



OBJEDNATEL:	<p>Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje</p> <p>Zborovská 81/11 150 21 Praha 5</p>
-------------	--

Zhotovitel DSP: 	FORTINA PROJEKT s.r.o. Za Sídlištěm 2146/13 143 00 Praha 4	HIP: Ing. Petr Formánek
--	---	--------------------------------

	navrhl	ING. O. SVOBODA	<i>Sloboda</i>	investor	KSUS
	vypracoval	ING. O. SVOBODA		zak. číslo	-
	zodp. projektant	ING. O. SVOBODA	<i>Sloboda</i>	datum	11/2019
				stupeň	PDPS
	STAVBA : II/243 Líbeznice, most ev.č. 243-007 přes potok v obci Líbeznice SO 201 - Most ev.č. 243-007			měřítko	-
FORTINA PROJEKT s.r.o. Za Sídlištěm 2146/13 tel: 774 909 361 info@fortina.cz	Příloha: STATICKÝ VÝPOČET			201.7 č.přílohy:	paré :

Obsah

1 Identifikační údaje	5
2 Základní údaje o mostu.....	5
2.1 Technický popis konstrukce	7
2.2 Výpočetní model	7
2.3 Výpočetní pomůcky	7
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	7
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	7
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	8
3.1 Půdorys.....	8
3.2 Podélný řez.....	9
3.3 Příčný řez.....	9
4 Výpočet.....	10
4.1 Konstrukce.....	10
4.1.1 Schéma konstrukce	10
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby	10
4.2 Materiály	10
4.2.1 Beton	10
4.2.2 Betonářská výztuž	11
4.3 Zatížení	11
4.3.1 Zatížení stálé	11
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	11
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	11
<u>Zemní tlak</u>	11
4.3.2 Pokles podpěr	12
4.3.3 Zatížení proměnné	12
<u>Zatížení dopravou</u>	12
Model zatížení 1 (LM1)	12
Model zatížení 2 (LM2)	12
Brzdné a rozjezdové síly.....	13
Klimatická zatížení – zatížení teplotou	13
4.3.4 Kombinace zatížení	14
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	14
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	14
4.4 Nosná konstrukce	15
4.4.1 Postup výstavby.....	15
4.4.2 Vnitřní síly	16
4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	23
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	23
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	23
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	23
4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	27
<u>Ohyb a normálová síla</u>	27
4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.....	30

Statický výpočet

4.4.6 Návrh a posouzení založení	33
<u>Základ rámu</u>	33
5 Závěr	38
6 Schéma výztuže	39

1 Identifikační údaje

Stavba	II/243 Líbeznice, most ev.č. 243-007 přes potok v obci Líbeznice
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Most ev.č. 243-007
<i>Katastrální obec</i>	Líbeznice (okres Praha-východ); 682667
<i>Kraj</i>	Středočeský kraj
<i>Objednatel, investor</i>	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, příspěvková organizace Zborovská 81/11 150 21 Praha 5
<i>Nadřízený orgán investora</i>	Středočeský kraj Zborovská 81/11 150 21 Praha 5
<i>Uvažovaný správce mostu</i>	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, příspěvková organizace
<i>Projektant objektu</i>	Ing. Ondřej Svoboda
<i>Hlavní inženýr projektu</i>	Ing. Petr Formánek
<i>Zodpovědný projektant</i>	Ing. Ondřej Svoboda
<i>Druh převáděné komunikace</i>	Silnice II/243
<i>Kategorie komunikace na mostě</i>	S7,5
<i>Překážka přemostění</i>	Líbeznický potok
<i>Staničení křížení na komunikaci</i>	-
<i>Staničení křížení na dráze</i>	-
<i>Staničení křížení na toku</i>	-
<i>Úhel křížení</i>	90°
<i>Výška průjezdního prostoru</i>	-

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1	silniční most
4.2	most přes vodní tok
4.3	o 1 poli
4.4	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5	most s horní mostovkou
4.6	most bez přesypávky
4.7	nepohyblivý most
4.8	trvalý most
4.9	-
4.10	most v přímé
4.11	kolmý most
4.12	most ze železobetonu
4.13	-
4.14	rámový most, polorám
4.15	s neomezenou volnou výškou

4.16 -

<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na silnici II/243 v intravilánu obce Líbeznice. Most křížuje Líbeznický potok. Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	5,5 m
<i>Délka mostu</i>	12,3 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	6,3 m
<i>Rozpětí polí</i>	5,9 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Volná šířka mostu</i>	7,5 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	8,5 m
<i>Šířka mostu</i>	9,1 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	8,5 m
<i>Výška mostu</i>	2,5 m
<i>Volná výška na mostě</i>	neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$9,1 \times 6,3 = 57,3 \text{ m}^2$ ¹⁾
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1
<i>Důležitá upozornění</i>	-
<i>Poznámky</i>	-

2.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám na jedno pole s rozpětím 5,9 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,36 až 0,45 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,4 m. Založení rámu je plošné na štěrkopískovém 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

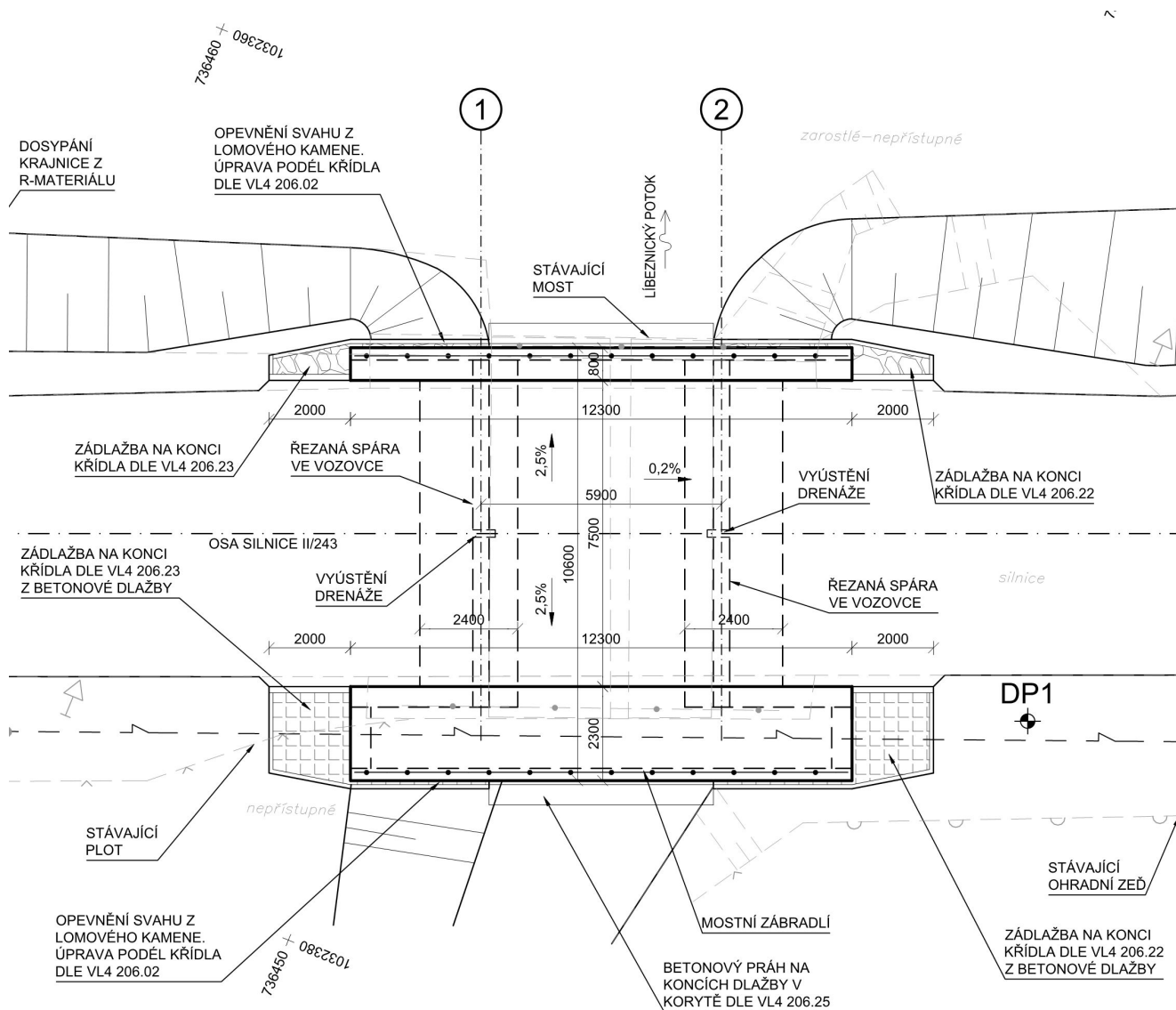
- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem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

