

STAVEBNÍK

KRAJ VYSOČINA

Žižkova 57, 587 33 Jihlava



SO 201 MOST EV. Č. 13112 - 2

STAVBA

**III/13112 VYSKYTNÁ NAD JIHLAVOU
MOST EV. Č. 13112 - 2**



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

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

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

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

KSUSV

ING. LIBOR VYKOUKAL

ING. LIBOR VYKOUKAL

ING. IGOR BÁLIK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2018-087

DATUM

01/2020

STUPEŇ

PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

10

PARÉ



Obsah

1. Identifikační údaje stavby	3
2. Základní údaje o objektu	3
1.1 Technický popis konstrukce	4
1.2 Výpočetní model	4
1.3 Výpočetní pomůcky	4
1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury	4
1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	5
2 Grafické přílohy statického výpočtu	6
2.1 Půdorys	6
2.2 Podélný řez	6
2.3 Příčný řez	7
3 Výpočet	8
3.1 Konstrukce	8
3.1.1 Schéma konstrukce	8
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby	8
3.2 Materiály	9
3.2.1 Beton	9
3.2.2 Betonářská výztuž	9
3.3 Zatížení	9
3.3.1 Zatížení stálé	9
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	9
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	10
<u>Zemní tlak</u>	10
3.3.2 Pokles podpěr	10
3.3.3 Zatížení proměnné	10
<u>Zatížení dopravou</u>	10
Model zatížení 1 (LM1)	10
Model zatížení 2 (LM2)	11
<u>Model zatížení 3 (LM3)</u>	11
Brzdné a rozjezdové síly	11
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	12
3.3.4 Kombinace zatížení	13
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	13
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	13
3.4 Nosná konstrukce	13
3.4.1 Postup výstavby	13
3.4.2 Vnitřní síly	14
3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	21
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	21
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	21
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	21
3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	24
<u>Ohyb a normálová síla</u>	24
3.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce	26



3.4.6 Návrh a posouzení založení	29
<u>Základ rámu</u>	29
3.4.7 Posouzení pažení – kotvená část	36
3.4.8 Únosnost proti vytažení kotvy	49
3.5 Křídlo – úhlová zeď	49
3.6 Křídlo – gabion	57
4 Závěr	61
5 Schéma výztuže	62



1. Identifikační údaje stavby

Stavba	III/13112 VYSKYTNÁ NAD JIHLAVOU MOST EV.Č.13112-2
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Most ev. č. 13112 - 2
Kraj	Vysočina
Obec	Vyskytná nad Jihlavou (okres Jihlava)
Katastrální území	Vyskytná nad Jihlavou [787779]
Investor	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, příspěvková organizace Kosovská 1122/16 586 01 Jihlava
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, příspěvková organizace Kosovská 1122/16 586 01 Jihlava
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Ing. Libor Vykoukal tel. 607 930 191
Pozemní komunikace	III/13112
Staničení na komunikaci	km 2,767
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991
Účel dokumentace	Dokumentace pro územní řízení, Dokumentace pro stavební povolení a Dokumentace pro provádění stavby – DUR/DSP/PDPS

2. Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	–
odstavec c)	přes místní komunikace
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/13112, jednopólový, s horní mostovkou, šikmý, trvalý, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	8,075 m šikmý
<i>Délka nosné konstrukce</i>	8,76 m šikmá
<i>Rozpětí</i>	5,90 m kolmé
<i>Šikmost mostu</i>	levá
<i>Volná šířka mostu</i>	6,5 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka mostu</i>	8,1 m
<i>Stavební výška</i>	0,700 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	67,7m ²
<i>Důležitá upozornění</i>	-

1.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám na jedno pole s rozpětím 5,90 m. Most je šikmý s šikmostí 46,93°. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,485 - 0,56 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,5 m. Založení rámu je plošné.

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 2019
- 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 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

1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Inženýrsko – geologický průzkum

1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Libor Vykoukal

Projektant mostů a inženýrských konstrukcí

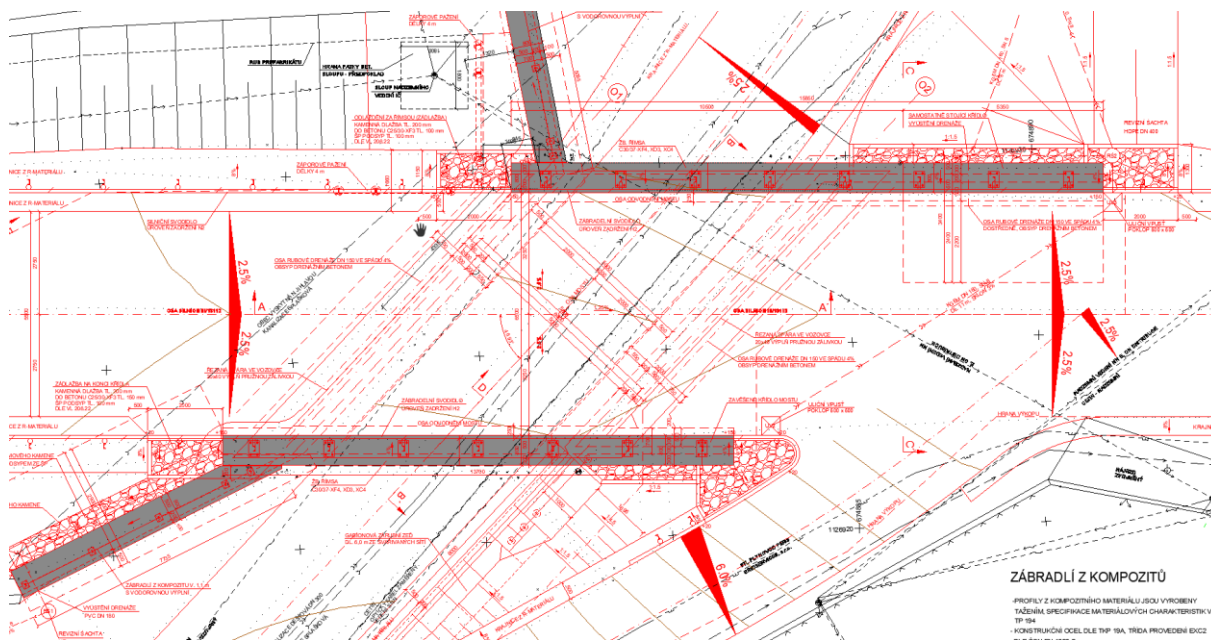
.....

Ing. Libor Vykoukal

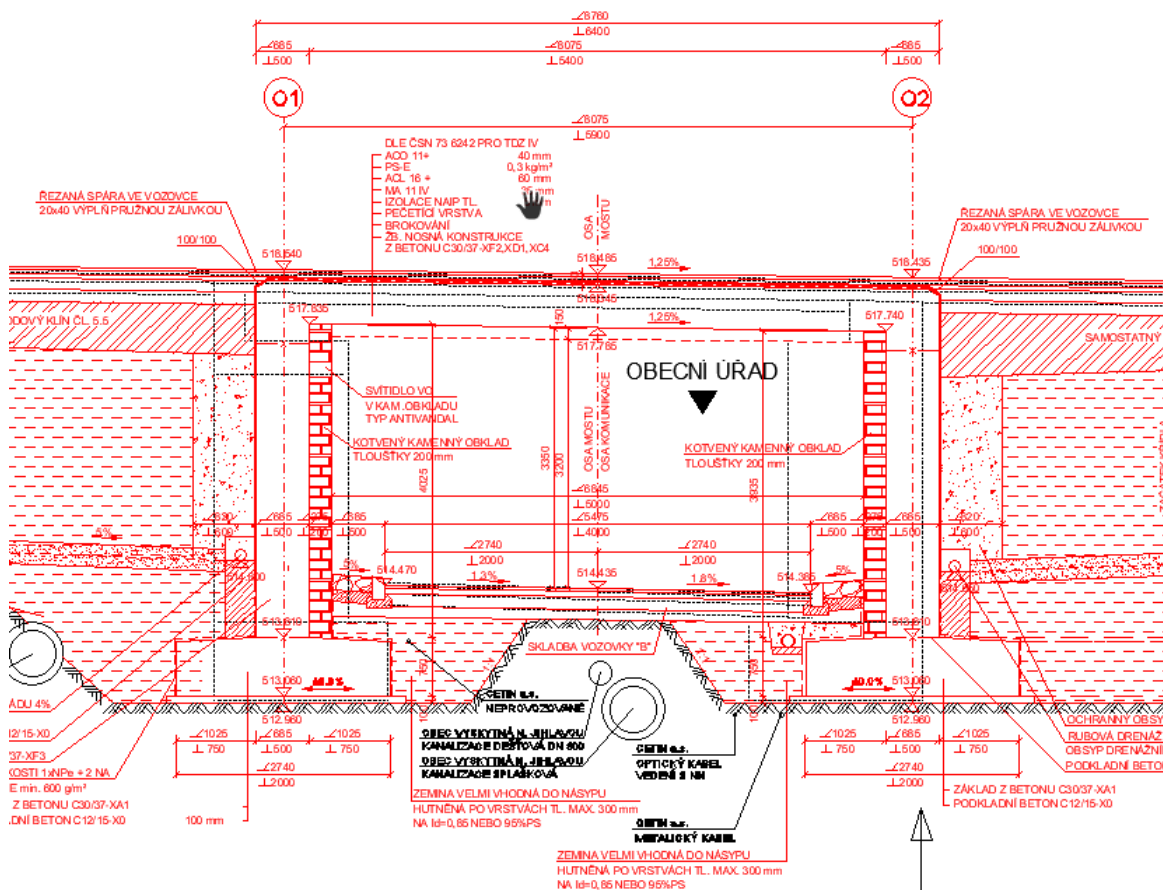
V Liberci , říjen 2019

2 Grafické přílohy statického výpočtu

2.1 Pūdorys

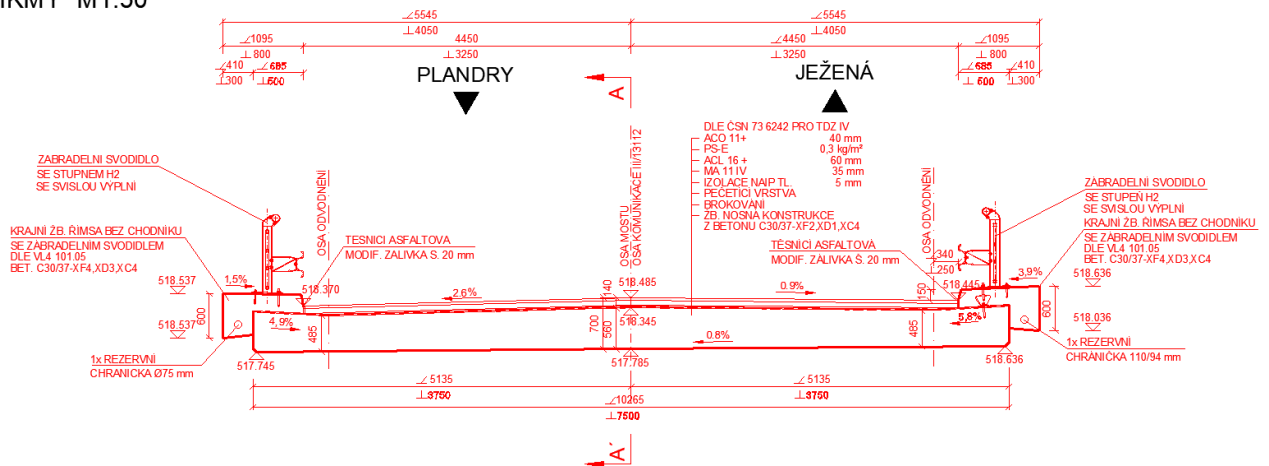


2.2 Podélný řez



2.3 Příčný řez

ŘEZ B-B'
ŠIKMÝ M1:50

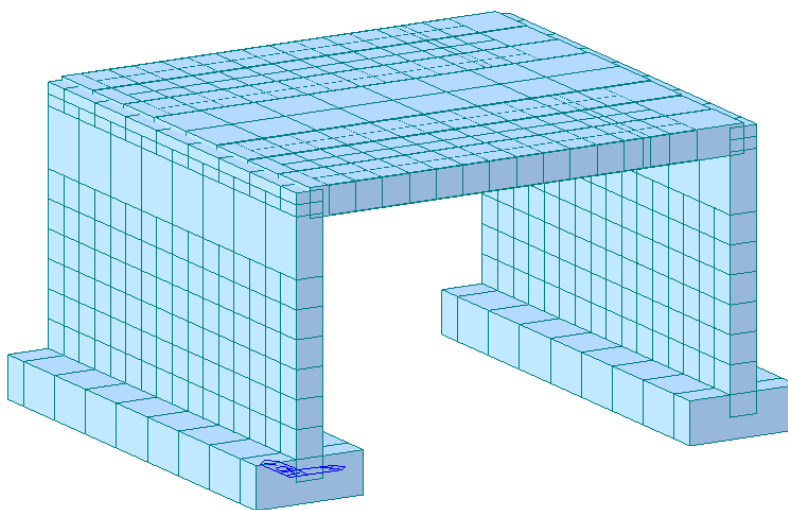


3 Výpočet

3.1 Konstrukce

3.1.1 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.



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:	$\nu = 0,2$

Beton:	C20/25
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 31\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 13\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,60\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

3.2.2 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:	$E_s = 200\text{ GPa}$

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/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 $0,367 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 9,18 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 85 mm $0,140 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^{-3} = 22,75 \text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa $0,367 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 9,18 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradelní svodidlo $2 \cdot 1,5 \text{ kNm}^{-1} = 3 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

$$\sigma_1 = 4,625 \cdot k_0 \cdot \gamma = 46,25 \text{ kNm}^{-3}$$

3.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 1 mm.

3.3.3 Zatížení proměnnéZatížení dopravou

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

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

Model zatížení 1 (LM1)

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

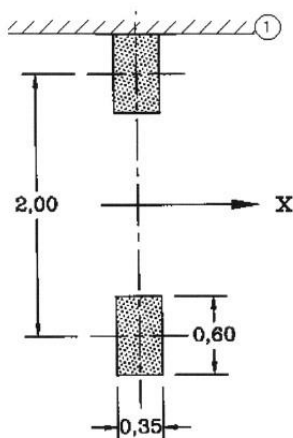
Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 2.

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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,8 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 8,08 = 381,82 \text{ kN}$$

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:

$T_{\max} = 38^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}$.

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$T_{e,\max} = 39,5^{\circ}\text{C}$, $T_{e,\min} = -26^{\circ}\text{C}$.

