

INVESTOR

**KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC  
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 01 Sokolov



Krajská správa a údržba silnic  
Karlovarského kraje, p.o.

**SO 201    MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 210 47 - 8 PERNINK**

STAVBA

**MODERNIZACE MOSTŮ  
V KARLOVARSKÉM KRAJI (10)  
MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 210 47 - 8  
PERNINK**



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

Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem

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

web: [www.sawconsulting.cz](http://www.sawconsulting.cz)

e-mail: [info@sawconsulting.cz](mailto:info@sawconsulting.cz)

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

KSUSKK p.o.

ING. LIBOR VYKOUKAL

JAROSLAV ZAVADIL, DIS.

ING. IGOR BÁLIK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2023-043

DATUM

02/2024

STUPEŇ

DUSP/PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

**STATICKÝ VÝPOČET**

ČÁST DOKUM.

**D.1.2**

Č. PŘÍLOHY

**8**

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

mosty a inženýrské konstrukce

**Modernizace mostu ev. Č. 21047 – 8 Pernink – DUSP/PDPS**



S.A.W. CONSULTING

## Obsah

<b>1. Identifikační údaje mostu .....</b>	<b>4</b>
<b>Základní údaje o mostě (ČSN 73 6200 a ČSN 73 6220) .....</b>	<b>4</b>
1.1 Výpočetní model .....	5
1.2 Popis mostní konstrukce .....	6
1.3 Výpočetní pomůcky .....	6
1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury .....	6
1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu .....	7
1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu .....	7
<b>2 Grafické přílohy statického výpočtu .....</b>	<b>7</b>
2.1 Půdorys .....	7
2.2 Podélný řez .....	9
2.3 Příčný řez .....	9
<b>3 Výpočet .....</b>	<b>10</b>
3.1 Konstrukce .....	10
3.1.1 Schéma konstrukce .....	10
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby .....	10
3.2 Materiály .....	10
3.2.1 Beton .....	10
3.2.2 Betonářská výztuž .....	11
3.3 Zatížení .....	11
3.3.1 Zatížení stálé .....	11
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u> .....	11
<u>Ostatní stálé zatížení</u> .....	12
3.3.2 Pokles podpěr .....	12
3.3.3 Zatížení proměnné .....	12
<u>Zatížení dopravou</u> .....	12
Model zatížení 1 (LM1) .....	12
<u>Zemní tlak</u> .....	13
Model zatížení 2 (LM2) .....	14
Model zatížení 3 (LM3) pro místní komunikace .....	14
Model zatížení 4 (zatížení davem lidí) .....	14
Model zatížení na únavu 3 .....	14
Brzdné a rozjezdové síly .....	15
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u> .....	15
3.3.4 Kombinace zatížení .....	16
<u>Mezní stavy únosnosti</u> .....	16
<u>Mezní stavy použitelnosti</u> .....	16
3.4 Nosná konstrukce .....	17
3.4.1 Vnitřní síly .....	17
3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti .....	18
<u>Mezní stav omezení napětí</u> .....	18
<u>Mezní stav omezení trhlin</u> .....	18
3.4.3 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti .....	19

<u>Ohyb a normálová síla</u> .....	19
3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce. ....	20
3.5 Spodní stavba.....	23
3.5.1 Výpočet opěry.....	24
<b>4 Závěr</b> .....	<b>42</b>



## 1. Identifikační údaje mostu

<i>Stavba</i>	<b>Modernizace mostů v Karlovarském kraji (10) Modernizace mostu ev. č. 210 47 - 8 Pernink</b>
<i>Objekt číslo</i>	<b>SO 201</b>
<i>Název objektu</i>	<b>Modernizace mostu ev.č. 210 47 - 8 Pernink</b>
<i>Kraj</i>	<b>CZ 041 Karlovarský kraj</b>
<i>Obec</i>	<b>555 432 Pernink (Karlovy Vary)</b>
<i>Katastrální území</i>	<b>719315 Pernink (Karlovy Vary)</b>
<i>Investor</i>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 01 Sokolov
<i>Uvažovaný správce objektu</i>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 01 Sokolov
<i>Projektant objektu</i>	<b>S.A.W. Consulting s r. o.</b> středisko Ústí nad Labem Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191
<i>Pozemní komunikace</i>	Místní komunikace
<i>Staničení na komunikaci</i>	-
<i>Zatížení</i>	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
<i>Účel dokumentace</i>	<b>Dokumentace pro společné řízení a pro provádění stavby – DUSP/PDPS</b>

