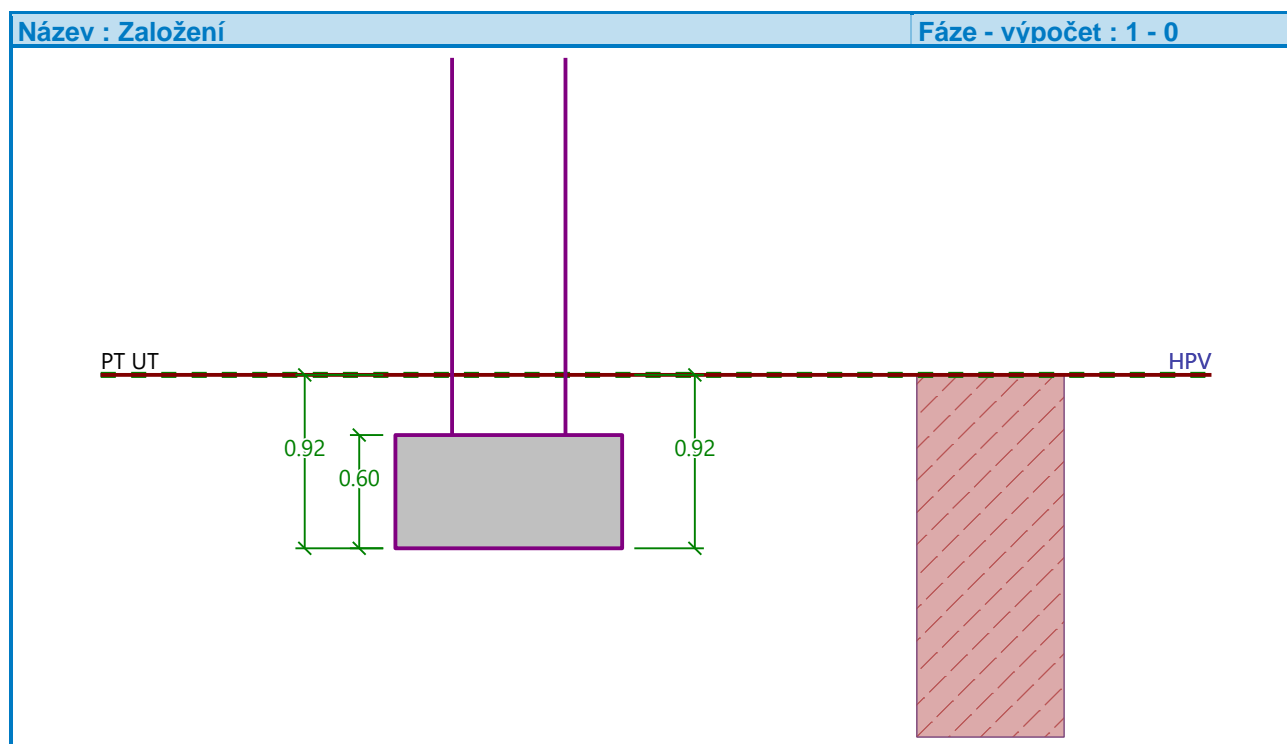
Typ horniny : skupina 3  
 Vzdálenost diskontinuit :  $S_d = 300.00 \text{ m}$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 300.00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0.30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

### Založení

#### Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu  $h_z = 0.92 \text{ m}$   
 Hloubka základové spáry  $d = 0.92 \text{ m}$   
 Tloušťka základu  $t = 0.60 \text{ m}$   
 Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0.00^\circ$   
 Sklon základové spáry  $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem =  $25.00 \text{ kN/m}^3$



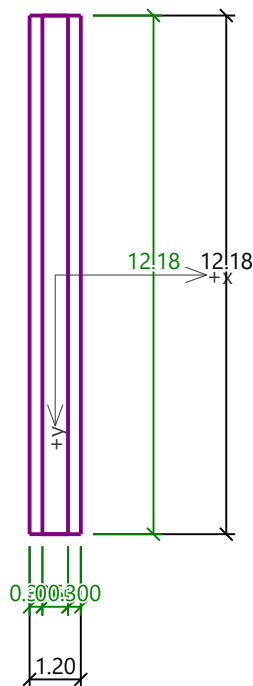
### Geometrie konstrukce

#### Typ základu: centrická patka

Délka patky  $x = 1.20 \text{ m}$   
 Šířka patky  $y = 12.18 \text{ m}$   
 Šířka sloupu ve směru  $x$   $c_x = 0.60 \text{ m}$   
 Šířka sloupu ve směru  $y$   $c_y = 12.18 \text{ m}$   
 Objem patky  $= 8.77 \text{ m}^3$