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

$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -24 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$

$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 39,5 - 10 = +29,5^{\circ}\text{C}$

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

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$12,80^{\circ}\text{C} - 0,56 \text{ m}$

$3,00^{\circ}\text{C} - 0,392 \text{ m}$

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

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,168 \text{ m}$

$1,90^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$

Ochlazení (měřeno zdola)

$-6,1^{\circ}\text{C} - 0,56 \text{ m}$

$-1,7^{\circ}\text{C} - 0,448 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,308 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,252 \text{ m}$

$-1,4^{\circ}\text{C} - 0,112 \text{ m}$

$-4,7^{\circ}\text{C} - 0,000 \text{ m}$

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje 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 – spojitá 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

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

3.4 Nosná konstrukce

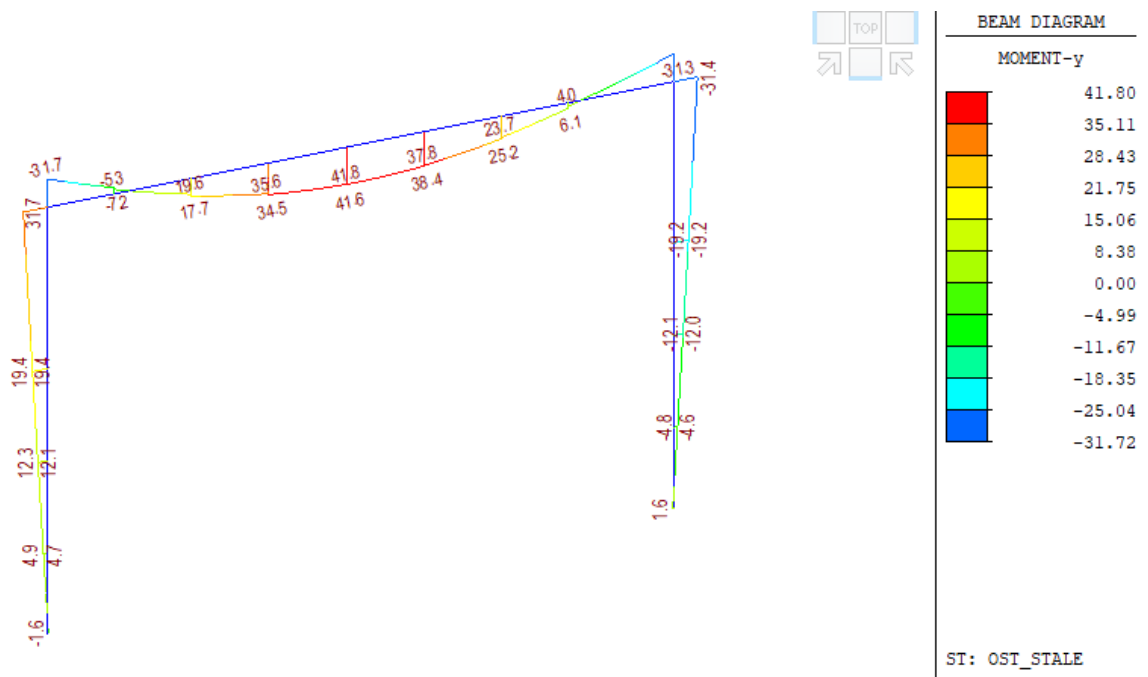
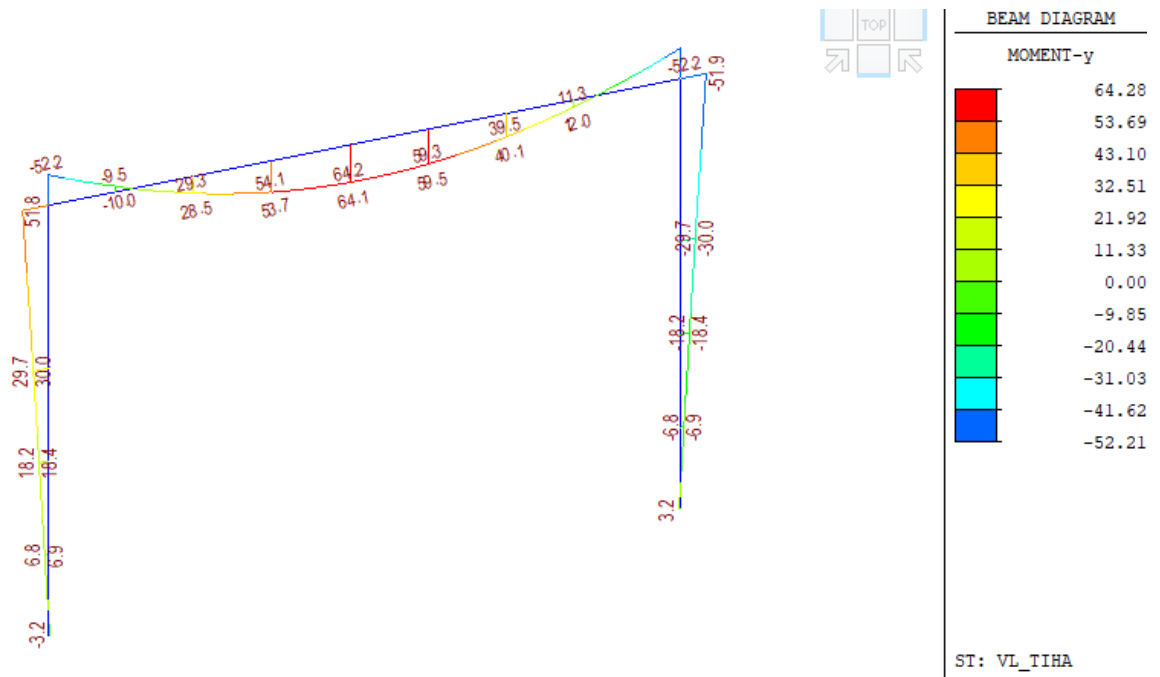
3.4.1 Postup výstavby

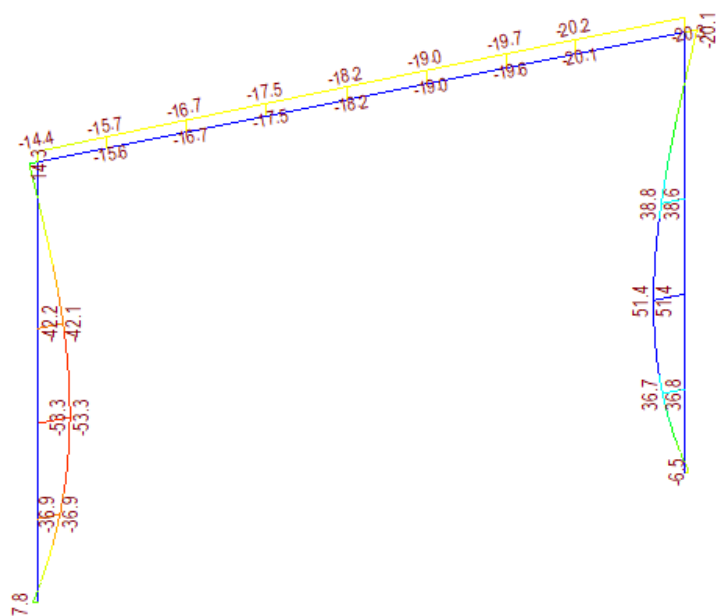
Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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.

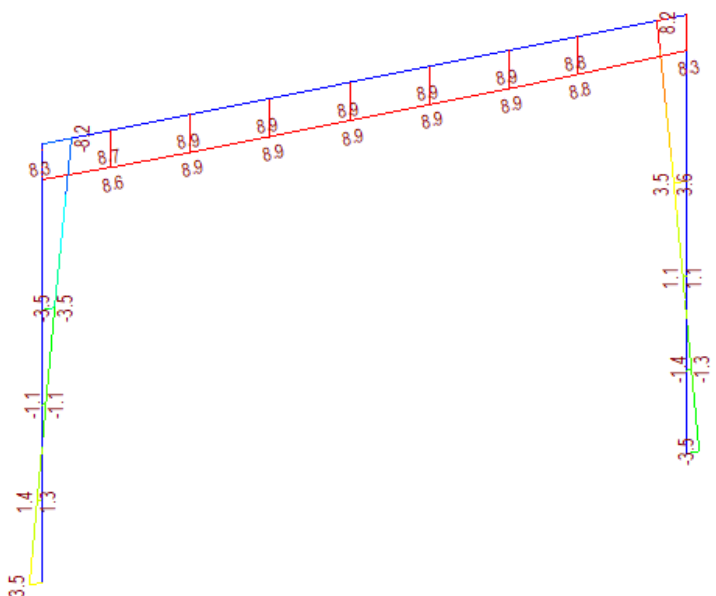
3.4.2 Vnitřní síly

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

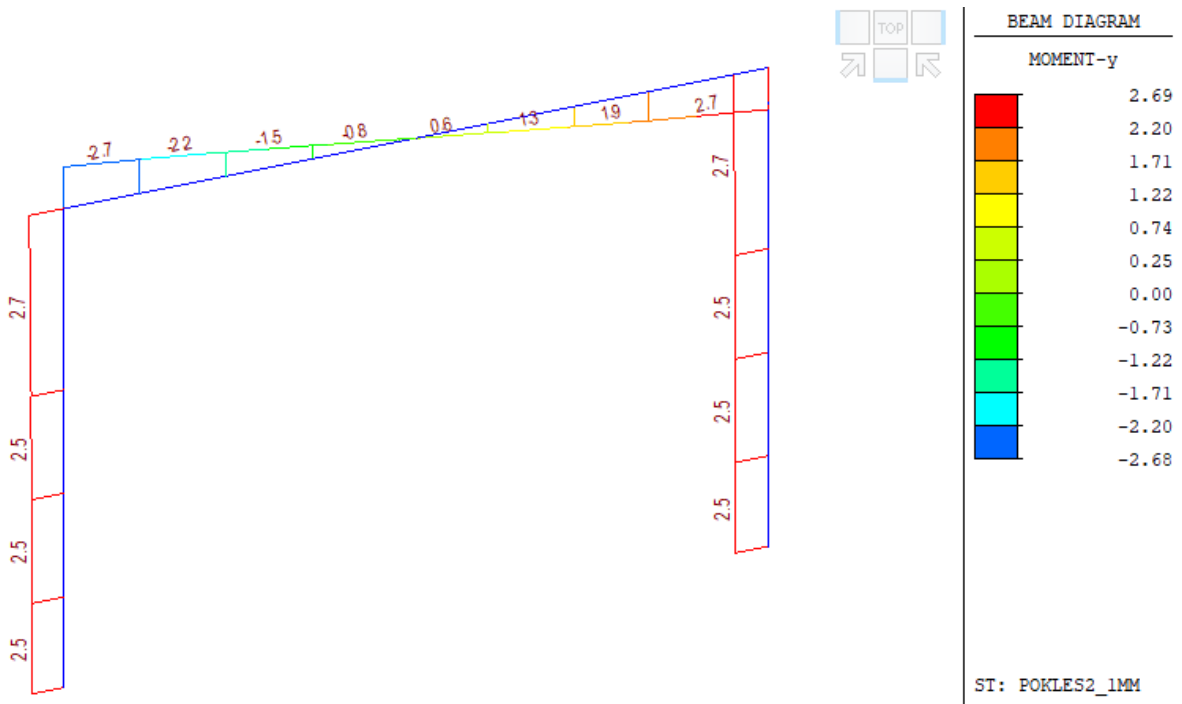
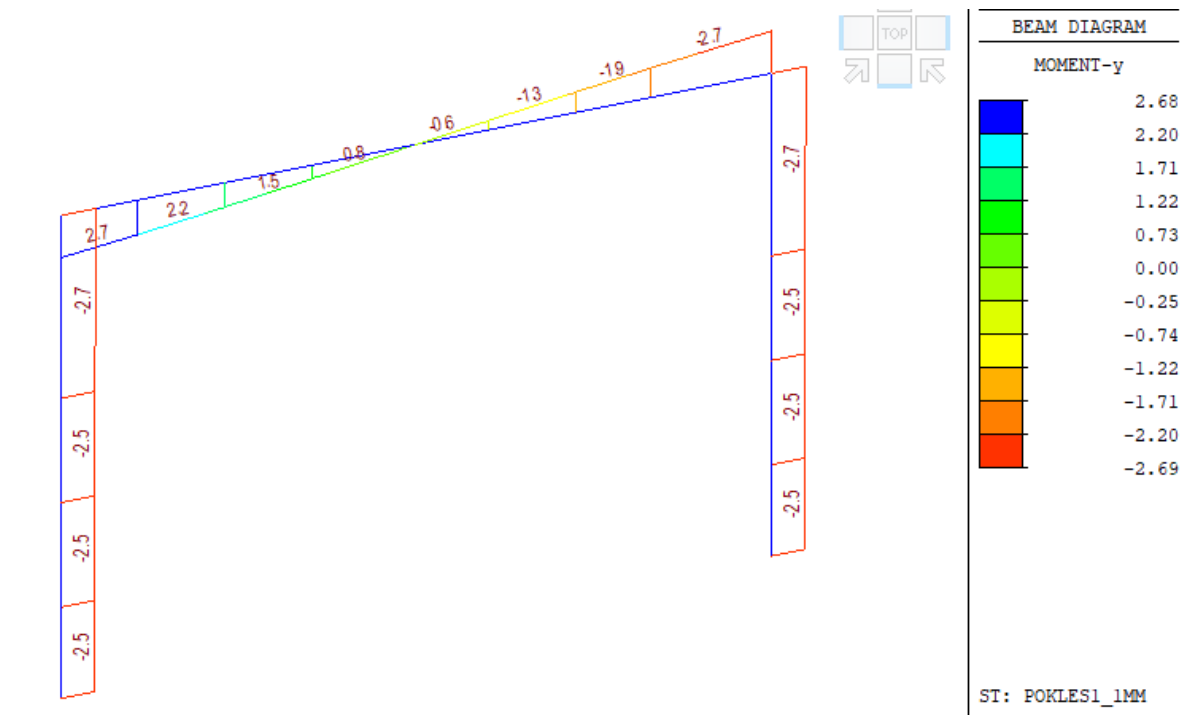