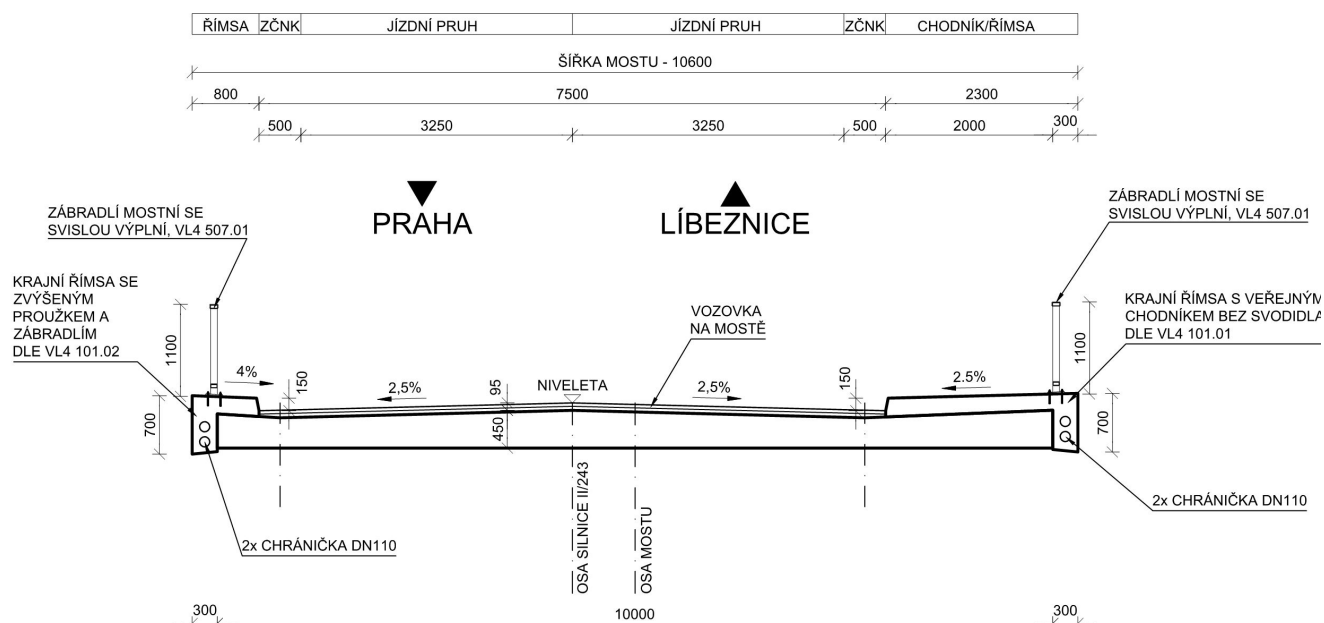
- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP, Fortina s.r.o.
- (2) Geologický a geotechnický průzkum, pro rekonstrukci mostku ev.č. 243-007, silnice II/243, Líbeznice, Agrogeologie, 08/2018

3 Grafické přílohy statického výpočtu

3.1 Půdorys



LÍBEZ

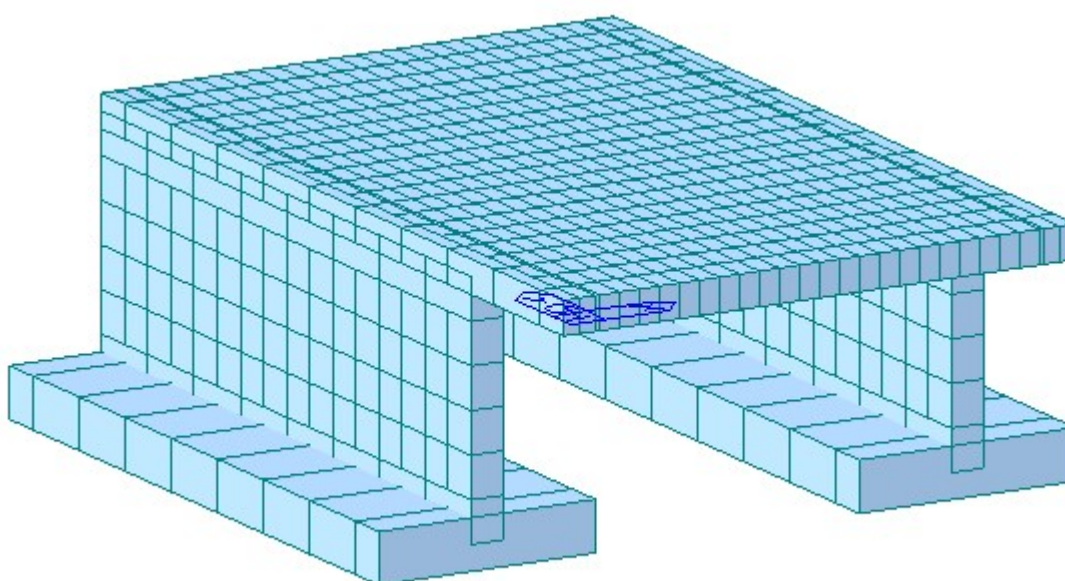


4 Výpočet

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 8 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 0,6 m.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
42 dní	betonáž nosné konstrukce
70 dní	zhotovení mostního svršku
98 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Beton: C30/37

Statický výpočet

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 obyčejného 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 $0,63\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 15,25\text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 90 mm $0,09\text{ m} \cdot 7,5\text{ m} \cdot 25\text{ kNm}^3 = 16,9\text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa $0,31\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 7,75\text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradí $2 \cdot 1,0\text{ kNm}^{-1} = 2\text{ kNm}^{-1}$
- Celkem $41,9\text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_{2L} = 3,5 \cdot k_0 \cdot \gamma = 35\text{ kNm}^{-3}$$

4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 5 mm.

4.3.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 7,5$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 3,0$ m, zbývající plocha šířky 1,5 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

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.

Model zatížení 3 (LM3)

Tabulka NA.4 – Zvláštní vozidla pro silnice I. a II. třídy

Celková tíha	1800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$.
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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 6 = 376 \text{ kN}$$

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:

$$T_{\max} = 39^\circ\text{C}, T_{\min} = -31^\circ\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 40,5^\circ\text{C}, T_{e,\min} = -23^\circ\text{C}.$$

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

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -25 - 10 = -33^\circ\text{C}$$

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

$$\Delta T_N = 63,5^\circ\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$13,3^\circ\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$3,3^\circ\text{C} - 0,315 \text{ m}$$

$$0,0^\circ\text{C} - 0,18 \text{ m}$$

$$0,0^\circ\text{C} - 0,135 \text{ m}$$

Statický výpočet

1,6°C – 0,0 m

Ochlazení (měřeno zdola)

-5,4°C – 0,45 m

-1,7°C – 0,36 m

0,0°C – 0,25 m

0,0°C – 0,20 m

-1,1°C – 0,09 m

-3,8°C – 0,0 m

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

4.3.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

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

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

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

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

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

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

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

4.4 Nosná konstrukce

4.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
42 dní	betonáž nosné konstrukce
70 dní	zhotovení mostního svršku
98 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 4,0 / 20,8 = 385 \text{ mm}$$

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

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

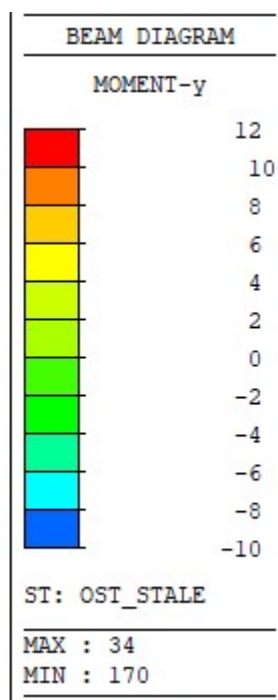
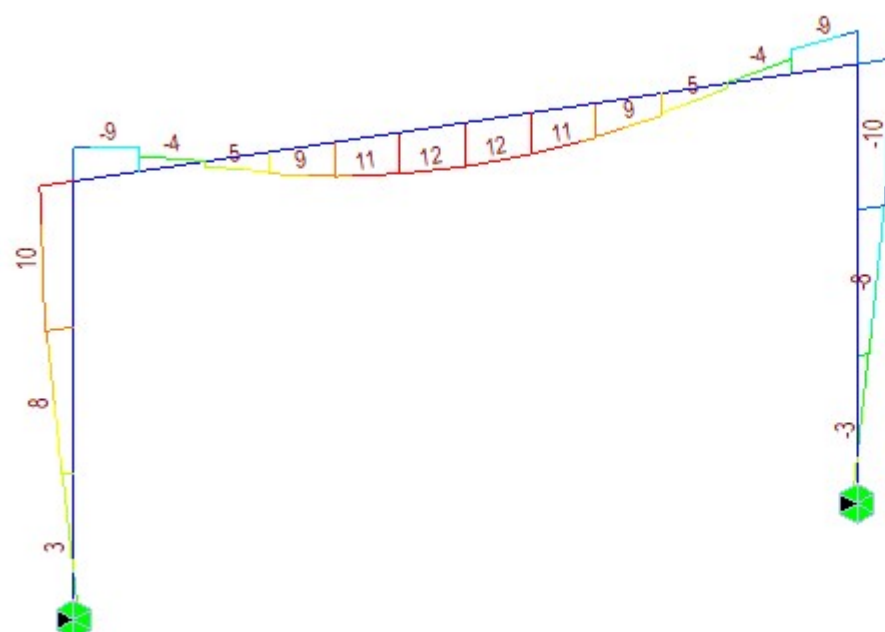
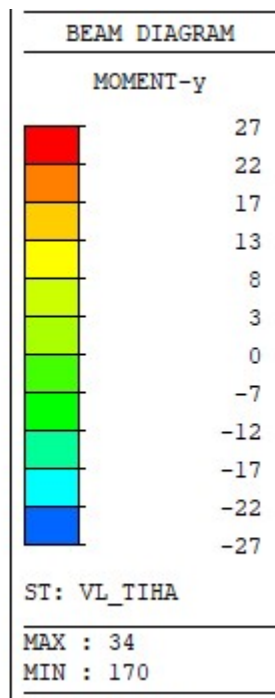
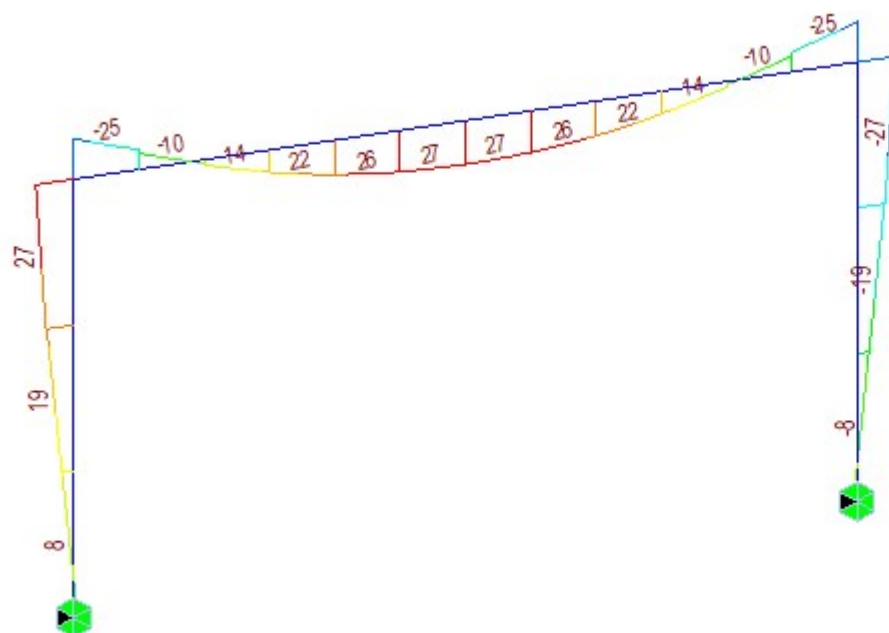
$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