## Základní údaje o mostě (ČSN 73 6200 a ČSN 73 6220)

*Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:*

4.1	silniční most
4.2	most přes vodoteč
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	šukmý most
4.12	most z železobetonu
4.13	-



4.14	deskový most
4.15	s neomezenou volnou výškou
4.16	-

<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na místní komunikaci v obci Pernink. Most je trvalý, šikmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	Kolmo 3,6 m, 3,89 m šikmo
<i>Délka mostu</i>	8 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	Kolmo 5,2 m, 5,62 m šikmo
<i>Rozpětí polí</i>	Kolmo 4,4 m, 4,755 m šikmo
<i>Šikmost mostu</i>	Šikmost levá, 68°
<i>Volná šířka mostu</i>	8,25 m mezi zábradlími
<i>Šířka mezi obrubami</i>	6,5 m
<i>Šířka mostu</i>	8,85 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	8,25 m
<i>Výška mostu</i>	2 m v ose komunikace
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	46,4 m <sup>2</sup> <sup>1)</sup>
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1.

**Minimální hodnoty zatížitelnosti:****V<sub>n</sub> = 32 t****V<sub>r</sub> = 80 t****V<sub>e</sub> = 196 t**

<i>Důležitá upozornění</i>	Práce na výstavbě mostu budou koordinovány s ostatními objekty stavby zejména s demolicí stávajícího mostu, poloha inženýrských sítí v místě stavby musí být zjištěna ještě před započatím stavebních prací, sítě nacházející se v blízkosti výkopů musí být ochráněny
----------------------------	--

***Poznámky***

<sup>1)</sup> Plocha nosné konstrukce je určena dle ČSN 736220 jako násobek šířky mostu a délky nosné konstrukce.

**1.1 Výpočetní model**

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

## 1.2 Popis mostní konstrukce

Stávající stavba je situována na komunikaci III/21047 v intravilánu obce Pernink v okrese Karlovy Vary. Komunikaci převádí stávající most přes potok Bílá Bystřice.

Nový most je navržen jako prosté pole. Jedná se o deskovou prostě uloženou železobetonovou konstrukci uloženou přes liniové vrubové klouby na železobetonovou spodní stavbu s kamenným obkladem. Spodní stavba je navržena plošně založená masivní tížná s kotveným kamenným obkladem.

Kolmá světlost mostního otvoru byla navržena 3,6 m, stejná jako stávající. Nosná konstrukce je přímo pojižděná. Na most navazují stávající regulační nábrežní zdi. V rámci rekonstrukce mostu je navržena rekonstrukce navazujících regulačních zdí v nezbytném rozsahu pro rekonstrukci mostu.

V rámci úpravy předpolí bude upravena niveleta a zhotovena nová vozovka, aby došlo k plynulému napojení na stávající komunikaci. Niveleta na mostě je navržena příčně střešovitěho sklonu 2,5 %. Podélný sklon komunikace na mostě je jednotný 2 % k opěře O2.

Na nosné konstrukci mostu jsou navrženy železobetonové římsy se zábradlím se svislou výplní s horním madlem ve výšce 1,1 m. Na základě požadavku obce byl na novém mostě navržen chodník pro pěší alespoň v šířce pro jeden průchozí pruh, jelikož je šířka římsy omezena potrubím STL plynovodu uloženého na návodní straně na betonových základech přes vodoteč.

Odvodnění povrchu komunikace bude provedeno podélným sklonem komunikace směrem za opěru O2 se stávající uliční vpusti. Před mostem vlevo byl obnoven v rozsahu stavby mostu stávající žlab, který byl zpevněn betonovými tvarovkami s vyústěním přes líc levobřežní zídky.

Za římsami jsou navrženy zádlazby. Na návodní straně je navržena zádlazba betonovou zámkovou dlažbou obdélníkového tvaru přírodní barvy lemovaným betonovými obrubníky. Na povodní straně lomovým kamenem do betonu lemovaným betonovými obrubníky.

Prostor pod mostem bude po stavbě uveden po původního stavu v přírodním provedení z vytěženého materiálu – kamenný pohoz.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení a vytýčeny veškeré podzemní sítě v rozsahu staveniště.

V rámci celé stavby je nutné provést odstranění keřů kolem mostu.

Pro projektovou dokumentaci bylo provedeno zaměření úseku místní komunikace v nezbytně nutném rozsahu potřebném pro návrh nového vedení komunikace, mostu a jeho přilehlého okolí.