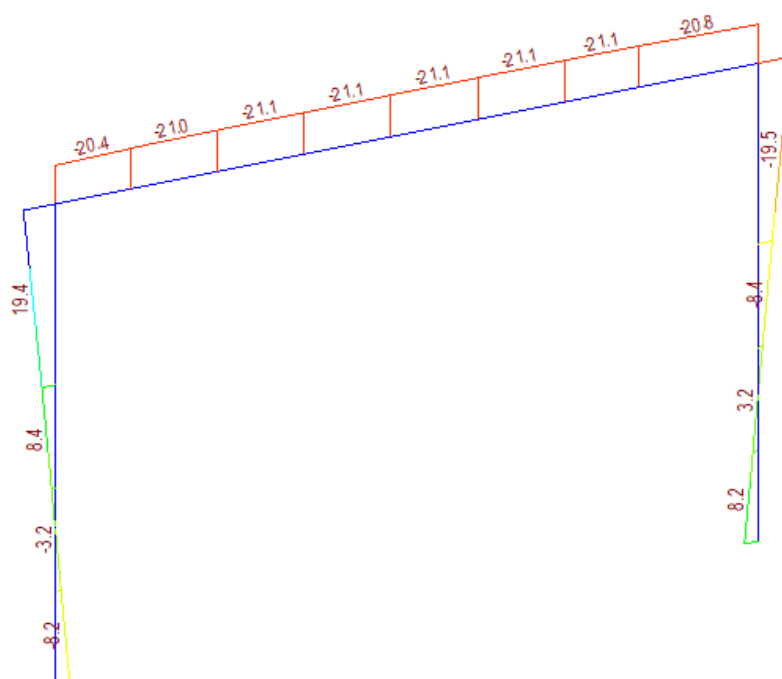


ST: ZEMTLAK



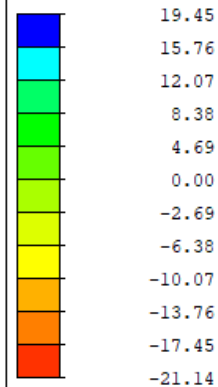
ST: SMRSTOVANI



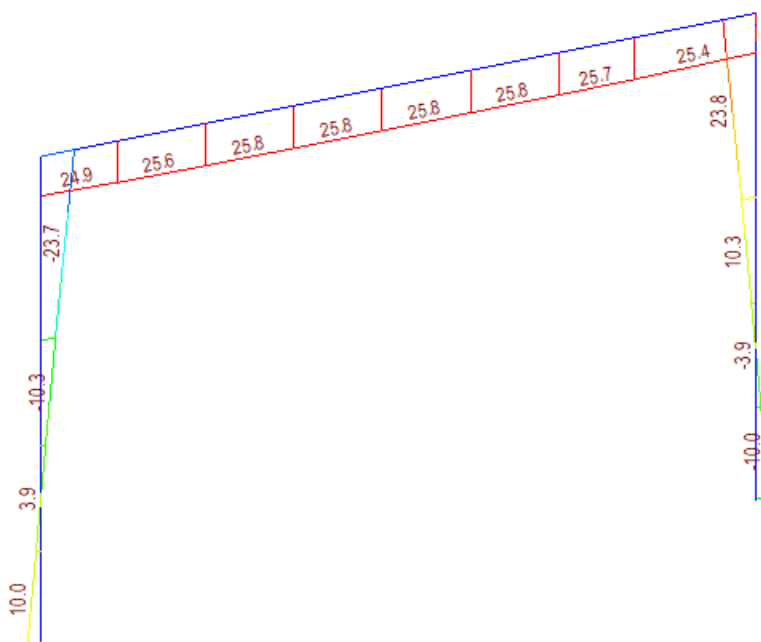


BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

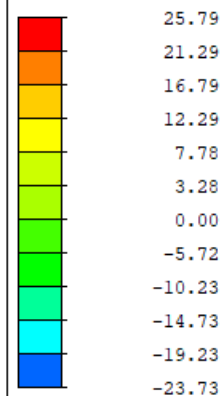


ST: OTEPLENI

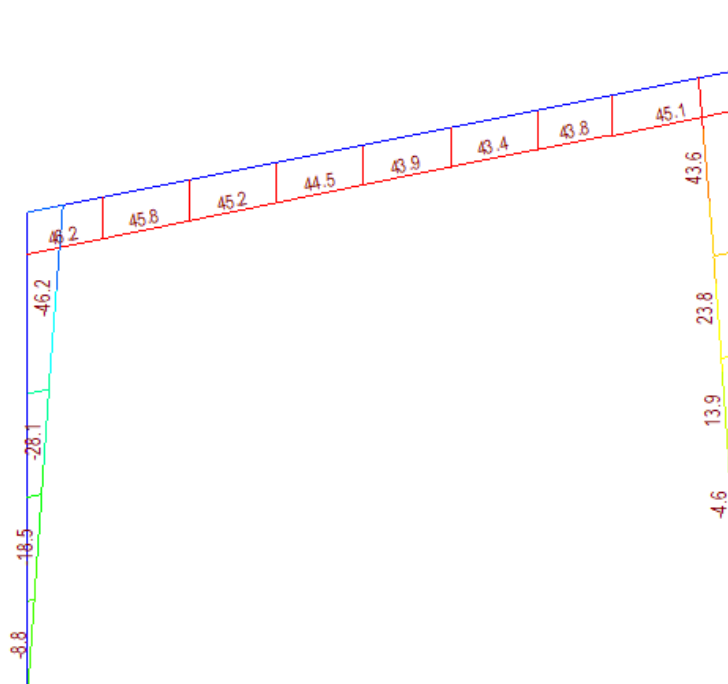


BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

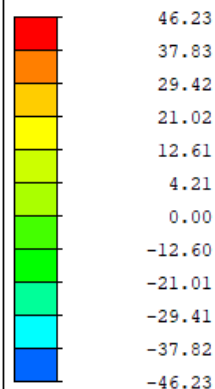


ST: OCHLAZENI

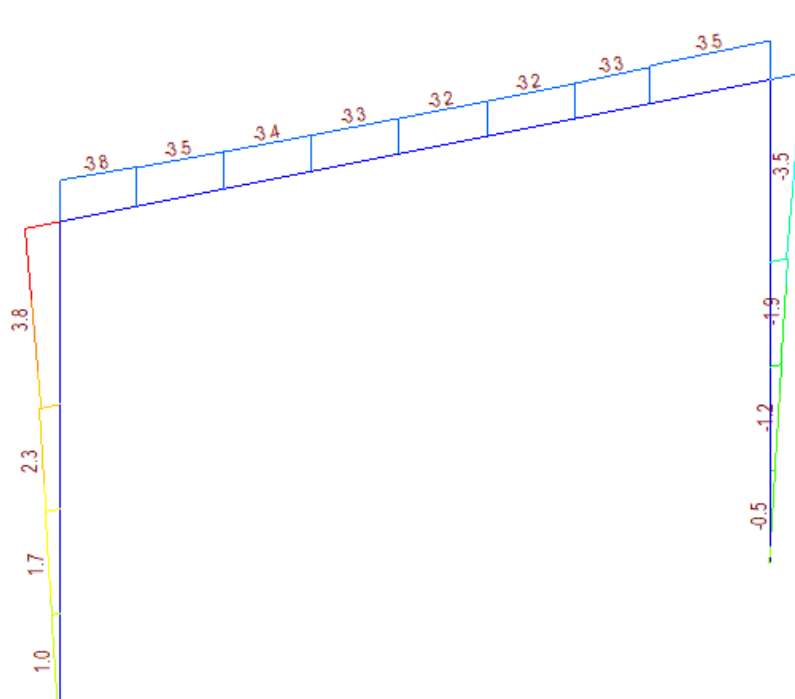


BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

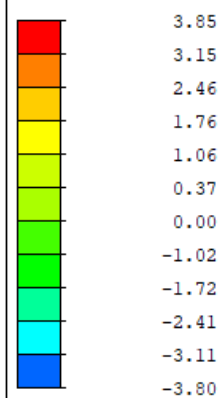


ST: TGR_GR+

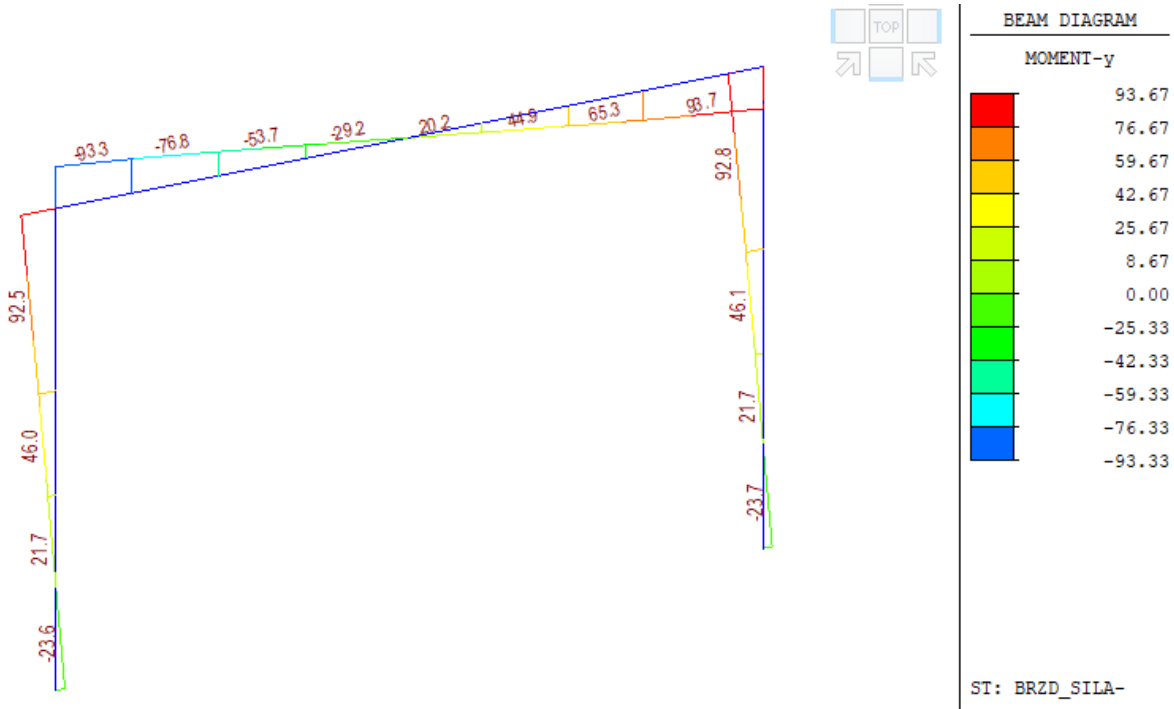
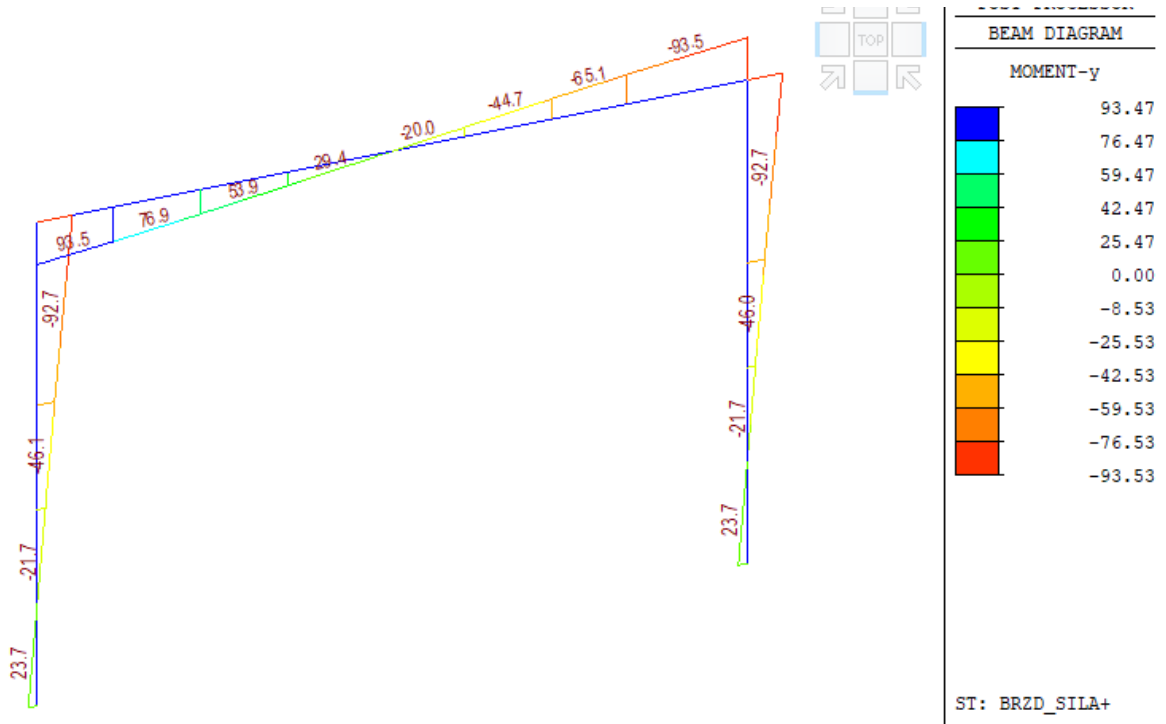


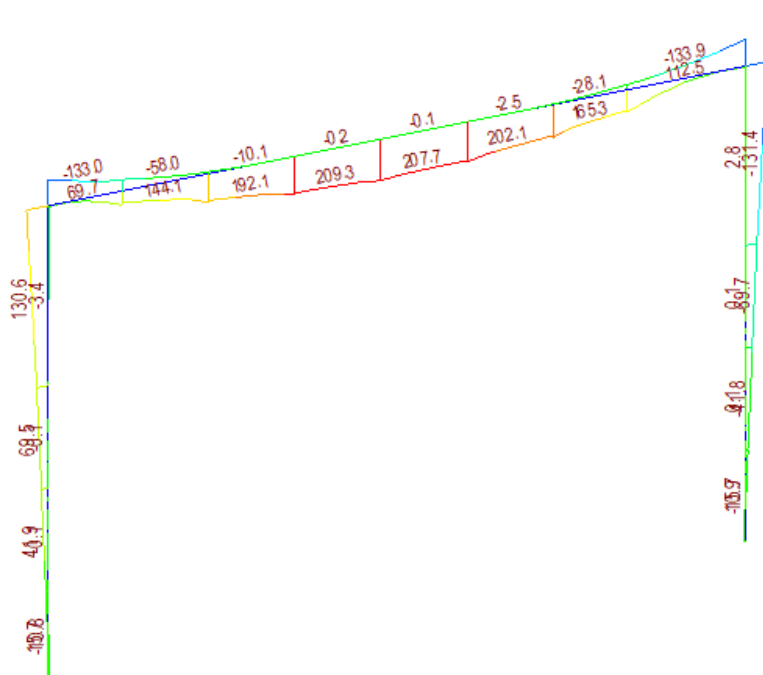
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



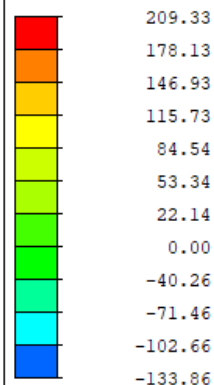
ST: TGR_GR-



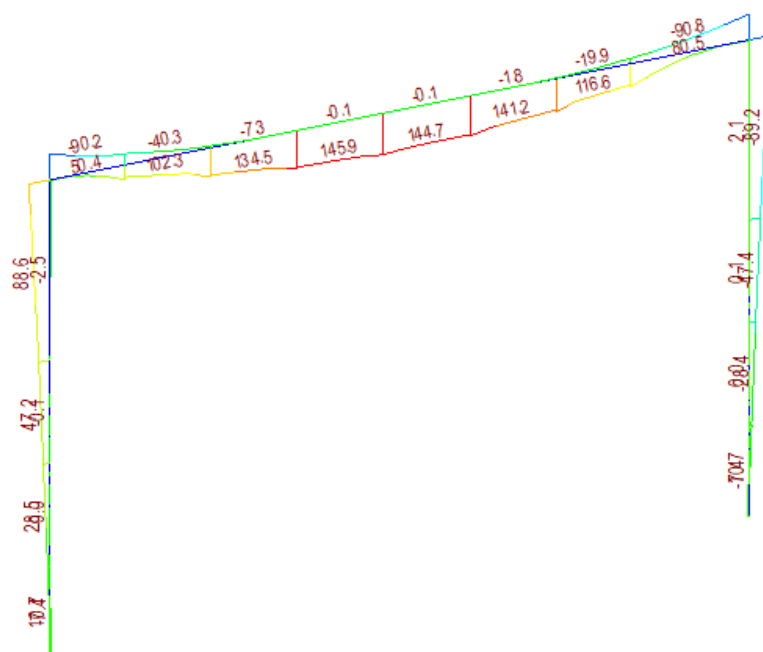


BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

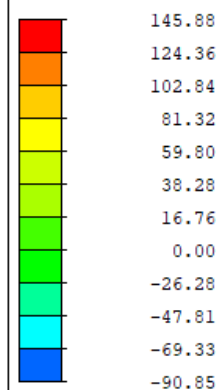


MVALL: LM1

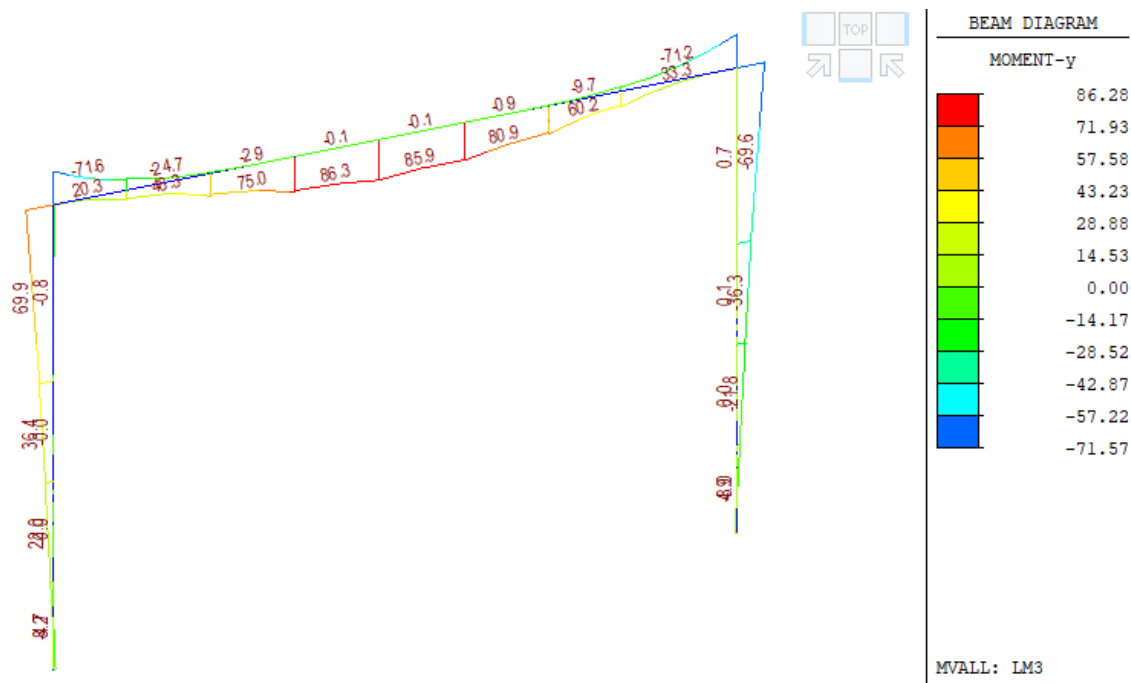


BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



MVALL: LM1PSI



3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlínami, 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 $w_{max}=0.2 \text{ mm}$.