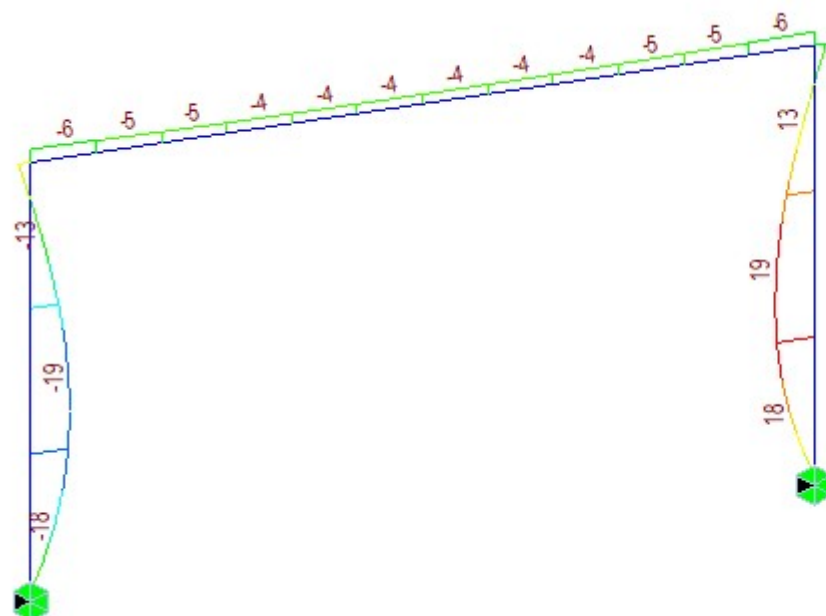
$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 2.19$$

$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \epsilon_{sh} = 0.000397$$

4.4.2 Vnitřní síly

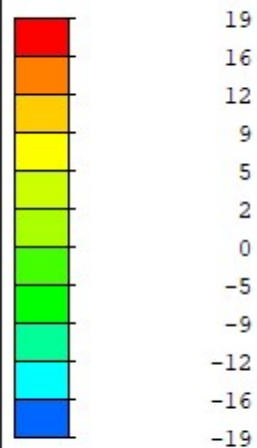
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.