## Název : Geometrie

## Fáze - výpočet : 1 - 0



## 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

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$$

## Ocel podélná : B500

Mez kluzu

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

## Ocel příčná: B500

Mez kluzu

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

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0.00 .. ∞	R2	

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_O1	Návrhové	2542.00	-325.00	-415.00	235.00	-305.00
2	Ano		stale	Užitné	1302.00	-305.00	-240.00	165.00	-215.00
3	Ano		MSU_Br	Návrhové	3154.00	-690.00	-540.00	430.00	-550.00
4	Ano		MSU_při O2	Návrhové	1412.00	0.00	-240.00	170.00	-220.00

## Hladina podzemní vody

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

## Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet patky na skalním podloží

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Posouzení čís. 1****Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU_O1	Ano	0.21	0.19	290.64	3999.40	7.27	Ano
MSU_O1	Ne	0.20	0.18	293.48	3999.40	7.34	Ano
stale	Ano	0.23	0.30	171.64	2856.71	6.01	Ano
stale	Ne	0.23	0.30	171.64	2856.71	6.01	Ano
MSU_Br	Ano	0.24	0.31	399.12	3999.40	9.98	Ano
MSU_Br	Ne	0.24	0.30	401.13	3999.40	10.03	Ano
MSU_pri O2	Ano	0.22	0.08	171.40	3999.40	4.29	Ano
MSU_pri O2	Ne	0.21	0.08	174.13	3999.40	4.35	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 177.58$  kNSpočtená tíha nadloží  $Z = 47.36$  kN**Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (MSU\_Br)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 0.85$  mDosah smykové plochy  $l_{sp} = 1.80$  mVýpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 3999.40$  kPaExtrémní kontaktní napětí  $\sigma = 401.13$  kPa**Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.200 < 0.330$ Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.025 < 0.330$ Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.202 < 0.330$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (stale )

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 2.49$  kNHorizontální únosnost základu  $R_{dh} = 525.59$  kNExtrémní horizontální síla  $H = 271.02$  kN**Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE**

## Posouzení čís. 1

### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 131.54 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží  $Z = 35.08 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky  $(x) = 1.11 \text{ m}$

Šířka patky  $(y) = 12.18 \text{ m}$

Sednutí středu hrany  $x - 1 = 0.2 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany  $x - 2 = 0.2 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany  $y - 1 = 0.4 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany  $y - 2 = 0.3 \text{ mm}$

Sednutí středu základu  $= 0.4 \text{ mm}$

Sednutí charakterist. bodu  $= 0.3 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{\text{def}} = 300.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=13.75$ )

Základ je ve směru šířky poddajný ( $k=0.01$ )

### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.192 < 0.330$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.024 < 0.330$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.194 < 0.330$

### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu  $= 0.4 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny  $= 6.13 \text{ m}$

Natočení ve směru  $x = 0.122 (\tan^*1000)$ ;  $(7.0E-03^\circ)$

Natočení ve směru  $y = 0.005 (\tan^*1000)$ ;  $(2.7E-04^\circ)$

## Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

### Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

$0.30 \text{ m} \leq 0.30 \text{ m}$

Maximální vyložení patky je menší než  $0.50 \cdot \text{tloušťka patky}$ , výztuž není nutná.

### Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

$0.00 \text{ m} \leq 0.30 \text{ m}$

Maximální vyložení patky je menší než  $0.50 \cdot \text{tloušťka patky}$ , výztuž není nutná.

### Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu  $= 3154.00 \text{ kN}$



**Maximální únosnost na obvodu sloupu**

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	1577.01 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	1576.99 kN
Uvažovaný obvod sloupu	$u_0$	= 24.36 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$v_{Ed,max}$	= 0.13 MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$v_{Rd,max}$	= 4.22 MPa

**Základ na protlačení VYHOVUJE****4 Závěr**

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. Statický výpočet ověřuje základní dimenze mostní konstrukce a základové konstrukce pro danou geologii. Únosnost základové spáry je požadována alespoň 600 kPa. V podélném směru je ve středu NK navržena výztuž R16/150, při spodním povrchu je navržena výztuž R25/150. V rámovém rohu je navržena výztuž R25/150. Smyková výztuž je při krajích NK navržena na metr šířky NK dvojstřížná R16/150. Na líci opěry je navržena podélná výztuž R16/150. Rozdělovací výztuž na NK v celé délce je R16/150.

V Liberci 07/2023

Ing. Libor Vykoukal