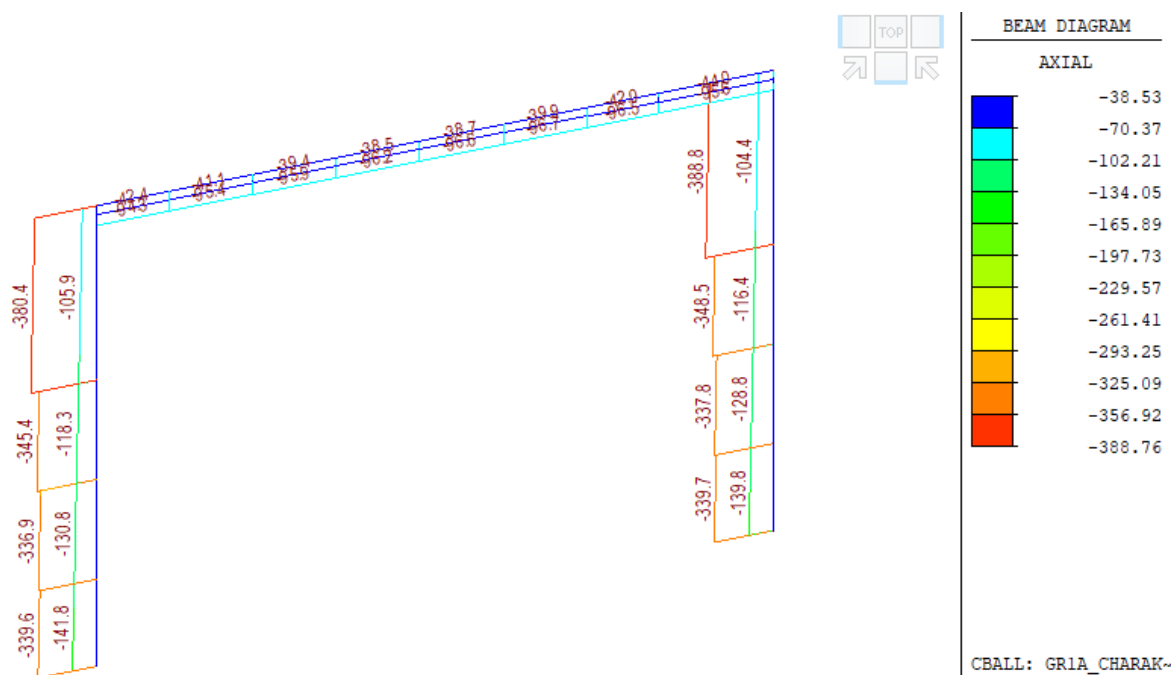
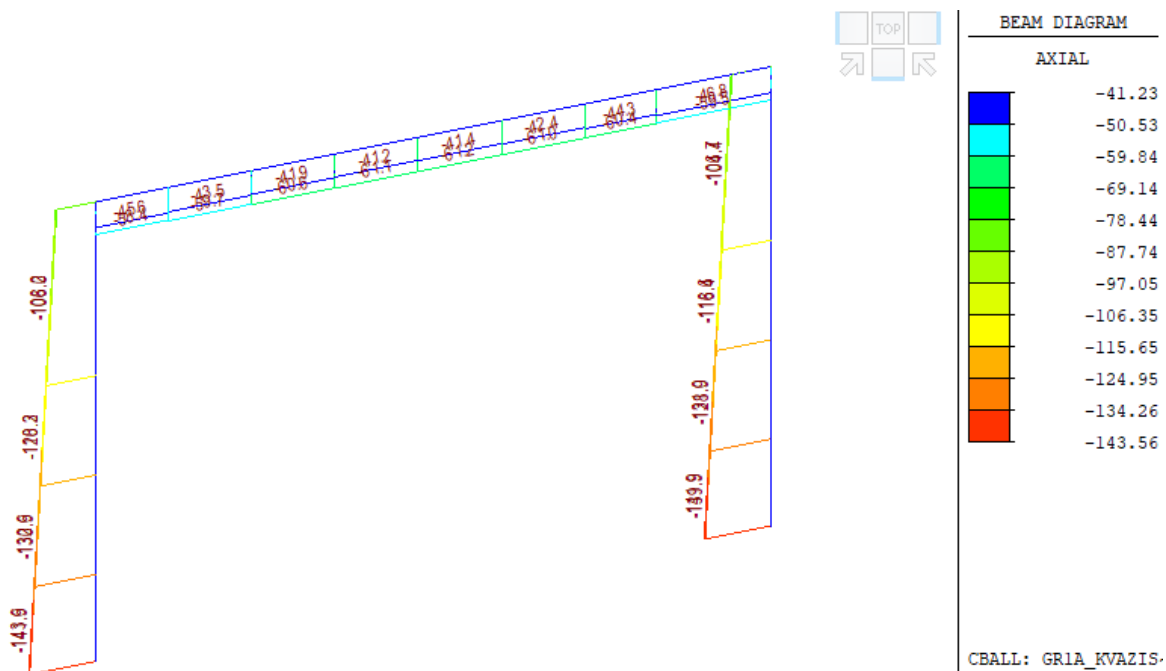
Mezní stav omezení průhybů

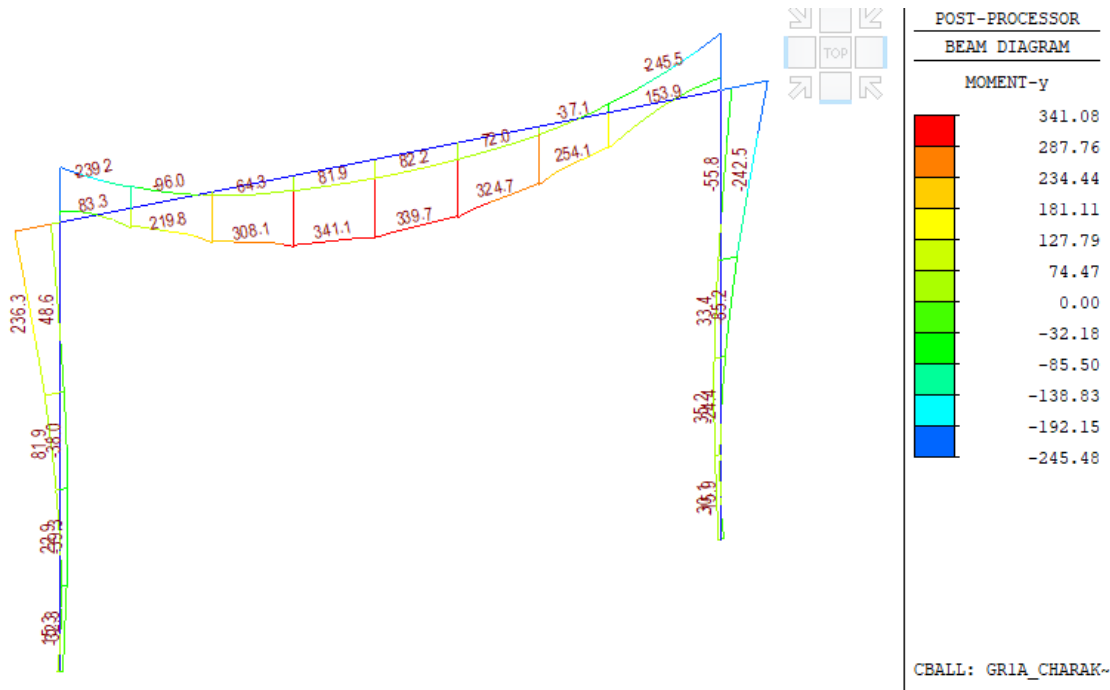
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

Spočtený průhyb: $\delta_{\max} = 4 \text{ mm} < \delta_{\lim} = 8080/600 = 13 \text{ mm}$

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





3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

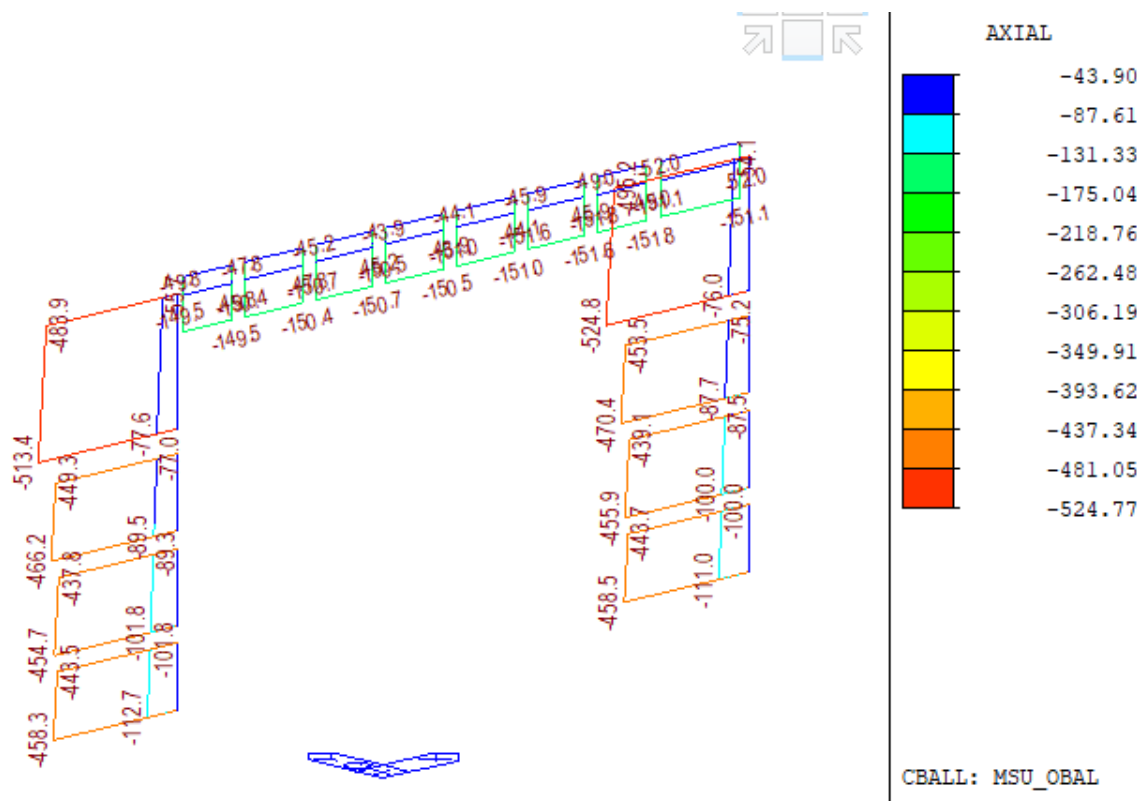
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno pro pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

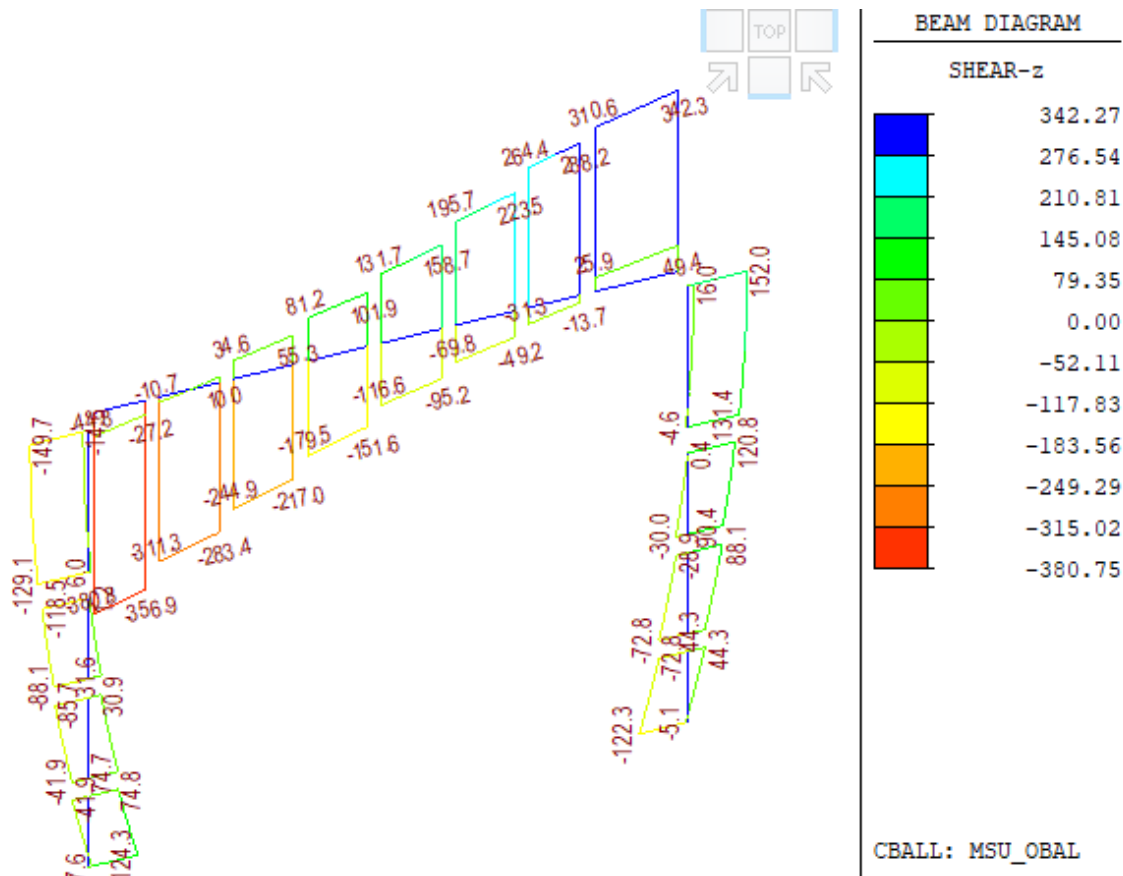
Ohyb a normálová síla

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

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

Vnitřní síly od kombinace MSÚ

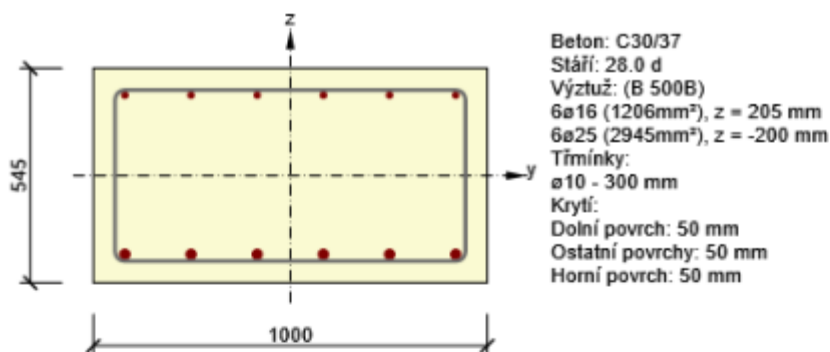




3.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

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

V poli



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



2.1.1.2 Účinky zatížení - vnitřní síly



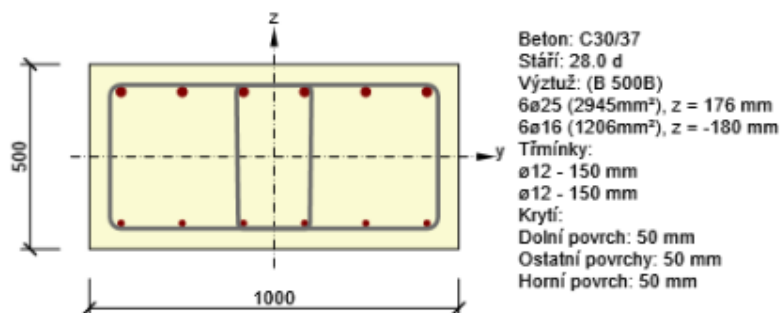
Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Základní MSÚ	-150.0	0.0	103.0	0.0	462.6	0.0
Max. cyklické zatížení	-6.2	0.0	0.0	0.0	44.6	0.0
Min. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Charakteristická	-95.0	0.0	0.0	0.0	339.9	0.0
Kvazistálá	-61.6	0.0	0.0	0.0	123.8	0.0

2.1.1.3 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-6.2	44.6	0.0			90.5	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	-150.0	462.6	0.0			75.9	OK
Smyk	-150.0			103.0	0.0	38.4	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-150.0	462.6	0.0	103.0	0.0	80.6	OK
Únava	-6.2	44.6	0.0			90.5	OK
Omezení napětí	-95.0	339.9	0.0			75.0	OK
Šířka trhliny	-61.6	123.8	0.0			41.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Nad podporou

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



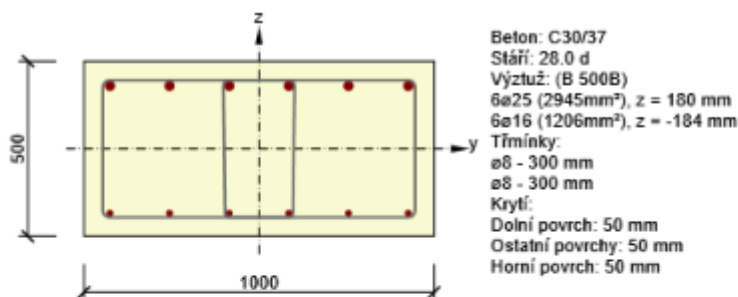
Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-150.0	0.0	355.0	0.0	-404.0	0.0
Celkové	Max. cyckické zatížení	-7.5	0.0	0.0	0.0	-34.0	0.0
Celkové	Min. cyckické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-92.7	0.0	0.0	0.0	-233.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-61.6	0.0	0.0	0.0	-100.0	0.0

2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-150.0	-404.0	0.0	355.0	0.0	91.7	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	-150.0	-404.0	0.0			74.5	OK
Smyk	-150.0			355.0	0.0	79.1	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-150.0	-404.0	0.0	355.0	0.0	91.7	OK
Únava	-7.5	-34.0	0.0			41.5	OK
Omezení napětí	-92.7	-233.2	0.0			61.1	OK
Šířka trhliny	-61.6	-100.0	0.0			34.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Stojka u rámového rohu