BEAM DIAGRAM

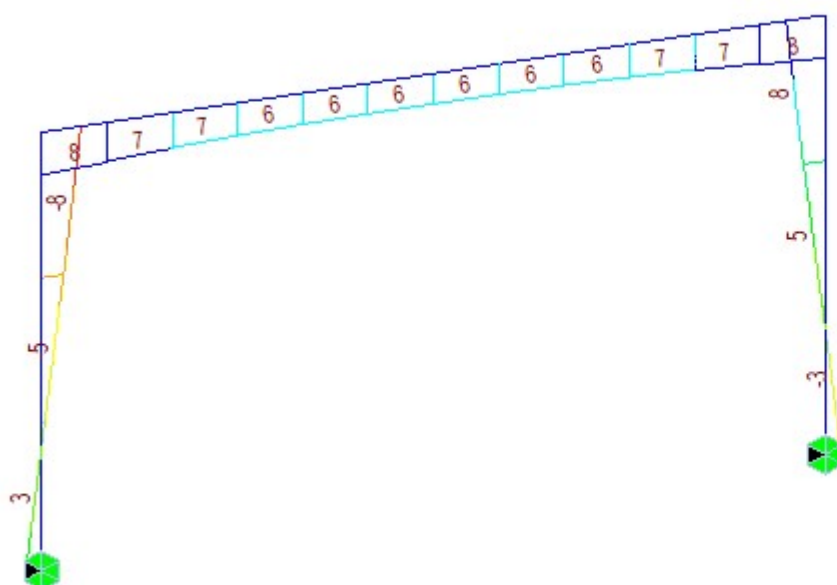
MOMENT-y



ST: ZEMTLAK

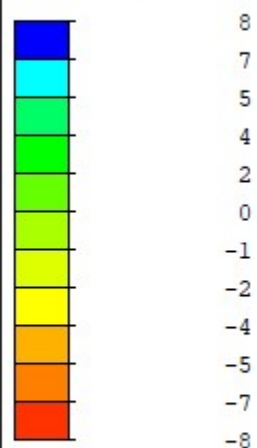
MAX : 252

MIN : 192



BEAM DIAGRAM

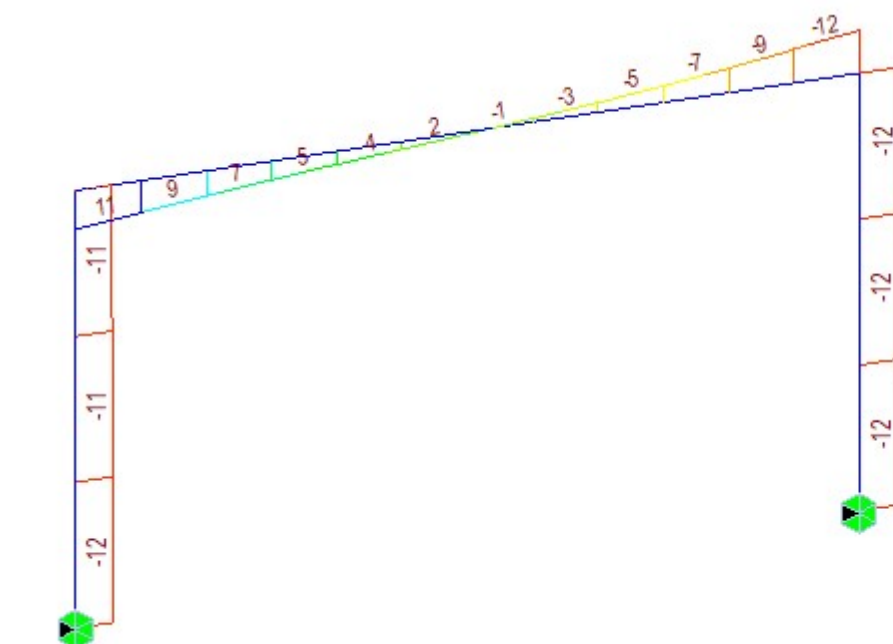
MOMENT-y



ST: SMRSTOVANI

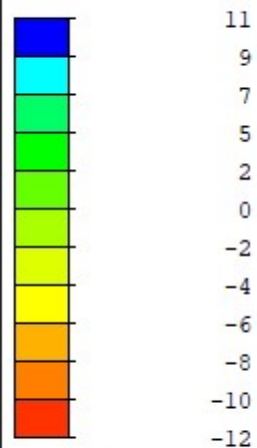
MAX : 170

MIN : 161



BEAM DIAGRAM

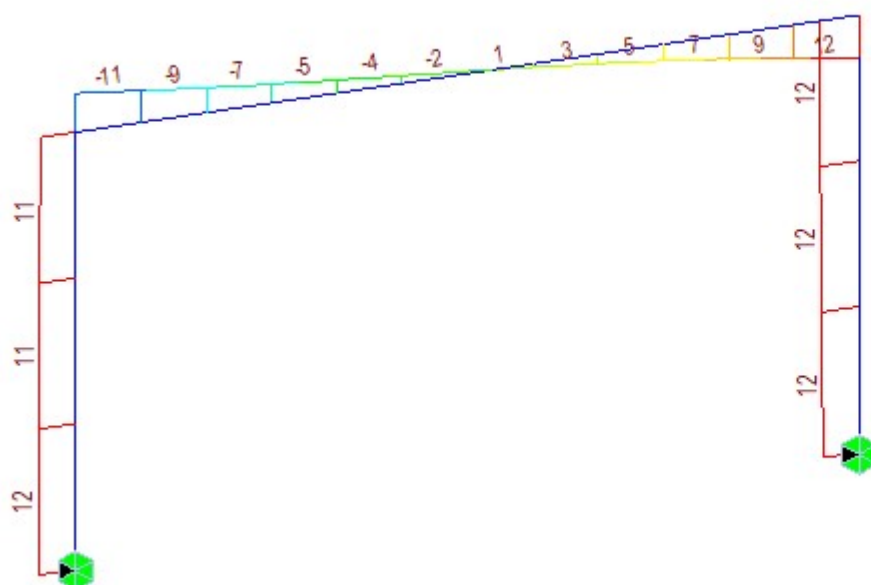
MOMENT-y



ST: POKLES1

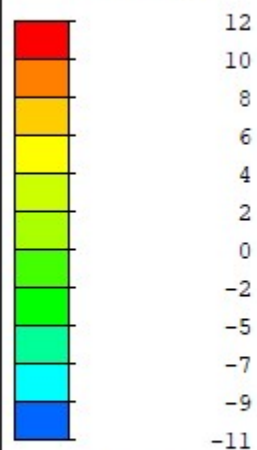
MAX : 28

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

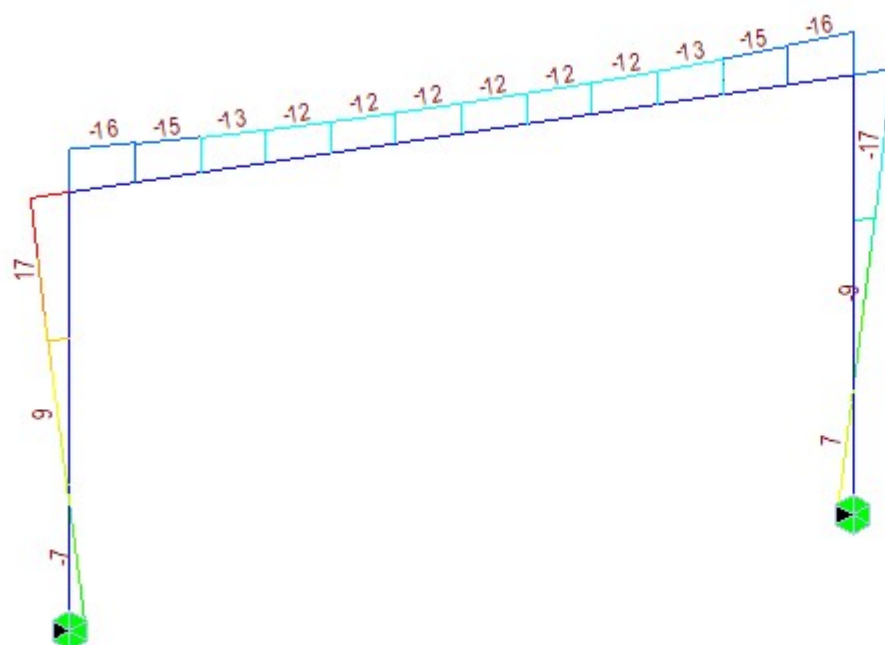
MOMENT-y



ST: POKLES2

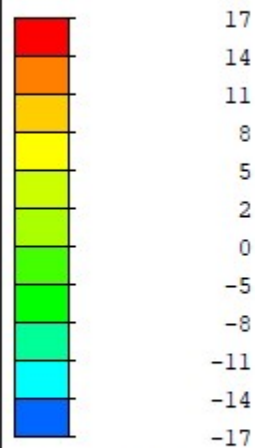
MAX : 170

MIN : 28



BEAM DIAGRAM

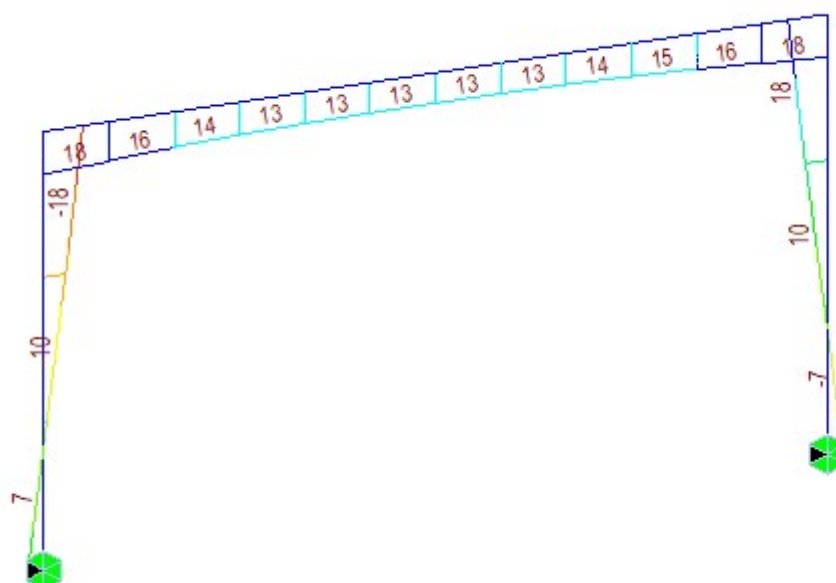
MOMENT-y



ST: OTEPLENI

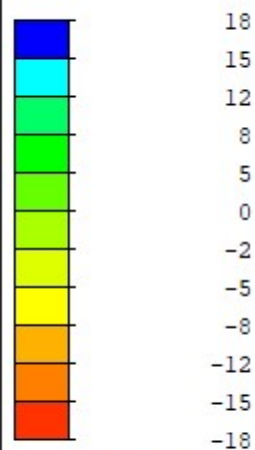
MAX : 161