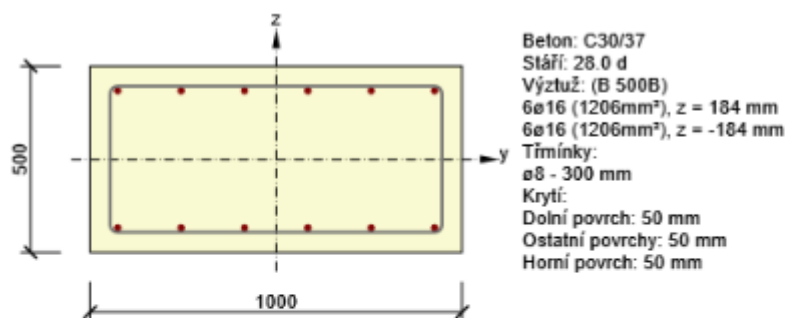
2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-513.4	0.0	152.0	0.0	-404.0	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-380.0	0.0	0.0	0.0	-242.5	0.0
Celkové	Kvazistálá	-143.6	0.0	0.0	0.0	-108.9	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-513.4	-404.0	0.0	152.0	0.0	68.3	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	-513.4	-404.0	0.0			62.1	OK
Smyk	-513.4			152.0	0.0	50.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-513.4	-404.0	0.0	152.0	0.0	68.3	OK
Omezení napětí	-380.0	-242.5	0.0			62.5	OK
Šířka trhliny	-143.6	-108.9	0.0			30.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Stojka u základu

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-524.0	0.0	152.0	0.0	104.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-380.0	0.0	0.0	0.0	38.1	0.0
Celkové	Kvazistálá	-143.3	0.0	0.0	0.0	38.1	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-524.0			152.0	0.0	61.0	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	-524.0	104.0	0.0			14.3	OK
Smyk	-524.0			152.0	0.0	61.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-524.0	104.0	0.0	152.0	0.0	61.0	OK
Omezení napětí	-380.0	38.1	0.0			9.0	OK
Šířka trhliny	-143.3	38.1	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

3.4.6 Návrh a posouzení založení

Základ rámu**Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

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 pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Statický výpočet

Posouzení tažené patky : standardní postup
 Dovolená excentricita : 0.333
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1_Třída F4, konzistence tuhá		25.00	14.00	18.50	8.50	
2	2_Třída S4		29.00	0.00	18.00	8.00	
3	3_Třída S5		26.00	0.00	18.50	8.50	
4	ZZ_Třída G4		32.50	4.00	19.00	9.00	

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

Parametry zemín

1_Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14.00 \text{ kPa}$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 8.00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

2_Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

3_Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

ZZ_Třída G4

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

Statický výpočet

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 32.50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 70.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

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

Hloubka základové spáry $d = 1.42 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 0.75 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

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

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 2.00 \text{ m}$

Šířka patky $y = 1.00 \text{ m}$

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

Šířka sloupu ve směru y $c_y = 1.00 \text{ m}$

Objem patky = 1.50 m^3

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - ZZ_Třída G4

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0.20 \text{ m}$

Hloubka štěrkopískového polštáře $h_{sp} = 0.30 \text{ m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

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	1.42	0.00 .. 1.42	1_Třída F4, konzistence tuhá	
2	1.60	1.42 .. 3.02	2_Třída S4	
3	2.40	3.02 .. 5.42	3_Třída S5	
4	-	5.42 .. ∞	3_Třída S5	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		MSU_min	Návrhové	408.00	0.00	34.62	121.50	0.00
2	Ano		kvazistala	Užitné	150.64	0.00	29.57	58.22	0.00
3	Ano		MSU_max	Návrhové	457.00	0.00	38.62	114.85	0.00

Nestlačitelné podloží

Nestlačitelné podloží je v hloubce 5.40 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené 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
MSU_min	Ano	0.12	0.00	263.48	312.93	84.20	Ano
MSU_min	Ne	0.12	0.00	272.86	319.46	85.41	Ano
MSU_max	Ano	0.09	0.00	281.99	336.67	83.76	Ano
MSU_max	Ne	0.09	0.00	291.45	341.85	85.26	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 46.57$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 27.13$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU_min)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1.54$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 4.59$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 319.46$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 272.86$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.061 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.061 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU_min)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 8.24$ kN

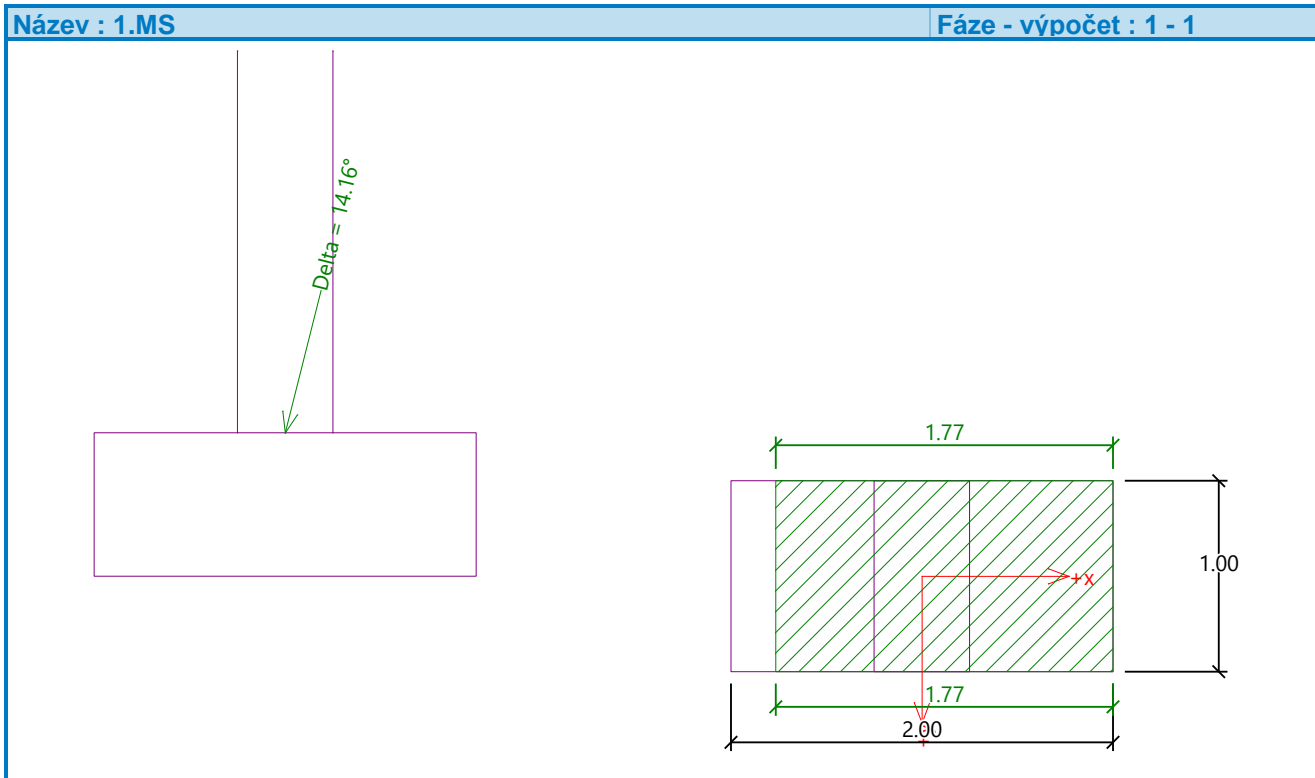
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 281.80$ kN

Statický výpočet

Extrémní horizontální síla $H = 121.50 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_2 (vliv nestlačitelného podloží).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 34.50 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 20.10 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 2.8 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 2.8 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 1.8 mm

Sednutí středu základu = 3.8 mm

Sednutí charakterist. bodu = 2.6 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 28.61 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=60.83$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=486.63$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.034 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.034 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

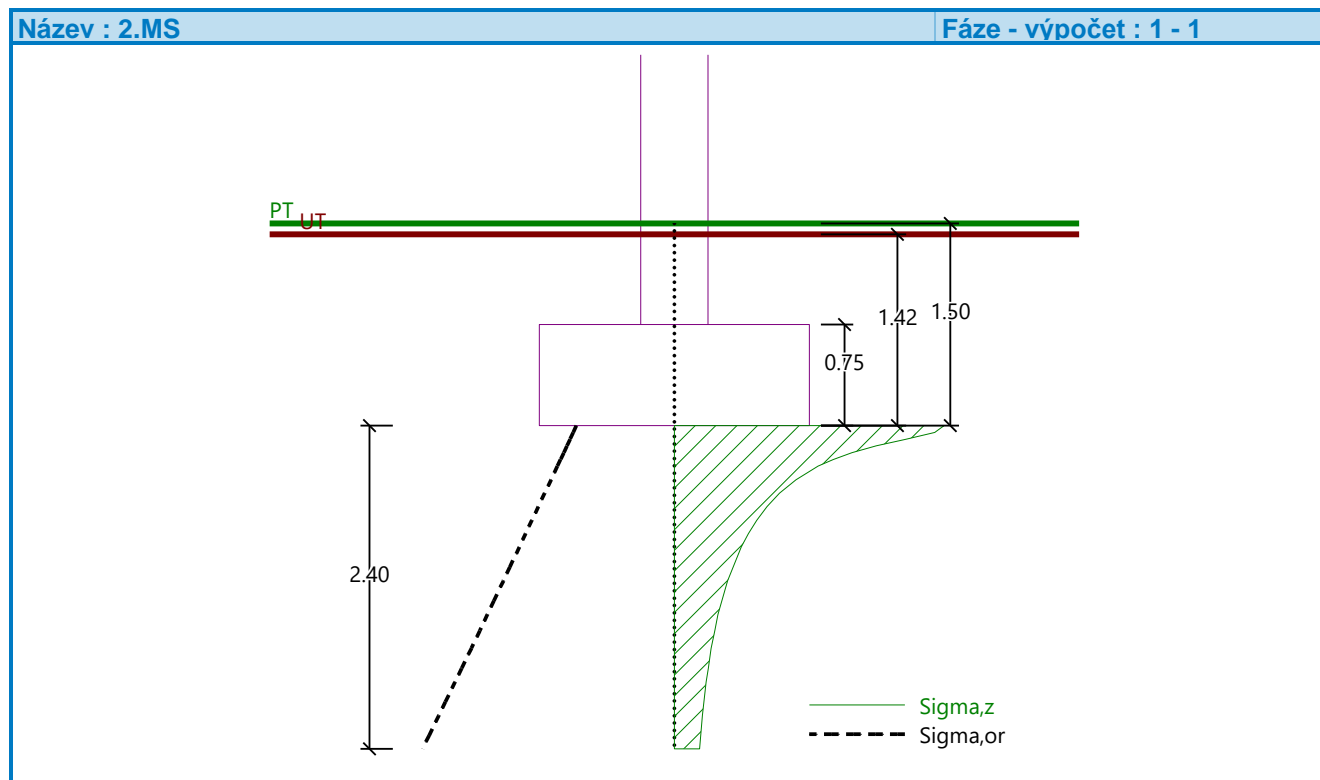
Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 2.6 mm

Hloubka deformační zóny = 2.40 m

Natočení ve směru x = 0.321 (tan*1000); (1.8E-02 °)

Natočení ve směru y = 0.000 (tan*1000); (0.0E+00 °)



Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

6.67 ks profil 16.0 mm, krytí 50.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.75 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.19 \% > 0.15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrální osy $x = 0.04 \text{ m} < 0.43 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 394.99 \text{ kNm} > 81.11 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

0.00 m ≤ 0.38 m

Maximální vyložení patky je menší než 0.50 * tloušťka patky, výztuž není nutná.

Posouzení základu na protlačení

Smyková výztuž kritického průřezu

2 ks profil 10.0 mm

Úhel sklonu = 45.00 °

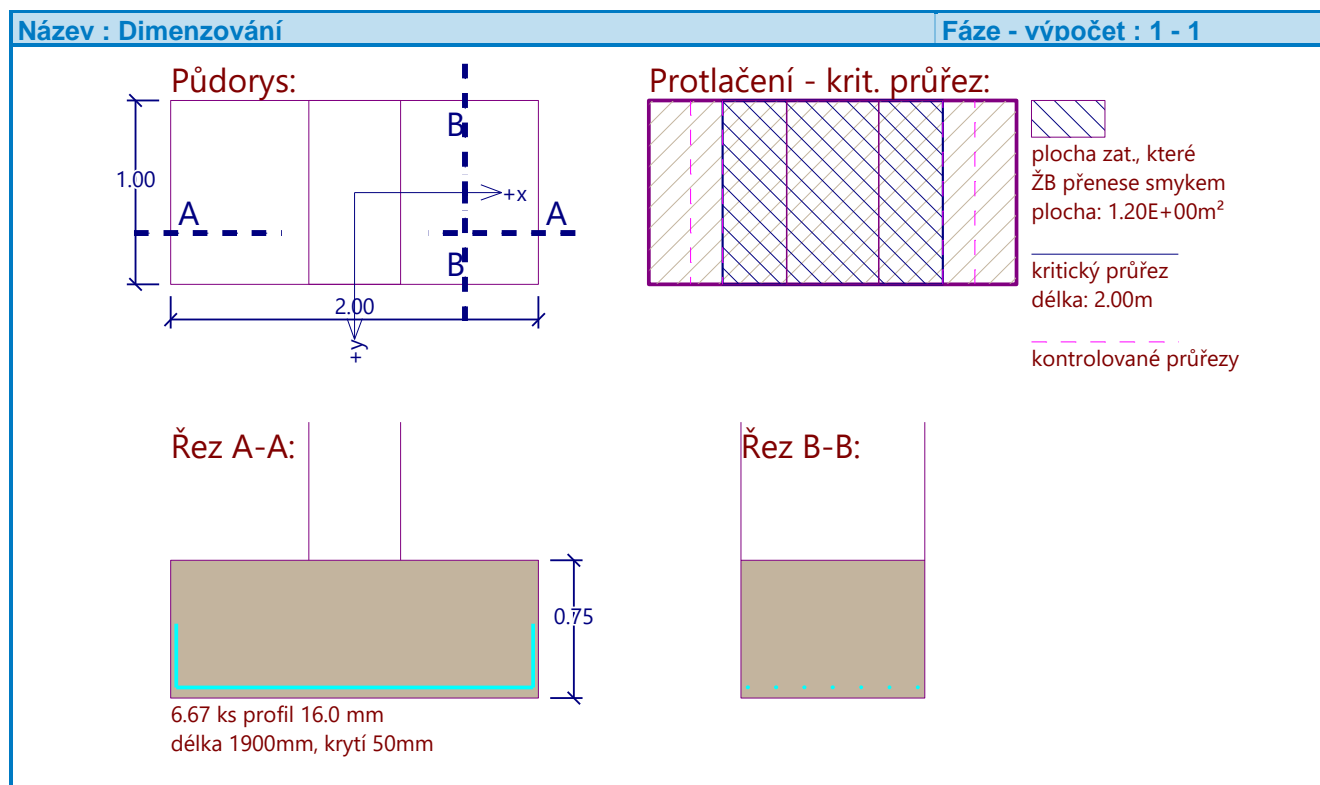
Normálová síla v sloupu = 457.00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	114.25 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	342.75 kN
Uvažovaný obvod sloupu	u_0	= 2.00 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$V_{Ed,max}$	= 0.30 MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$V_{Rd,max}$	= 4.22 MPa

Kritický průřez se smykovou výztuží

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	273.52 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	183.48 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu	=	0.35 m
Délka průřezu	u	= 2.00 m
Smykové napětí na průřezu	V_{Ed}	= 0.15 MPa
Únosnost vyztuženého průřezu	$V_{Rd,cs}$	= 1.46 MPa

 $V_{Ed} < V_{Rd,cs} \Rightarrow$ PRŮŘEZ VYHOVUJE**Základ na protlačení VYHOVUJE**

3.4.7 Posouzení pažení – kotvená část

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1.00$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 10.00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 160 B; a = 1.50 m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 0.40