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

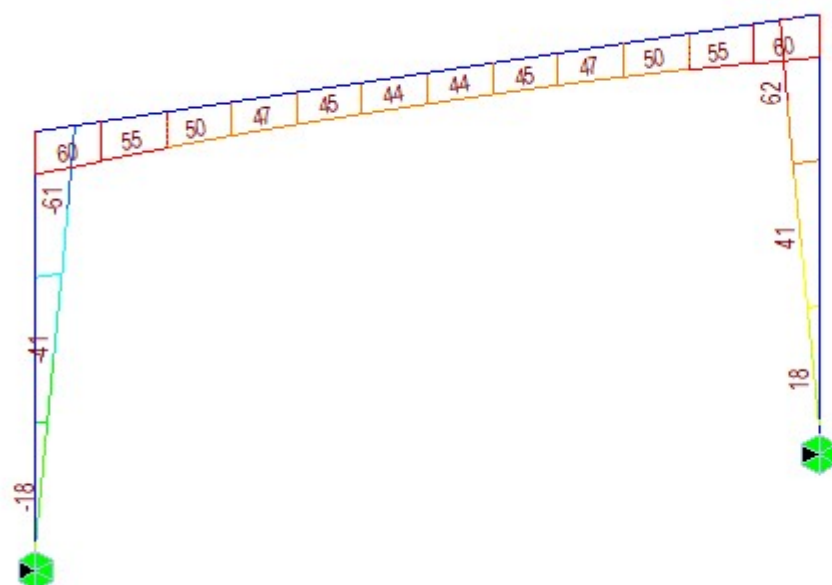
MOMENT-y



ST: OCHLAZENI

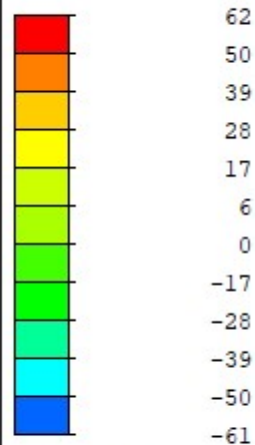
MAX : 170

MIN : 161



BEAM DIAGRAM

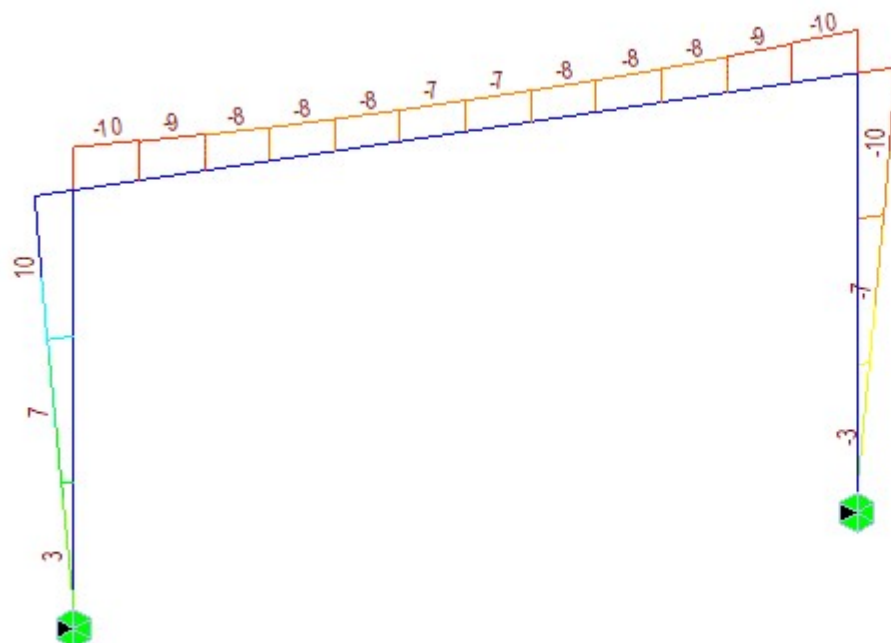
MOMENT-y



ST: TGR_GR+

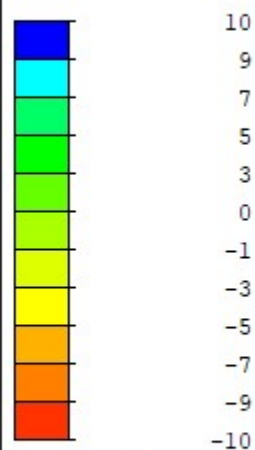
MAX : 170

MIN : 161



BEAM DIAGRAM

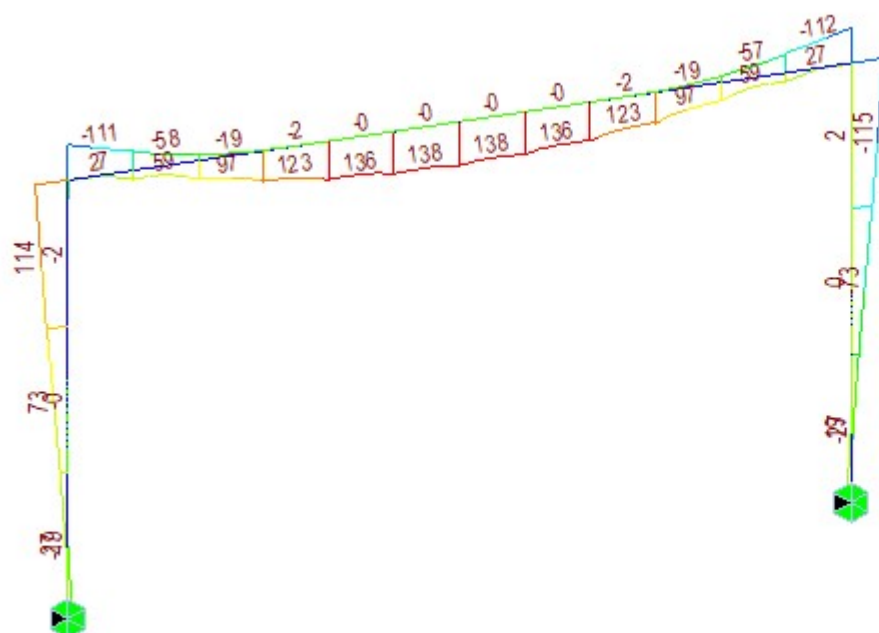
MOMENT-y



ST: TGR_GR-

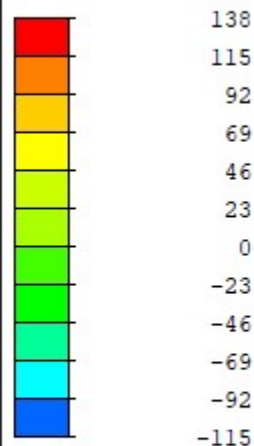
MAX : 161

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

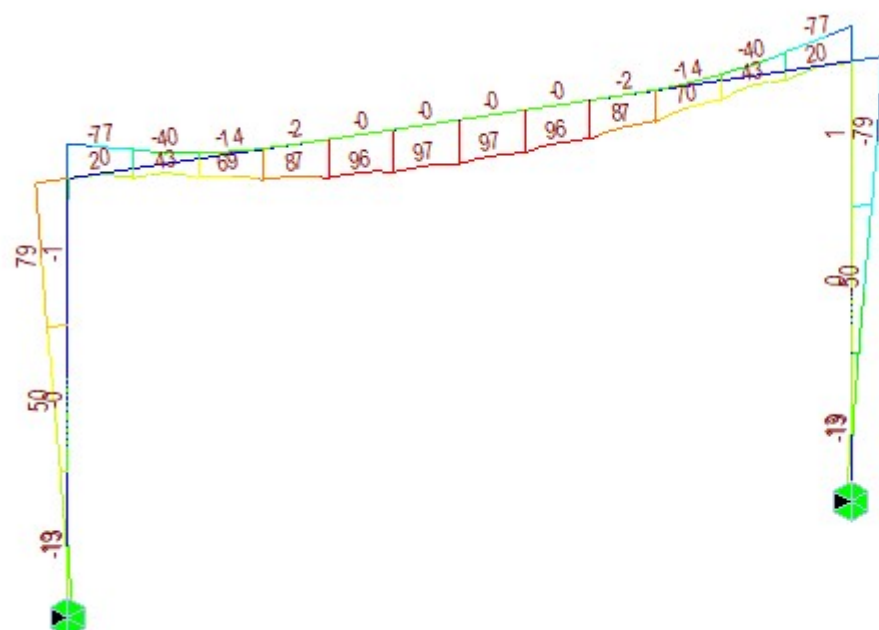
MOMENT-y



MVALL: LM1

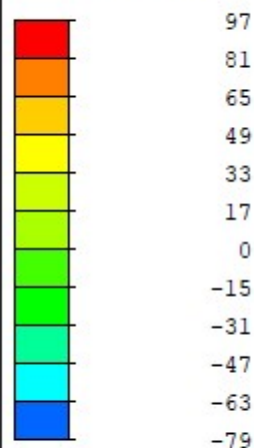
MAX : 33

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

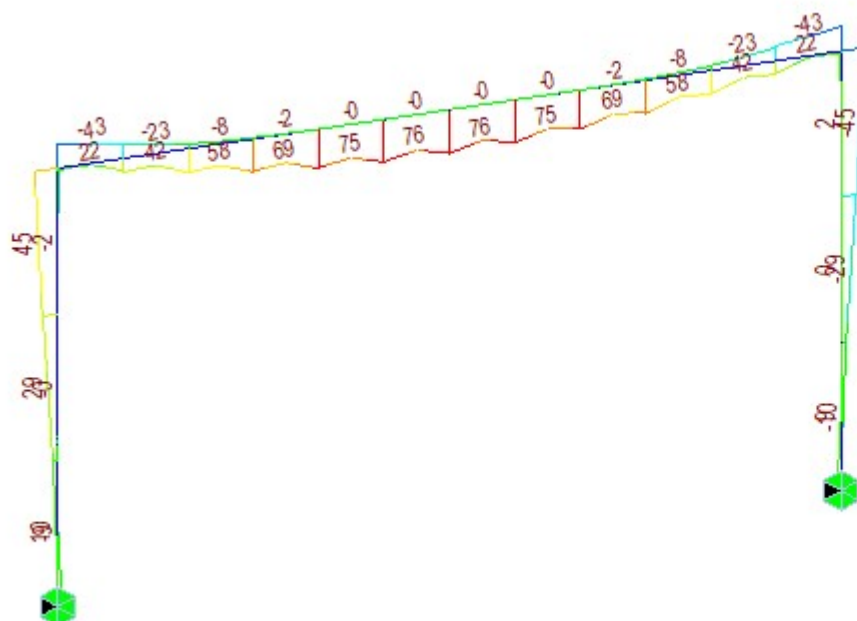
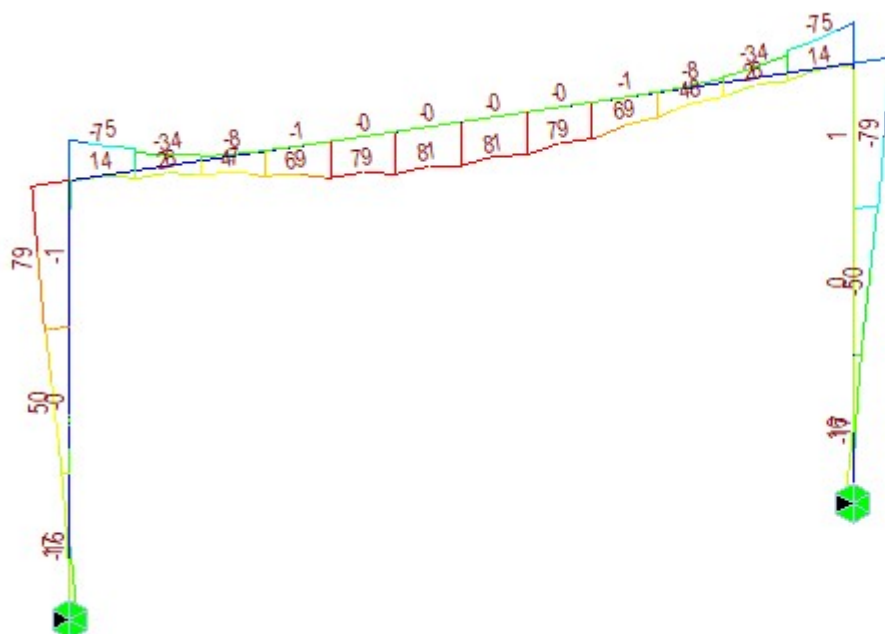
MOMENT-y