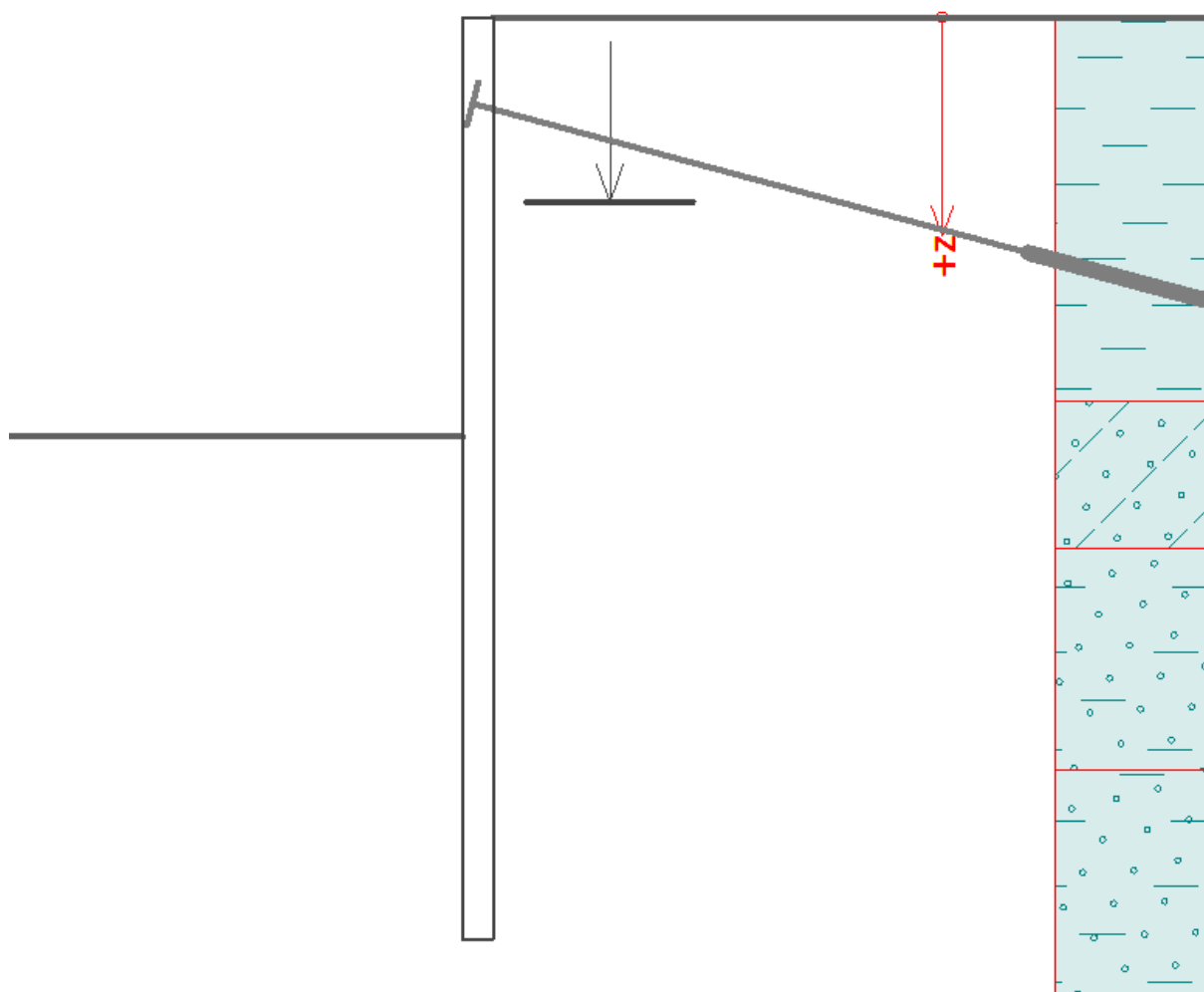
Plocha průřezu $A = 3.62E-03 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment setrvačnosti $I = 1.66E-05 \text{ m}^4/\text{m}$
 Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$
 Průřezový modul $W = 2.077E-04 \text{ m}^3/\text{m}$
 Plastický průřezový modul $W_{pl} = 2.360E-04 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce


Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355

Mez kluzu $f_y = 355.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	2_Třída S4		29.00	0.00	18.00	8.00	6.00
2	3_Třída S5		26.00	0.00	18.50	10.00	6.00
3	1_Třída F6, konzistence tuhá		19.00	12.00	21.00	11.00	6.00

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

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	2_Třída S4		0.30	13.50	-
2	3_Třída S5		0.30	-	10.00

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
3	1_Třída F6, konzistence tuhá		0.40	-	4.50

Parametry zemin**2_Třída S4**

Objemová tíha :	γ = 18.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 29.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 6.00 °
Zemina :	nesoudržná
Edometrický modul :	E_{oed} = 13.50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18.00 kN/m ³





3_Třída S5

Objemová tíha :	γ = 18.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 26.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 6.00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 10.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20.00 kN/m ³

1_Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 21.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 19.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 12.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 6.00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	E_{def} = 4.50 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.40
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 21.00 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4.16	1_Třída F6, konzistence tuhá	
2	1.60	2_Třída S4	
3	2.40	3_Třída S5	
4	-	3_Třída S5	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b[m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	117.00	0.36	1.80	1.80	2.00

Číslo	Název
1	Přítížení od sloupu

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	36.17
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.17
0.42	0.00	0.00	0.00	1.75	5.90	56.15
0.83	0.00	0.00	0.00	3.50	11.80	76.13
1.25	0.00	0.00	0.00	5.25	17.70	96.12
1.59	0.00	0.00	0.00	6.68	22.53	112.45
1.67	0.00	0.00	0.00	7.00	23.61	116.10
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	8.40	28.33	132.09
2.00	-0.00	-0.00	-14.47	3.36	11.33	52.84
2.08	0.00	-0.47	-16.07	3.50	11.80	54.43
2.12	0.00	-0.70	-16.85	3.57	12.56	55.21
2.12	0.00	-0.70	-16.85	4.18	12.56	55.21
2.50	0.00	-2.83	-24.06	5.60	19.54	62.43
2.92	0.00	-5.19	-32.05	7.17	22.06	70.42
3.33	0.00	-7.55	-40.05	8.74	22.41	78.41
3.59	-0.00	-9.01	-44.98	9.72	22.90	83.34
3.75	-0.64	-9.91	-48.04	10.32	23.20	86.41
4.16	-2.27	-12.24	-55.90	11.87	24.62	94.27
4.17	-5.95	-9.37	-64.65	12.57	19.07	124.35
4.58	-6.94	-10.92	-75.31	13.50	20.13	135.01
5.00	-7.92	-12.46	-85.97	14.43	21.41	145.67
5.02	-7.95	-12.52	-86.36	13.45	21.46	146.06
5.42	-8.90	-14.01	-96.63	14.40	22.81	156.33
5.76	-9.71	-15.28	-105.42	15.21	24.02	165.12
5.76	-10.89	-16.66	-92.17	17.06	26.17	144.37



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.83	-11.09	-16.96	-93.86	17.26	26.47	146.06
6.25	-12.22	-18.70	-103.44	18.39	28.15	155.64
6.67	-13.36	-20.43	-113.02	19.52	29.86	165.22
7.08	-14.49	-22.16	-122.60	20.66	31.60	174.80
7.50	-15.62	-23.89	-132.18	21.79	33.33	184.38
7.92	-16.75	-25.62	-141.76	22.92	35.06	193.96
8.16	-17.41	-26.63	-147.36	23.58	36.07	199.56
8.33	-17.88	-27.36	-151.34	24.05	36.79	203.54
8.75	-19.02	-29.09	-160.92	25.18	38.52	213.12
9.17	-20.15	-30.82	-170.50	26.32	40.25	222.70
9.58	-21.28	-32.55	-180.08	27.45	41.99	232.28
10.00	-22.41	-34.28	-189.66	28.58	43.72	241.86

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-11.38	0.00	0.00	0.00
0.25	0.00	0.00	-10.33	1.05	-0.13	0.01
0.50	0.00	0.00	-9.28	2.10	-0.53	0.09
0.75	0.00	0.00	-8.23	3.15	-1.18	0.30
1.00	0.00	0.00	-7.18	4.20	-2.10	0.70
1.25	0.00	0.00	-6.15	5.25	-3.28	1.37
1.50	0.00	0.00	-5.15	6.30	-4.73	2.36
1.75	0.00	0.00	-4.18	7.35	-6.43	3.75
1.99	0.00	0.00	-3.32	8.37	-8.33	5.53
2.01	0.00	0.00	-3.26	-11.25	-8.39	5.67
2.25	0.00	0.00	-2.49	-14.61	-5.26	7.34
2.50	11.37	0.00	-1.83	-18.01	-0.73	7.93
2.75	11.37	0.00	-1.30	-12.51	3.06	7.61
3.00	11.37	11.37	-0.91	-4.29	5.39	6.41
3.25	11.37	11.37	-0.64	0.73	5.78	4.99
3.50	11.37	11.37	-0.46	3.87	5.17	3.60
3.75	11.37	11.37	-0.34	5.58	3.97	2.46
4.00	11.37	11.37	-0.27	6.65	2.42	1.65
4.25	17.80	0.00	-0.23	-0.99	1.69	1.21
4.50	17.80	17.80	-0.21	1.81	1.60	0.75
4.75	17.80	17.80	-0.21	1.73	1.15	0.41
5.00	17.80	17.80	-0.21	1.39	0.75	0.17
5.25	17.80	17.80	-0.22	0.98	0.45	0.02
5.50	17.80	17.80	-0.23	0.54	0.26	-0.06
5.75	17.80	17.80	-0.24	0.13	0.18	-0.12
6.00	17.74	17.74	-0.25	0.60	0.09	-0.16
6.25	17.74	17.74	-0.26	0.32	-0.02	-0.16
6.50	17.74	17.74	-0.26	0.13	-0.08	-0.15
6.75	17.74	17.74	-0.27	0.01	-0.09	-0.13
7.00	17.74	17.74	-0.27	-0.05	-0.09	-0.11
7.25	17.74	17.74	-0.27	-0.07	-0.07	-0.09
7.50	17.74	17.74	-0.27	-0.07	-0.05	-0.07

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.75	17.74	17.74	-0.27	-0.06	-0.04	-0.06
8.00	17.74	17.74	-0.27	-0.04	-0.03	-0.05
8.25	17.74	17.74	-0.27	-0.01	-0.02	-0.05
8.50	17.74	17.74	-0.27	0.01	-0.02	-0.04
8.75	17.74	17.74	-0.27	0.02	-0.02	-0.03
9.00	17.74	17.74	-0.27	0.02	-0.03	-0.03
9.25	17.74	17.74	-0.27	0.01	-0.03	-0.02
9.50	17.74	17.74	-0.27	-0.01	-0.03	-0.01
9.75	17.74	17.74	-0.27	-0.06	-0.03	-0.00
10.00	17.74	17.74	-0.27	-0.14	0.00	-0.00





Maximální posouvající síla = 8.40 kN/m

Maximální moment = 7.93 kNm/m

Maximální deformace = 11.4 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4.16	1_Třída F6, konzistence tuhá	
2	1.60	2_Třída S4	
3	2.40	3_Třída S5	
4	-	3_Třída S5	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	117.00	0.36	1.80	1.80	2.00

Číslo	Název
1	Přítížení od sloupu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.00	6.00	6.00	15.00	3.00



Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140.000	210000.00		50.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	36.17
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.17
0.42	0.00	0.00	0.00	1.75	5.90	56.15
0.83	0.00	0.00	0.00	3.50	11.80	76.13
1.25	0.00	0.00	0.00	5.25	17.70	96.12
1.59	0.00	0.00	0.00	6.68	22.53	112.45
1.67	0.00	0.00	0.00	7.00	23.61	116.10
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	8.40	28.33	132.09
2.00	-0.00	-0.00	-14.47	3.36	11.33	52.84
2.08	0.00	-0.47	-16.07	3.50	11.80	54.43
2.12	0.00	-0.70	-16.85	3.57	12.56	55.21
2.12	0.00	-0.70	-16.85	4.18	12.56	55.21
2.50	0.00	-2.83	-24.06	5.60	19.54	62.43
2.92	0.00	-5.19	-32.05	7.17	22.06	70.42
3.33	0.00	-7.55	-40.05	8.74	22.41	78.41
3.59	-0.00	-9.01	-44.98	9.72	22.90	83.34
3.75	-0.64	-9.91	-48.04	10.32	23.20	86.41
4.16	-2.27	-12.24	-55.90	11.87	24.62	94.27
4.17	-5.95	-9.37	-64.65	12.57	19.07	124.35
4.58	-6.94	-10.92	-75.31	13.50	20.13	135.01
5.00	-7.92	-12.46	-85.97	14.43	21.41	145.67
5.02	-7.95	-12.52	-86.36	13.45	21.46	146.06
5.42	-8.90	-14.01	-96.63	14.40	22.81	156.33
5.76	-9.71	-15.28	-105.42	15.21	24.02	165.12
5.76	-10.89	-16.66	-92.17	17.06	26.17	144.37
5.83	-11.09	-16.96	-93.86	17.26	26.47	146.06
6.25	-12.22	-18.70	-103.44	18.39	28.15	155.64
6.67	-13.36	-20.43	-113.02	19.52	29.86	165.22
7.08	-14.49	-22.16	-122.60	20.66	31.60	174.80
7.50	-15.62	-23.89	-132.18	21.79	33.33	184.38
7.92	-16.75	-25.62	-141.76	22.92	35.06	193.96
8.16	-17.41	-26.63	-147.36	23.58	36.07	199.56
8.33	-17.88	-27.36	-151.34	24.05	36.79	203.54
8.75	-19.02	-29.09	-160.92	25.18	38.52	213.12
9.17	-20.15	-30.82	-170.50	26.32	40.25	222.70
9.58	-21.28	-32.55	-180.08	27.45	41.99	232.28
10.00	-22.41	-34.28	-189.66	28.58	43.72	241.86



Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	1.42	-10.16	1.73	0.00	0.00
0.25	0.00	1.42	-9.23	4.98	-0.84	0.08
0.50	0.00	1.42	-8.29	8.23	-2.49	0.48
0.75	0.00	1.42	-7.37	11.47	-4.95	1.39
1.00	0.00	28.42	-6.47	24.43	-7.94	1.47
1.00	0.00	28.42	-6.47	24.43	8.16	1.47
1.25	0.00	28.42	-5.61	20.63	2.51	0.23
1.50	0.00	28.42	-4.77	16.90	-2.20	0.29
1.75	0.00	28.42	-3.96	13.79	-6.05	1.40
1.99	0.00	28.42	-3.20	11.59	-9.15	3.31
2.01	0.00	11.37	-3.15	-10.03	-9.25	3.46
2.25	0.00	11.37	-2.47	-14.29	-6.32	5.39
2.50	0.00	0.00	-1.85	-18.46	-2.68	6.75
2.75	11.37	0.00	-1.35	-13.07	1.61	6.70
3.00	11.37	11.37	-0.97	-5.63	4.17	5.84
3.25	11.37	11.37	-0.70	-0.61	4.91	4.68
3.50	11.37	11.37	-0.51	2.66	4.61	3.48
3.75	11.37	11.37	-0.38	4.55	3.69	2.43
4.00	11.37	11.37	-0.30	5.82	2.37	1.67
4.25	17.80	17.80	-0.26	0.48	1.61	1.19
4.50	17.80	17.80	-0.23	1.11	1.40	0.81
4.75	17.80	17.80	-0.22	1.29	1.09	0.50
5.00	17.80	17.80	-0.22	1.15	0.78	0.27
5.25	17.80	17.80	-0.22	0.88	0.52	0.11
5.50	17.80	17.80	-0.23	0.53	0.34	-0.00
5.75	17.80	17.80	-0.24	0.17	0.25	-0.07
6.00	17.74	17.74	-0.25	0.66	0.15	-0.13
6.25	17.74	17.74	-0.26	0.38	0.02	-0.15
6.50	17.74	17.74	-0.26	0.19	-0.05	-0.14
6.75	17.74	17.74	-0.26	0.06	-0.08	-0.13
7.00	17.74	17.74	-0.27	-0.02	-0.08	-0.11
7.25	17.74	17.74	-0.27	-0.05	-0.07	-0.09
7.50	17.74	17.74	-0.27	-0.06	-0.06	-0.07
7.75	17.74	17.74	-0.27	-0.05	-0.04	-0.06
8.00	17.74	17.74	-0.27	-0.04	-0.03	-0.05
8.25	17.74	17.74	-0.27	-0.02	-0.02	-0.05
8.50	17.74	17.74	-0.27	0.00	-0.02	-0.04
8.75	17.74	17.74	-0.27	0.02	-0.03	-0.04
9.00	17.74	17.74	-0.27	0.02	-0.03	-0.03
9.25	17.74	17.74	-0.27	0.01	-0.03	-0.02
9.50	17.74	17.74	-0.27	-0.01	-0.03	-0.01
9.75	17.74	17.74	-0.27	-0.07	-0.03	-0.00
10.00	17.74	17.74	-0.27	-0.14	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 9.25 kN/m