MVALL: LM1PSI

MAX : 33

MIN : 170



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

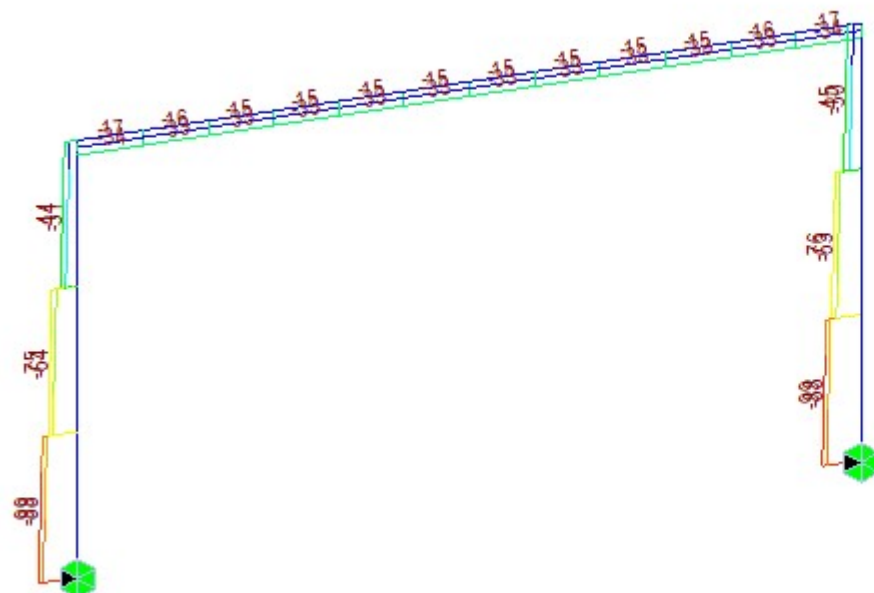
Mezní stav omezení průhybů

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).

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 3 \text{ mm} < \delta_{lim} = 6000/600 = 10 \text{ mm}$$

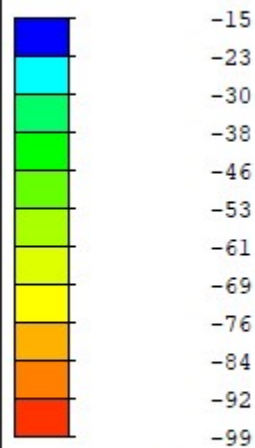
Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.