Maximální moment = 6.75 kNm/m

Maximální deformace = 10.2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.00	-6.5	50.00

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	50.00	935.52	Vyhovuje





Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 935.52 \text{ kN} > 50.00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4.16	1_Třída F6, konzistence tuhá	
2	1.60	2_Třída S4	
3	2.40	3_Třída S5	
4	-	3_Třída S5	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4.55 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		stálé	117.00	0.36	1.80	1.80	2.00

Číslo	Název
1	Přítížení od sloupu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.00	6.00	6.00	15.00	3.00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140.000	210000.00		114.15

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	36.17
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.17
0.42	0.00	0.00	0.00	1.75	5.90	56.15
0.83	0.00	0.00	0.00	3.50	11.80	76.13
1.25	0.00	0.00	0.00	5.25	17.70	96.12
1.59	0.00	0.00	0.00	6.68	22.53	112.45
1.67	0.00	0.00	0.00	7.00	23.61	116.10
2.00	0.00	0.00	0.00	8.40	28.33	132.09
2.08	0.00	0.00	0.00	8.75	29.51	136.08
2.12	0.00	0.00	0.00	8.92	31.39	138.03
2.12	0.00	0.00	0.00	10.44	31.39	138.03
2.50	0.00	0.00	0.00	13.99	48.86	156.06
2.92	0.00	0.00	0.00	17.93	55.15	176.05
3.33	0.00	0.00	0.00	21.86	56.03	196.03
3.75	0.00	0.00	0.00	25.79	58.00	216.01
4.16	-0.00	-0.00	-0.00	29.66	61.56	235.68
4.17	0.00	0.00	0.00	31.41	47.68	310.87
4.55	-0.00	-0.00	-0.00	33.55	50.08	335.39
4.55	-0.00	-0.00	-0.00	13.42	20.03	134.16
4.58	-0.08	-0.12	-0.85	13.50	20.13	135.01
5.00	-1.06	-1.67	-11.51	14.43	21.41	145.67
5.01	-1.09	-1.71	-11.82	13.44	21.45	145.97
5.42	-2.04	-3.21	-22.17	14.40	22.81	156.33
5.76	-2.85	-4.49	-30.96	15.21	24.02	165.12
5.76	-3.20	-4.89	-27.07	17.06	26.17	144.37
5.83	-3.40	-5.20	-28.76	17.26	26.47	146.06
6.25	-4.53	-6.93	-38.34	18.39	28.15	155.64
6.67	-5.66	-8.66	-47.92	19.52	29.86	165.22
7.08	-6.79	-10.39	-57.50	20.66	31.60	174.80
7.50	-7.93	-12.12	-67.08	21.79	33.33	184.38
7.92	-9.06	-13.86	-76.66	22.92	35.06	193.96
8.16	-9.72	-14.87	-82.25	23.58	36.07	199.56
8.33	-10.19	-15.59	-86.24	24.05	36.79	203.54
8.75	-11.32	-17.32	-95.82	25.18	38.52	213.12
9.17	-12.45	-19.05	-105.40	26.32	40.25	222.70
9.58	-13.59	-20.78	-114.98	27.45	41.99	232.28
10.00	-14.72	-22.51	-124.56	28.58	43.72	241.86

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	1.42	-1.93	13.43	-0.00	0.00
0.25	0.00	1.42	-6.31	9.13	-2.82	0.37



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.50	0.00	1.42	-10.69	4.82	-4.56	1.31
0.75	0.00	0.00	-15.10	3.15	-5.17	2.67
1.00	0.00	0.00	-19.56	4.20	-6.09	4.08
1.00	0.00	0.00	-19.56	4.20	30.67	4.08
1.25	0.00	0.00	-24.07	5.25	29.48	-3.45
1.50	0.00	0.00	-28.51	6.30	28.04	-10.64
1.75	0.00	0.00	-32.77	7.35	26.33	-17.45
2.00	0.00	0.00	-36.71	8.40	24.37	-23.79
2.25	0.00	0.00	-40.23	11.63	21.86	-29.58
2.50	0.00	0.00	-43.21	13.99	18.66	-34.66
2.75	0.00	0.00	-45.58	16.35	14.86	-38.86
3.00	0.00	0.00	-47.26	18.71	10.48	-42.05
3.25	0.00	0.00	-48.18	21.07	5.51	-44.06
3.50	0.00	0.00	-48.31	23.43	-0.06	-44.75
3.75	0.00	0.00	-47.65	25.79	-6.21	-43.98
4.00	0.00	0.00	-46.20	28.15	-12.95	-41.60
4.25	0.00	0.00	-44.01	31.88	-20.46	-37.44
4.50	0.00	0.00	-41.15	33.28	-28.60	-31.31
4.54	0.00	0.00	-40.61	33.51	-30.00	-30.08
4.56	0.00	0.00	-40.40	13.24	-30.38	-29.60
4.75	0.00	0.00	-37.73	8.75	-32.49	-23.55
5.00	0.00	0.00	-33.89	2.91	-33.95	-15.22
5.25	0.00	0.00	-29.77	-3.90	-33.82	-6.71
5.50	0.00	0.00	-25.54	-9.71	-32.12	1.56
5.75	0.00	0.00	-21.34	-15.52	-28.97	9.23
6.00	0.00	0.00	-17.29	-14.88	-25.17	15.99
6.25	0.00	0.00	-13.54	-19.95	-20.81	21.77
6.50	0.00	0.00	-10.17	-25.01	-15.19	26.29
6.75	0.00	0.00	-7.27	-30.08	-8.31	29.26
7.00	0.00	0.00	-4.89	-35.15	-0.15	30.34
7.25	0.00	0.00	-3.05	-40.22	9.27	29.23
7.50	17.74	0.00	-1.73	-21.06	18.30	25.33
7.75	17.74	0.00	-0.86	-6.03	21.54	20.27
8.00	17.74	17.74	-0.36	8.42	21.62	14.72
8.25	17.74	17.74	-0.12	16.87	18.30	9.68
8.50	17.74	17.74	-0.06	19.03	13.71	5.67
8.75	17.74	17.74	-0.11	17.46	9.09	2.83
9.00	17.74	17.74	-0.20	13.97	5.14	1.07
9.25	17.74	17.74	-0.33	9.67	2.17	0.18
9.50	17.74	17.74	-0.45	5.16	0.32	-0.11
9.75	17.74	17.74	-0.58	0.64	-0.41	-0.07
10.00	17.74	17.74	-0.71	-3.91	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 33.95 kN/m

Maximální moment = 44.75 kNm/m

Maximální deformace = 48.3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.00	-19.6	114.15

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	114.15	295.66	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 295.66 \text{ kN} > 114.15 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

Dimenzace č. 1

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-11.38	-1.93	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	-10.33	-6.31	-2.82	-0.13	0.01	0.37
0.50	-10.69	-8.29	-4.56	-0.53	0.09	1.31
0.75	-15.10	-7.37	-5.17	-1.18	0.30	2.67
1.00	-19.56	-6.47	-7.94	-2.10	0.70	4.08
1.00	-19.56	-6.47	-2.10	30.67	0.70	4.08
1.25	-24.07	-5.61	-3.28	29.48	-3.45	1.37
1.50	-28.51	-4.77	-4.73	28.04	-10.64	2.36
1.75	-32.77	-3.96	-6.43	26.33	-17.45	3.75
1.99	-36.58	-3.20	-9.15	24.43	-23.59	5.53
2.00	-36.71	-3.18	-9.24	24.37	-23.79	5.60
2.01	-36.82	-3.15	-9.25	24.29	-23.98	5.67
2.25	-40.23	-2.47	-6.32	21.86	-29.58	7.34
2.50	-43.21	-1.83	-2.68	18.66	-34.66	7.93
2.75	-45.58	-1.30	1.61	14.86	-38.86	7.61
3.00	-47.26	-0.91	4.17	10.48	-42.05	6.41
3.25	-48.18	-0.64	4.91	5.78	-44.06	4.99
3.50	-48.31	-0.46	-0.06	5.17	-44.75	3.60
3.75	-47.65	-0.34	-6.21	3.97	-43.98	2.46
4.00	-46.20	-0.27	-12.95	2.42	-41.60	1.67
4.25	-44.01	-0.23	-20.46	1.69	-37.44	1.21
4.50	-41.15	-0.21	-28.60	1.60	-31.31	0.81
4.54	-40.61	-0.21	-30.00	1.52	-30.08	0.76
4.56	-40.40	-0.21	-30.38	1.49	-29.60	0.74
4.75	-37.73	-0.21	-32.49	1.15	-23.55	0.50
5.00	-33.89	-0.21	-33.95	0.78	-15.22	0.27
5.25	-29.77	-0.22	-33.82	0.52	-6.71	0.11
5.50	-25.54	-0.23	-32.12	0.34	-0.06	1.56
5.75	-21.34	-0.24	-28.97	0.25	-0.12	9.23
6.00	-17.29	-0.25	-25.17	0.15	-0.16	15.99
6.25	-13.54	-0.26	-20.81	0.02	-0.16	21.77
6.50	-10.17	-0.26	-15.19	-0.05	-0.15	26.29
6.75	-7.27	-0.26	-8.31	-0.08	-0.13	29.26

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
7.00	-4.89	-0.27	-0.15	-0.08	-0.11	30.34
7.25	-3.05	-0.27	-0.07	9.27	-0.09	29.23
7.50	-1.73	-0.27	-0.06	18.30	-0.07	25.33
7.75	-0.86	-0.27	-0.04	21.54	-0.06	20.27
8.00	-0.36	-0.27	-0.03	21.62	-0.05	14.72
8.25	-0.27	-0.12	-0.02	18.30	-0.05	9.68
8.50	-0.27	-0.06	-0.02	13.71	-0.04	5.67
8.75	-0.27	-0.11	-0.03	9.09	-0.04	2.83
9.00	-0.27	-0.20	-0.03	5.14	-0.03	1.07
9.25	-0.33	-0.27	-0.03	2.17	-0.02	0.18
9.50	-0.45	-0.27	-0.03	0.32	-0.11	-0.01
9.75	-0.58	-0.27	-0.41	-0.03	-0.07	-0.00
10.00	-0.71	-0.27	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -48.3 mm
 Minimální deformace = -0.1 mm
 Maximální ohybový moment = 30.34 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -44.75 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 30.67 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 67.13 \text{ kNm}; \quad Q = 0.08 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 50.92 \text{ kN}; \quad M = 22.83 \text{ kNm}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0.607 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.000 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 180.47 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0.06 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.258 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0.206 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.221 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 61.37 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 39.05 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.066 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

3.4.8 Únosnost proti vytažení kotvy

průměr vrtu pro kotvu $d = 156\text{mm}$

předpokládané plášťové tření v navážce $\tau = 80\text{ kPa}$

$$R_{ak} = 3,14 \times 0,156\text{m} \times 6,0 \times 60\text{ kPa} = 235\text{ kN}$$

$$R_{ad} = 114,00\text{kN} \times 1,1 = 125,4\text{kN} < 235\text{ kN}$$

3.5 Křídlo – úhlová zeď

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.35 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00\text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 20.00\text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2.20\text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

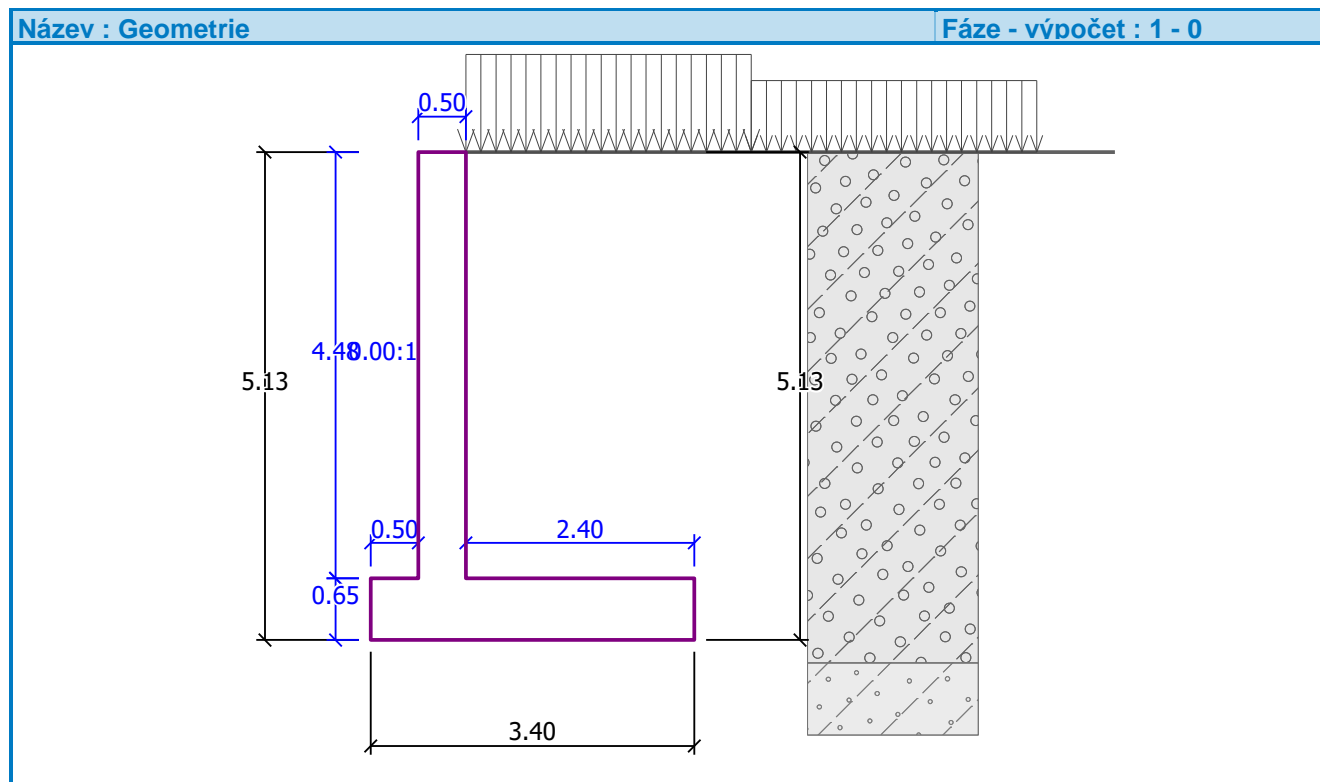
Mez kluzu

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

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	4.48
3	2.40	4.48
4	2.40	5.13
5	-1.00	5.13
6	-1.00	4.48
7	-0.50	4.48
8	-0.50	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 4.45 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	01_Třída G4_zásyp		32.50	4.00	19.00	10.00	0.00
2	2_Třída S4		28.00	5.00	18.00	10.00	9.00
3	3_Třída S5		26.00	0.00	18.50	10.00	8.00

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

Parametry zemín

01_Třída G4_zásyp

Statický výpočet

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$



2_Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 28.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 5.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 9.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

3_Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 26.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5.37	01_Třída G4_zásyp	
2	1.31	2_Třída S4	
3	2.40	3_Třída S5	
4	-	3_Třída S5	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	53.33		0.00	3.00	na terénu
2	ANO		proměnné	39.00		3.00	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	LM1
2	LM2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřik zdi jsou zatíženy aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.62	102.35	1.22	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.11	99.75	1.80	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	65.35	-1.65	91.75	2.63	1.350	1.350	1.350
LM1	39.69	-2.22	52.28	2.21	1.350	1.350	1.350
LM2	15.65	-1.40	18.60	2.67	1.350	0.000	1.350

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující $M_{res} = 609.78$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 294.47$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE**Posouzení na posunutí**

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 239.23$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 141.80$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 182.06 kPa

Únosnost základové půdy**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	171.23	492.38	162.92	0.102	182.06
2	157.59	421.65	141.80	0.110	158.96