Vnitřní síly od kombinací pro MSP



BEAM DIAGRAM

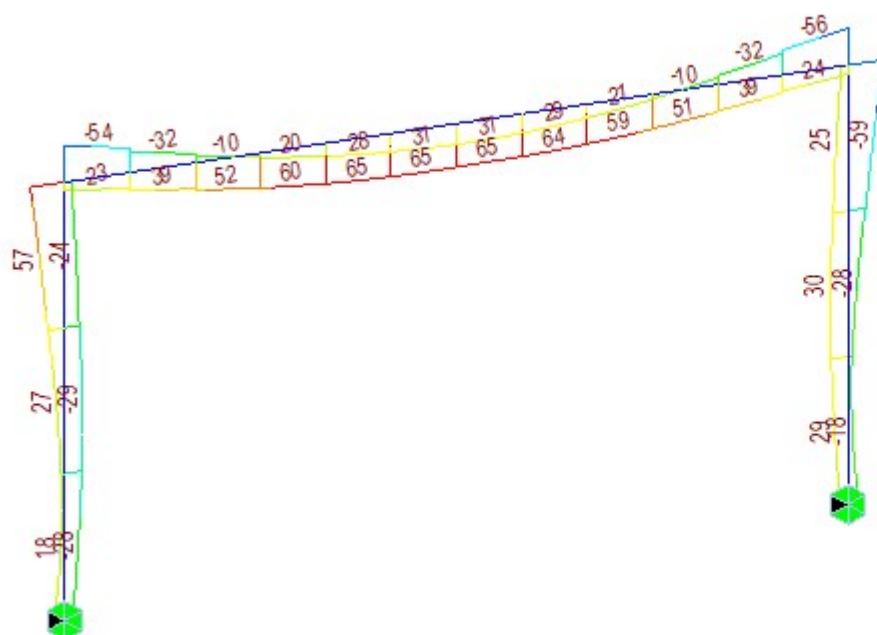
AXIAL



CBALL: GRIA_KVAZIS~

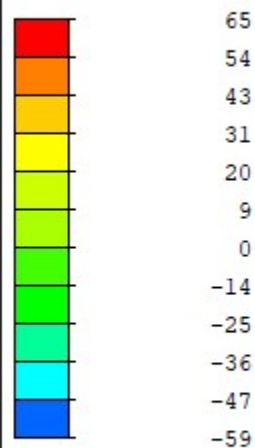
MAX : 32

MIN : 209



BEAM DIAGRAM

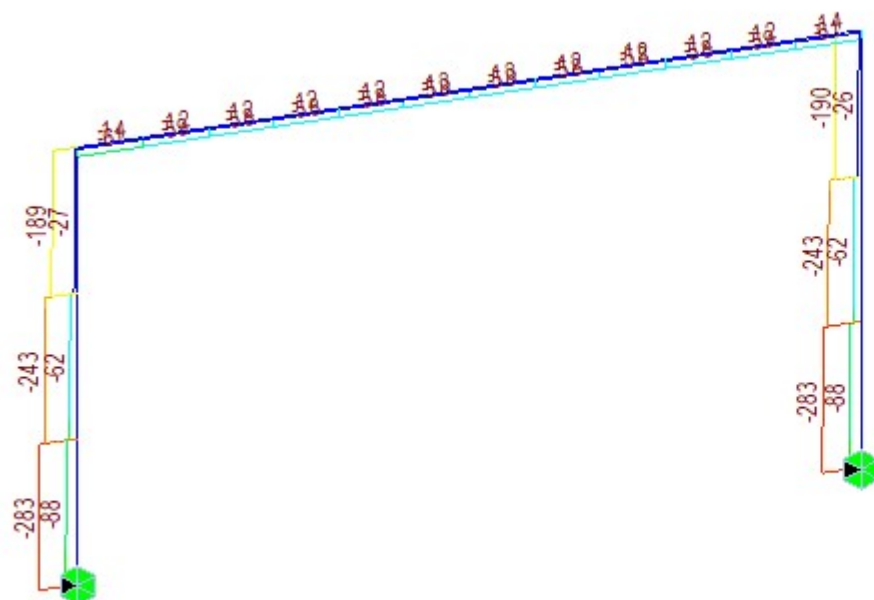
MOMENT-y



CBALL: GRIA_KVAZIS~

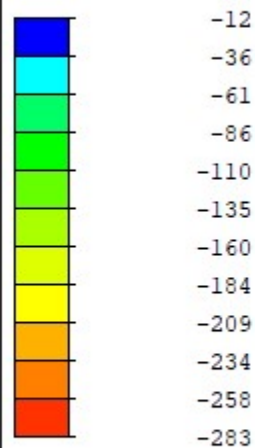
MAX : 33

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

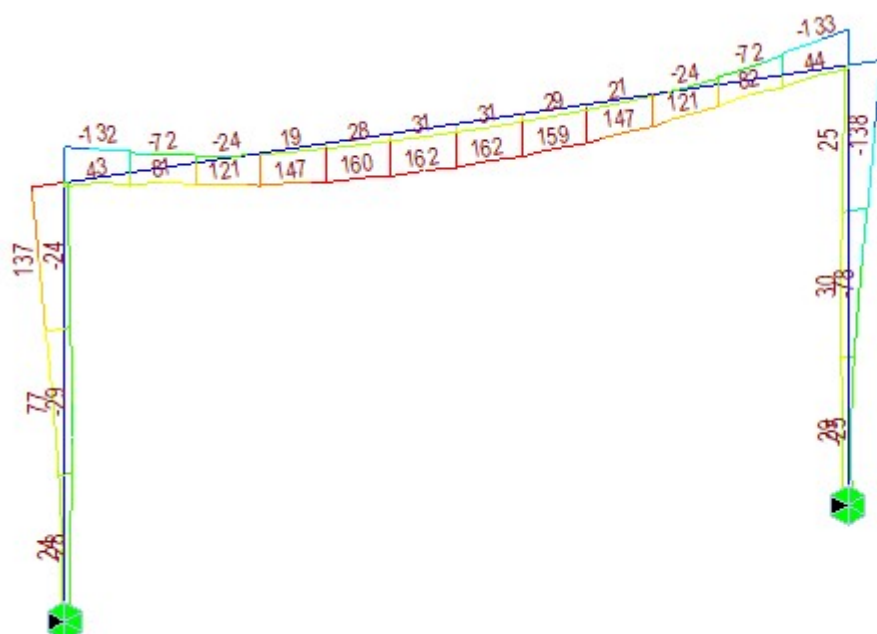
AXIAL



CBALL: GRIA_CASTA

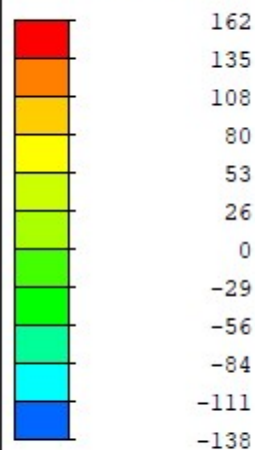
MAX : 30

MIN : 209



BEAM DIAGRAM

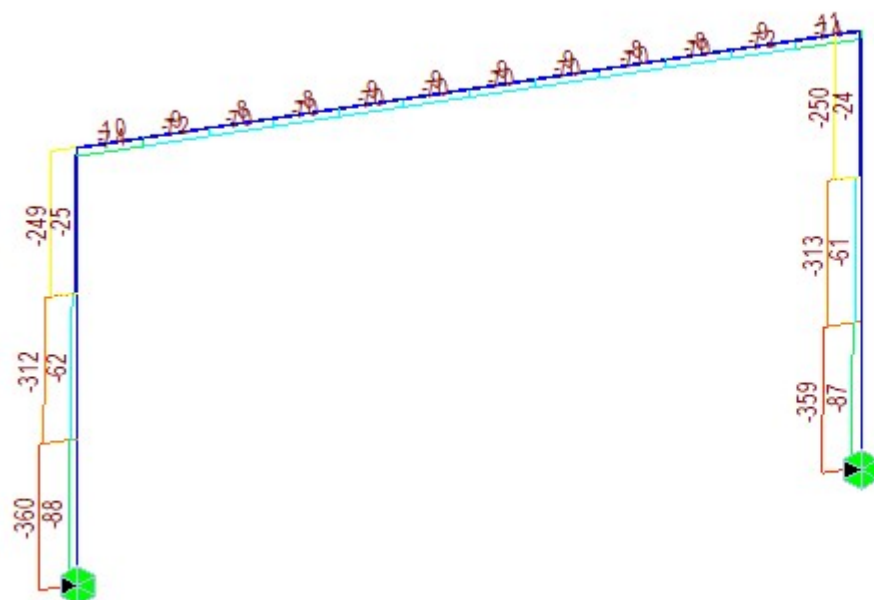
MOMENT-y



CBALL: GRIA_CASTA

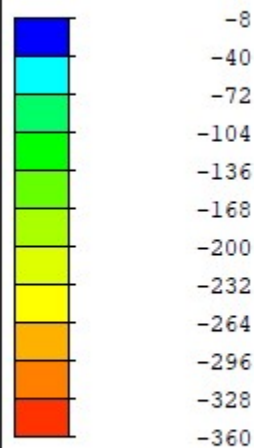
MAX : 34

MIN : 170



BEAM DIAGRAM

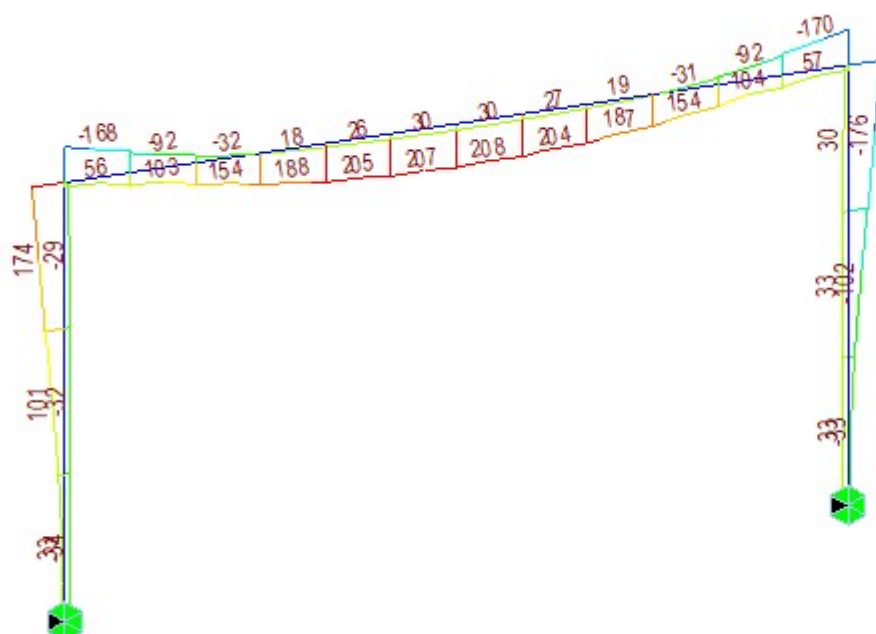
AXIAL



CBALL: GRIA_CHARAK~

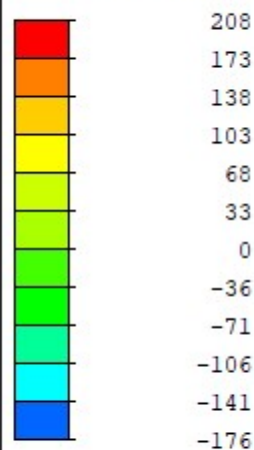
MAX : 30

MIN : 209



BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: GRIA_CHARAK~

MAX : 34

MIN : 170

4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

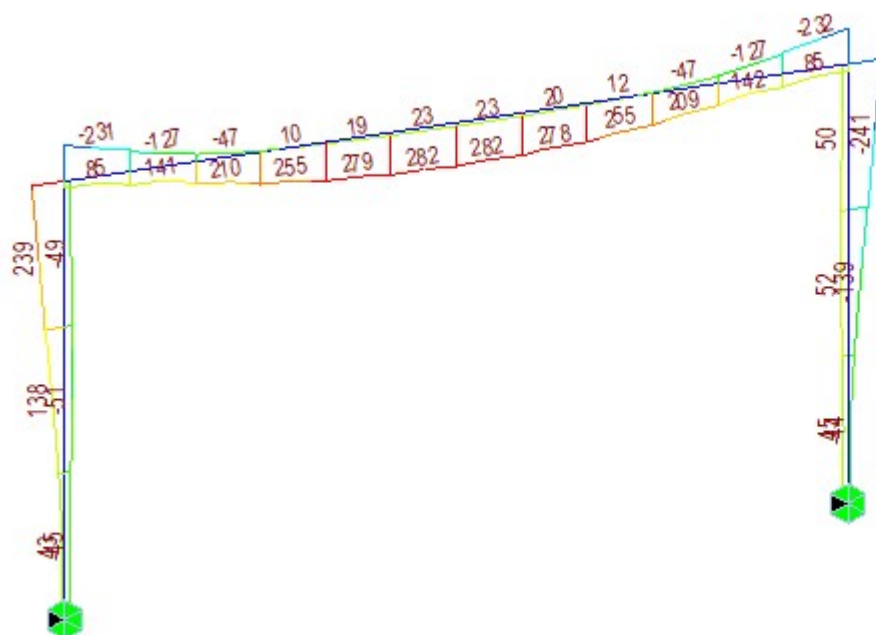
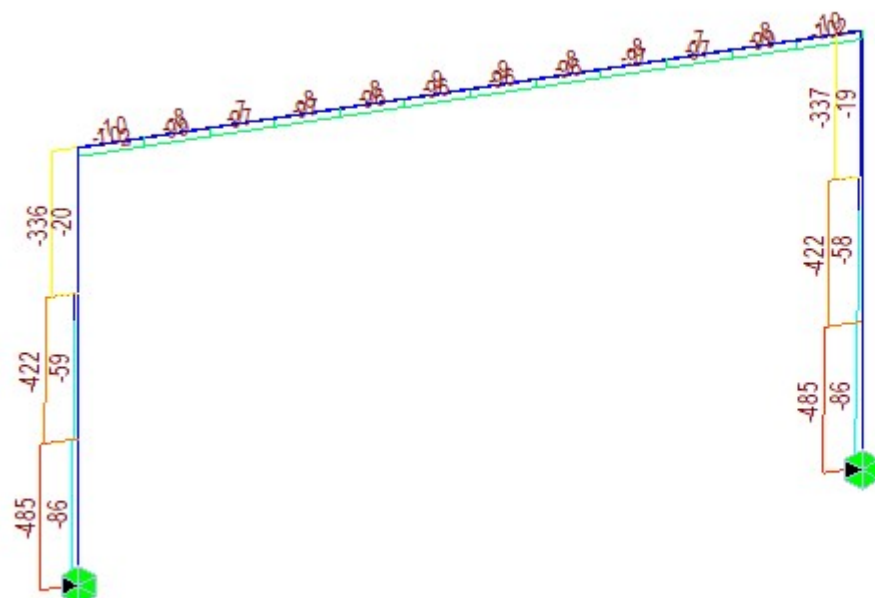
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačeném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno pro pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

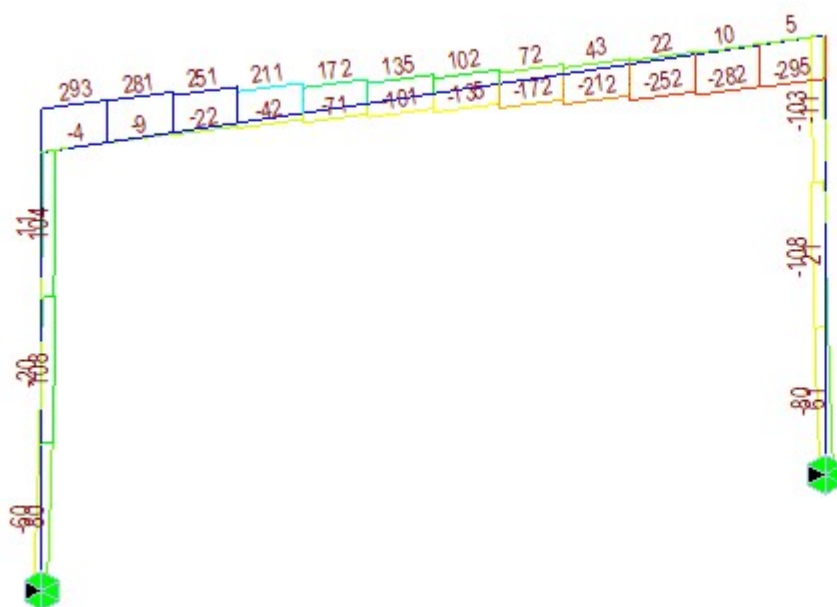
Ohyb a normálová síla

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

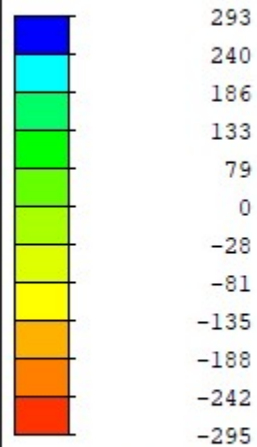
Vnitřní síly od kombinace MSÚ





BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: MSU_OBAL

MAX : 28

MIN : 36

4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

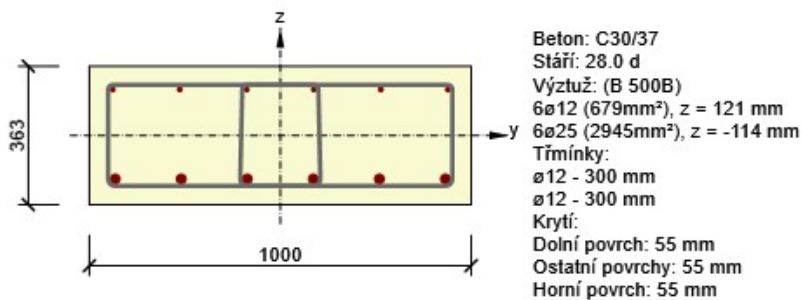
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

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



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	-172.0	0.0	282.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	208.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	65.0	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
Omezení napětí	0.0	208.0	0.0			98.7	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	282.0	0.0			84.8	OK
Smyk	0.0			172.0	0.0	85.7	OK
Interakce	0.0	282.0	0.0	172.0	0.0	98.1	OK
Omezení napětí	0.0	208.0	0.0			98.7	OK
Šířka trhliny	0.0	65.0	0.0			30.4	OK

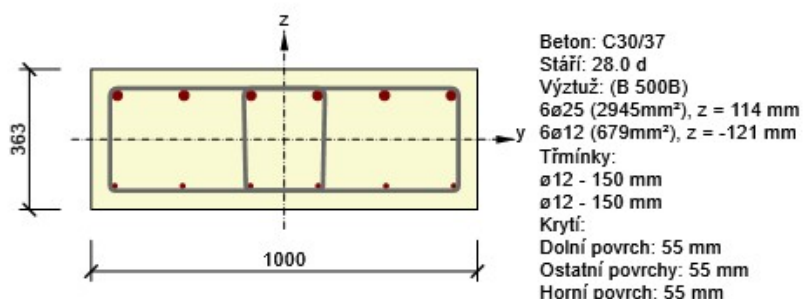
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Ramový roh

1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Ramový roh



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	-295.0	0.0	-241.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-176.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-59.0	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
Smyk	0.0			295.0	0.0	96.4	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	-241.0	0.0			72.5	OK
Smyk	0.0			295.0	0.0	96.4	OK
Interakce	0.0	-241.0	0.0	295.0	0.0	92.9	OK
Omezení napětí	0.0	-176.0	0.0			83.5	OK
Šířka trhliny	0.0	-59.0	0.0			27.6	OK

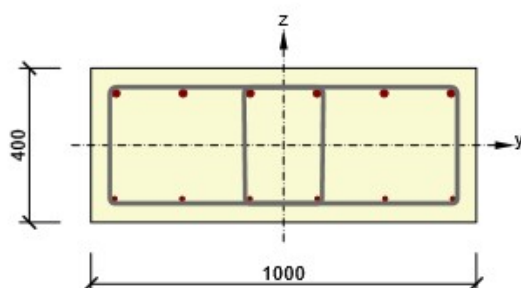
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

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



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 20 (1885mm²), z = 135 mm
 6 ϕ 12 (679mm²), z = -139 mm
 Třmínky:
 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	-86.0	0.0	-80.0	0.0	-45.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-88.0	0.0	0.0	0.0	-33.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-88.0	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	-86.0	-45.0	0.0	80.0	0.0	41.3	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	-86.0	-45.0	0.0			12.9	OK
Smyk	-86.0			80.0	0.0	41.3	OK
Interakce	-86.0	-45.0	0.0	80.0	0.0	41.3	OK
Omezení napětí	-88.0	-28.0	0.0			9.1	OK
Šířka trhliny	-88.0	-28.0	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 :	$\gamma_\phi =$	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	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	ϕ [°]
1	Třída G1, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	
2	Třída F4, konzistence měkká		24.50	14.00	18.50	11.00	
3	Třída S3, středně ulehlá		29.50	0.00	17.50	11.00	

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

Parametry zemín

Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00$ kN/m³Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 38.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00$ kPa**Statický výpočet**

Edometrický modul : $E_{oe} = 355.50 \text{ MPa}$
 d
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14.00 \text{ kPa}$
 Edometrický modul : $E_{oe} = 5.00 \text{ MPa}$
 d
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Edometrický modul : $E_{oe} = 21.00 \text{ MPa}$
 d
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: excentrická patka

Hloubka od původního terénu $h = 1.50 \text{ m}$

z
 Hloubka základové spáry $d = 1.50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 0.70 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s = 0.00^\circ$

1
 Sklon základové spáry $s = 0.00^\circ$
 2

Objemová tíha zeminy nad základem = 19.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky $x = 2.90 \text{ m}$

Šířka patky $y = 7.50 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.50 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru y $c_y = 7.50 \text{ m}$

Objem patky = 15.22 m^3

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $x = 1.75 \text{ m}$

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $y = 3.75 \text{ m}$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_s = 0.50 \text{ m}$

p
 Hloubka štěrko-pískového polštáře $h_s = 0.50 \text{ m}$
 p

Statický výpočet

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

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

Modul pružnosti

 $E_c = 33000.00 \text{ MPa}$
m

Ocel podélná : B500

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	1.50	Třída F4, konzistence měkká	
2	2.00	Třída S3, středně ulehlá	
3	-	Třída G1, středně ulehlá	

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	1560.00	0.00	-214.00	-176.00	0.00
2	ANO		MSU	Návrhové	1624.00	0.00	-380.00	-536.00	0.00
3	ANO		MSU2	Návrhové	2808.00	0.00	-380.00	-536.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1.00 m od původního terénu.

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]	γ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Kvazistala	Ano	0.27	0.00	118.49	637.40	18.59	Ano
Kvazistala	Ne	0.27	0.00	118.49	637.40	18.59	Ano
MSU	Ano	0.23	0.00	118.24	959.17	12.33	Ano

Statický výpočet

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	\square [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU	Ne	0.21	0.00	126.74	1016.10	12.47	Ano
MSU2	Ano	0.25	0.00	186.71	1185.37	15.75	Ano
MSU2	Ne	0.24	0.00	195.13	1214.58	16.07	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 271.87 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 273.60 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 5.78 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 19.46 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R = 637.40 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\square = 118.49 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_p = 152.01 \text{ kN}$

Úhel tření základ-základová spára $\square = 38.50^\circ$

Soudržnost základ-základová spára $a = 0.00 \text{ kPa}$

Horizontální únosnost základu $R_d = 1913.01 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 536.00 \text{ kN}$

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 \square_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 271.87 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 273.60 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 1.3 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 1.3 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0.9 mm

Statický výpočet

Sednutí středu základu = 3.3 mm

Sednutí charakterist. bodu = 2.0 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 191.77 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=2.42$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.14$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 3.3 mm

Hloubka deformační zóny = 5.10 m

Natočení ve směru x = 0.563 ($\tan \cdot 1000$)

Natočení ve směru y = 0.000 ($\tan \cdot 1000$)

5 Závěr

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

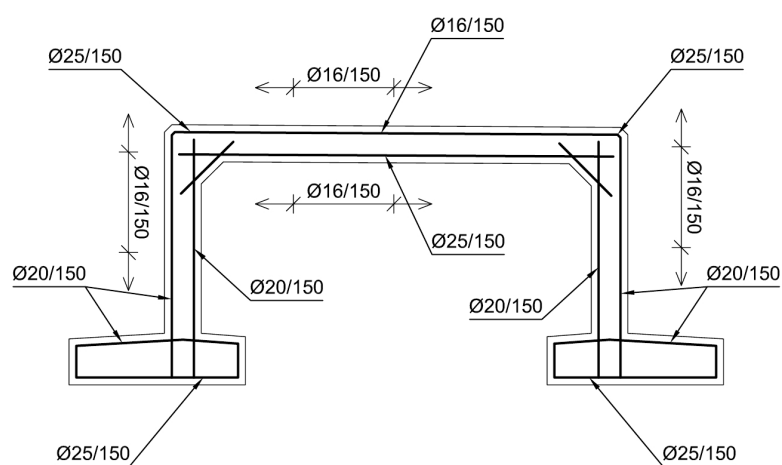
Praha 01/2019

Ing. Ondřej Svoboda

6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ