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

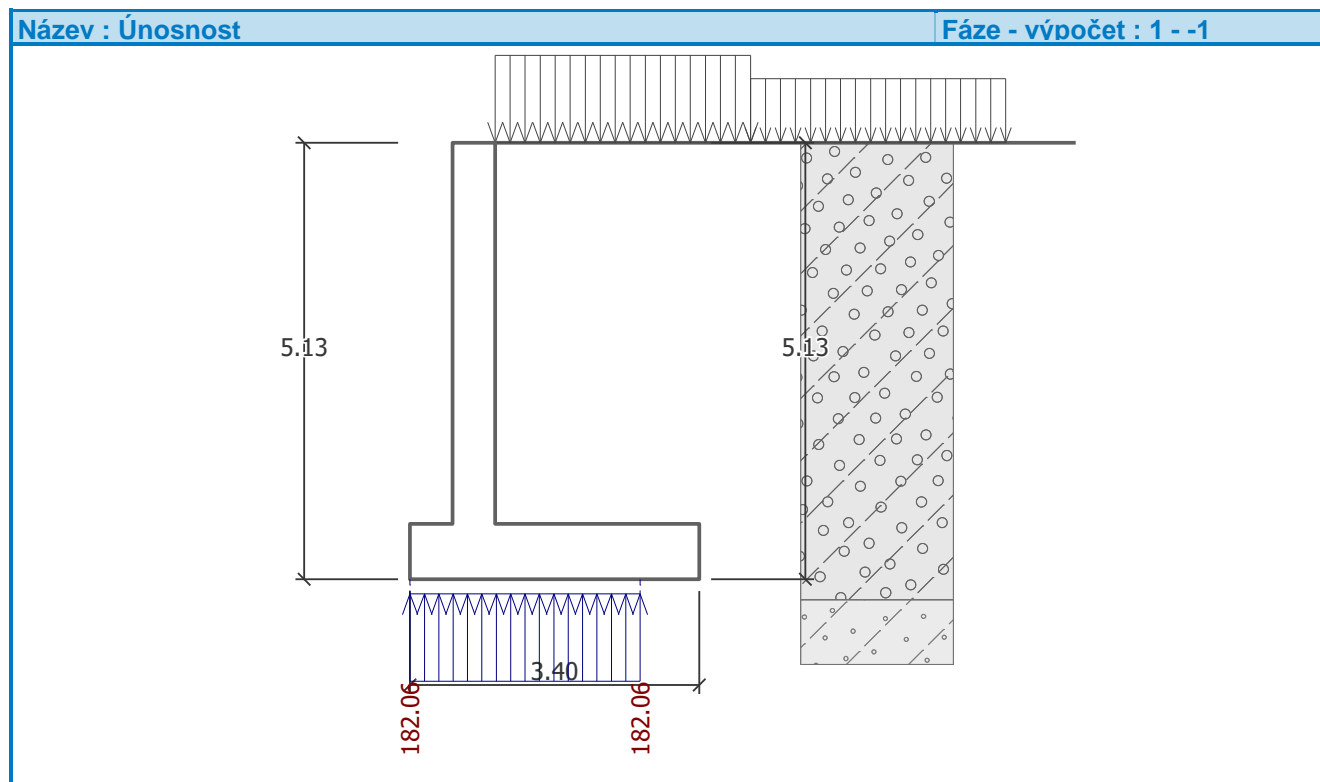
Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	126.83	364.73	120.68
2	126.83	364.73	105.04

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**

Max. excentricita normálové síly $e = 0.110$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáryNávrhová únosnost základové půdy $R = 320.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 182.06 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 228.57 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-2.24	51.51	0.25	1.000	1.350	1.000
Aktivní tlak	39.38	-1.24	0.00	0.50	1.350	1.000	1.350
LM1	69.27	-2.19	0.00	0.50	1.350	0.000	1.350
LM2	24.79	-1.33	0.00	0.50	1.350	0.000	1.350

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 22.0 mm

Počet vložek = 6.67

Krytí výztuže = 50.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.50 m

Stupeň vyztužení

$$\rho = 0.58 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$$

Poloha neutrálné osy

$$x = 0.10 \text{ m} < 0.27 \text{ m} = x_{max}$$

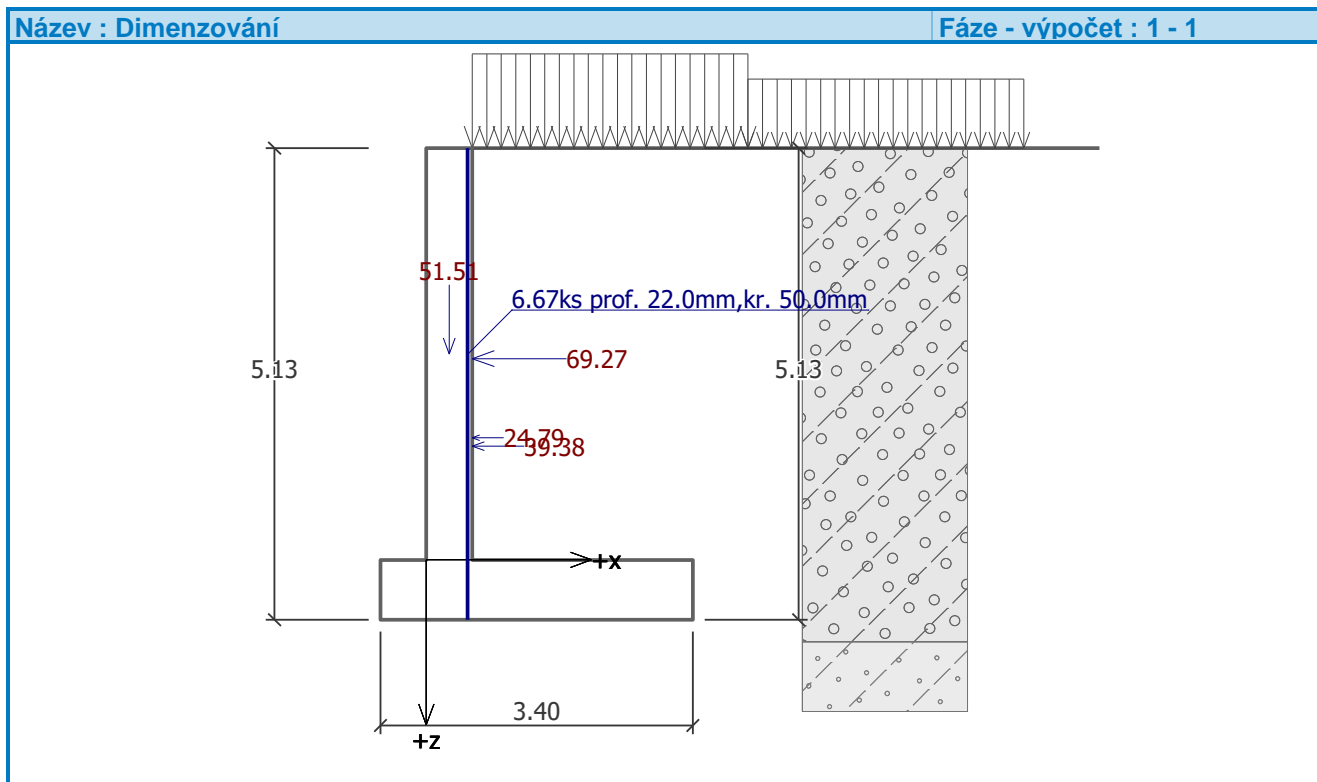
Posouvající síla na mezi únosnosti

$$V_{Rd} = 199.46 \text{ kN} > 180.15 \text{ kN} = V_{Ed}$$

Moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = 438.37 \text{ kNm} > 314.99 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Průřez VYHOVUJE.



Výpočet úhlové zdi

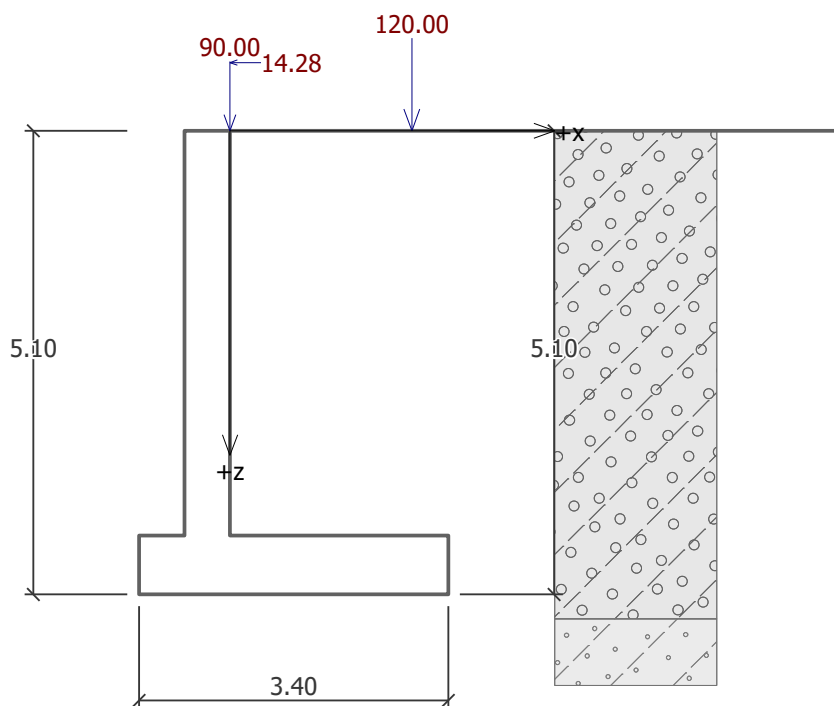
Vstupní data

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	ANO		Náraz 100/7	mimořádné	-14.28	0.00	0.00	0.00	-0.75
2	ANO		Kolo 1 - 90 kN	proměnné	0.00	90.00	0.00	0.00	0.00
3	ANO		Kolo 2 - 120 kN	proměnné	0.00	120.00	0.00	2.00	0.00

Název : Zadané síly

Fáze - výpočet : 1 - 0

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : mimořádná

Zed' i dřik zdi jsou zatíženy aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.60	102.01	1.22	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.11	99.75	1.80	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	64.52	-1.64	90.44	2.64	1.000	1.000	1.000
Náraz 100/7	14.28	-5.85	0.00	1.00	1.000	1.000	1.000
Kolo 1 - 90 kN	0.00	-5.10	90.00	1.00	0.000	0.000	0.500
Kolo 2 - 120 kN	0.00	-5.10	120.00	3.00	0.000	0.000	0.300

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{res} = 542.94$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 189.41$ kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 195.83$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 78.80$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 137.48 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	127.89	373.19	78.80	0.101	137.48
2	143.19	292.19	78.80	0.144	120.75

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	127.89	373.19	78.80
2	143.19	292.19	78.80

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.144$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 137.48$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 300.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0.00	-2.22	51.16	0.25	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	38.75	-1.23	0.00	0.50	1.000	1.000	1.000
Náraz 100/7	14.28	-5.20	0.00	0.50	1.000	0.000	1.000
Kolo 1 - 90 kN	0.00	-4.45	90.00	0.50	0.000	0.300	0.000
Kolo 2 - 120 kN	0.00	-4.45	120.00	2.50	0.000	0.300	0.000

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 22.0 mm

Počet vložek = 6.67

Krytí výztuže = 50.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.50 m

Stupeň vyztužení

$$\rho = 0.58 \% > 0.13 \% = \rho_{min}$$

Poloha neutrálné osy

$$x = 0.10 \text{ m} < 0.27 \text{ m} = x_{max}$$

Posouvající síla na mezi únosnosti

$$V_{Rd} = 199.46 \text{ kN} > 53.03 \text{ kN} = V_{Ed}$$

Moment na mezi únosnosti

$$M_{Rd} = 438.37 \text{ kNm} > 121.79 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

Průřez VYHOVUJE.

3.6 Křídlo – gabion

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Dovolená excentricita : 0.333
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.35 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce namáhání sítě :	$\gamma_{Rn1} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce spoje sítě :	$\gamma_{Rn2} =$	1.10 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Materiály bloků - výplň

Číslo	Název	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
1	Výplň Gabionu	19.00	30.00	0.00

Materiály bloků - pletivo

Číslo	Název	Pevnost sítě R_t [kN/m]	Vzdálenost svislých sítí v [m]	Únosnost čelního spoje R_s [kN/m]
1	Výplň Gabionu	40.00	1.00	40.00

Geometrie konstrukce

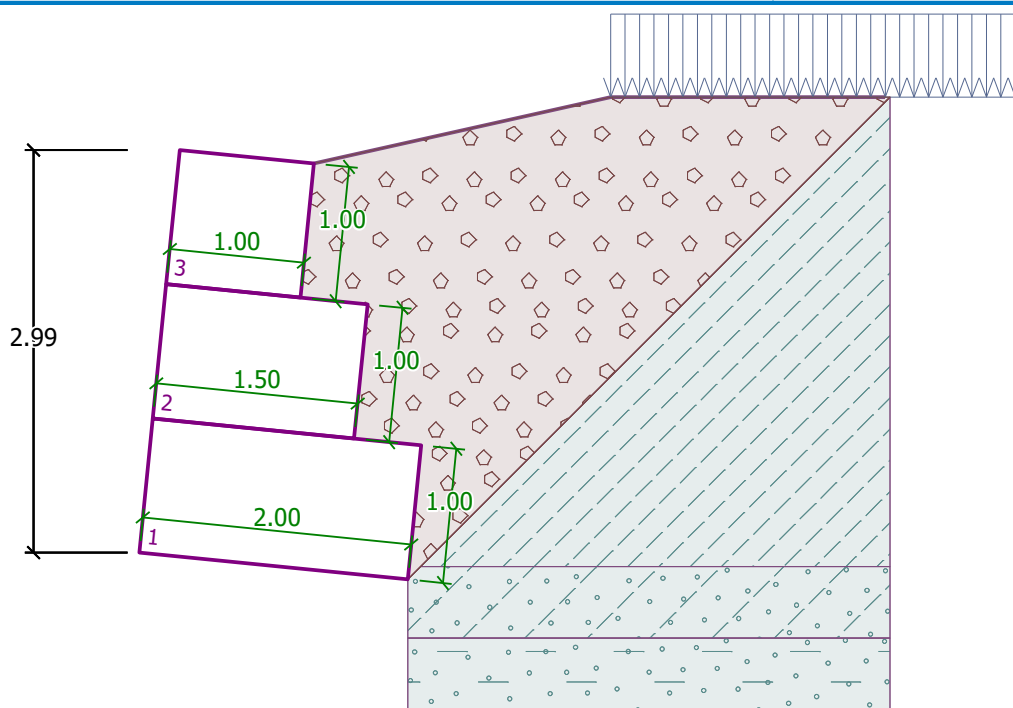
Číslo	Šířka b [m]	Výška h [m]	Odskok a [m]	Materiál
3	1.00	1.00	0.00	Výplň Gabionu
2	1.50	1.00	0.00	Výplň Gabionu
1	2.00	1.00	-	Výplň Gabionu

Sklon gabionu = 5.71 °
 Celková výška = 2.99 m

Celk. objem zdí = 4.50 m³/m

Název : Geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0

**Parametry zemín****Třída G4_výplň**

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 4.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

1_Třída S4_hlinitý písek

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 29.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 5.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

2_Třída S5_Písek Jílovitý

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 27.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 8.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

0_Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$


Statický výpočet

Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 21.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Zemina na líci konstrukce - Třída G4_výplň

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.99	0_Třída F5, konzistence tuhá	
2	0.53	1_Třída S4_hlinitý písek	
3	1.58	2_Třída S5_Písek Jílovitý	
4	-	2_Třída S5_Písek Jílovitý	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 4.50 (úhel sklonu je 12.53°).
 Výška náspu je 0.49 m, délka náspu je 2.20 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	53.44		2.20	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	01_LM1_lane1

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Celkové nastavení výpočtu

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.19	85.50	0.93	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.13	4.28	1.79	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.18	4.32	1.39	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	21.91	-0.91	16.31	1.85	1.350	1.350	1.350
01_LM1_lane1	21.46	-0.77	11.01	1.86	1.350	1.350	1.350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 115.28$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 49.09$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 76.11$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 45.22$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 98.49 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	24.05	168.93	41.44	0.072	98.49
2	23.85	136.15	44.70	0.088	82.54

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	17.82	125.13	30.70

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.088$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 150.00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 98.49$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 107.14$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-0.83	47.50	0.74	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.18	4.32	1.29	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	8.43	-0.57	3.01	1.48	1.350	1.350	1.000
01_LM1_lane1	14.53	-0.39	1.42	1.56	1.350	1.350	1.350

Posouzení pracovní spáry nad blokem čís.: 1

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 35.41$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 14.11$ kNm/m

Spára na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 31.81$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 25.09$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok = 60.03 kPa
 Souč.redukce odskokem hor.bloku = 1.00
 Průměrná hodnota tlaku na čelo = 28.95 kPa
 Smyková síla přenášená třením = 44.63 kN/m

Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 36.36 kN/m

Spočtené namáhání = 14.40 kN/m

Posouzení na boční tlak VYHOVUJE

Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 36.36 kN/m

Spočtené namáhání = 14.40 kN/m

Spára mezi bloky VYHOVUJE

4 Závěr

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

V Liberci 09/2018

Ing. Libor Vykoukal

5 Schéma výztuže