Před zahájením prací musí být osazeno dočasné dopravní značení. Most bude realizován najednou jako celek s celkovou uzavírkou mostu. Omezení provozu na komunikacích v blízkosti mostu řeší DIO (SO 151).

Přechod pro pěší bude zajištěn po okolních komunikacích, jelikož se jedná o stavbu v intravilánu obce. Délka obchozí trasy je 450 m.

## 1.3 Výpočetní pomůcky

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

- Midas CIVIL 2022
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

## 1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,

- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 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 RDS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.

### **1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu**

**Ing. Libor Vykoukal**

Autorizovaný inženýr v oboru Mosty a inženýrské konstrukce 0501458



.....  
Ing. Libor Vykoukal

V Liberci, únor 2024

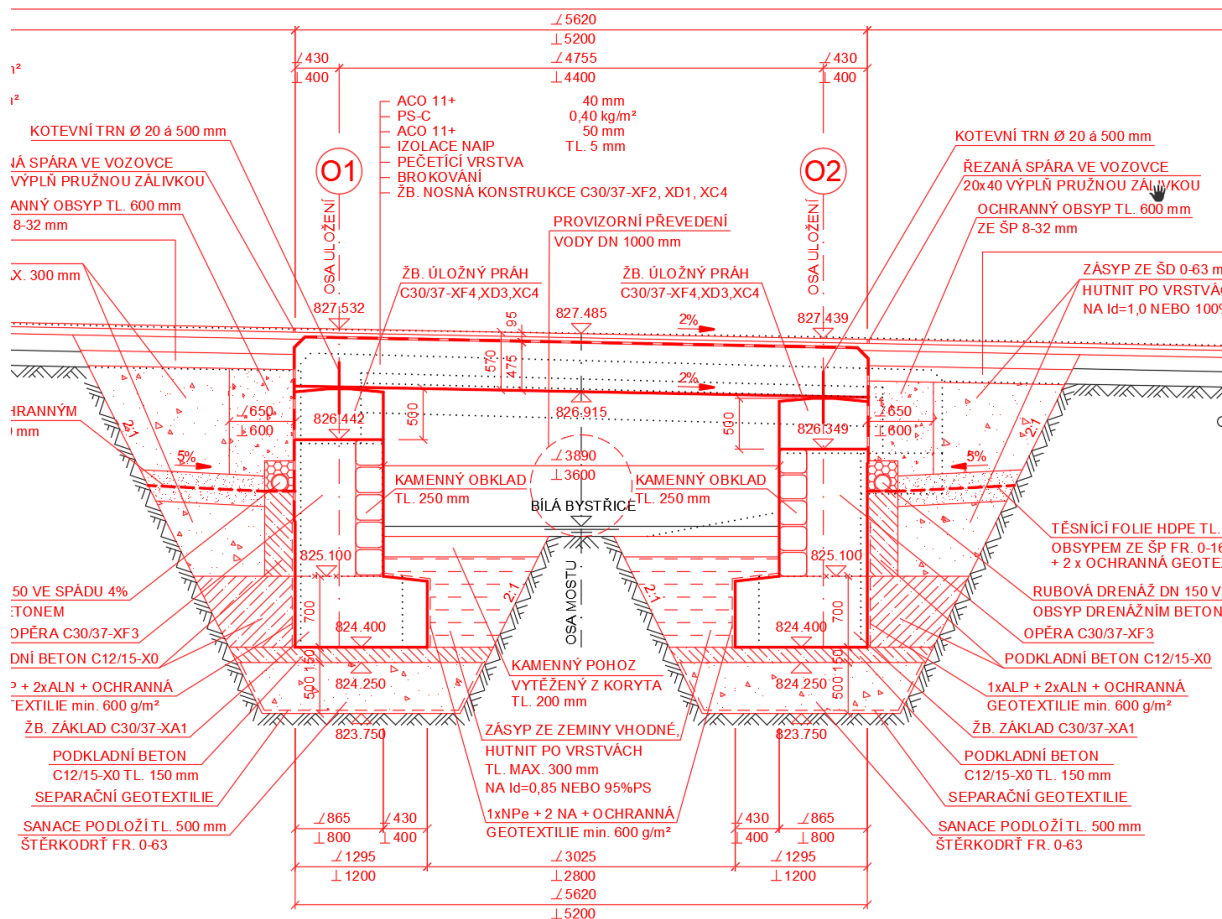
## **2 Grafické přílohy statického výpočtu**

### **2.1 Půdorys**

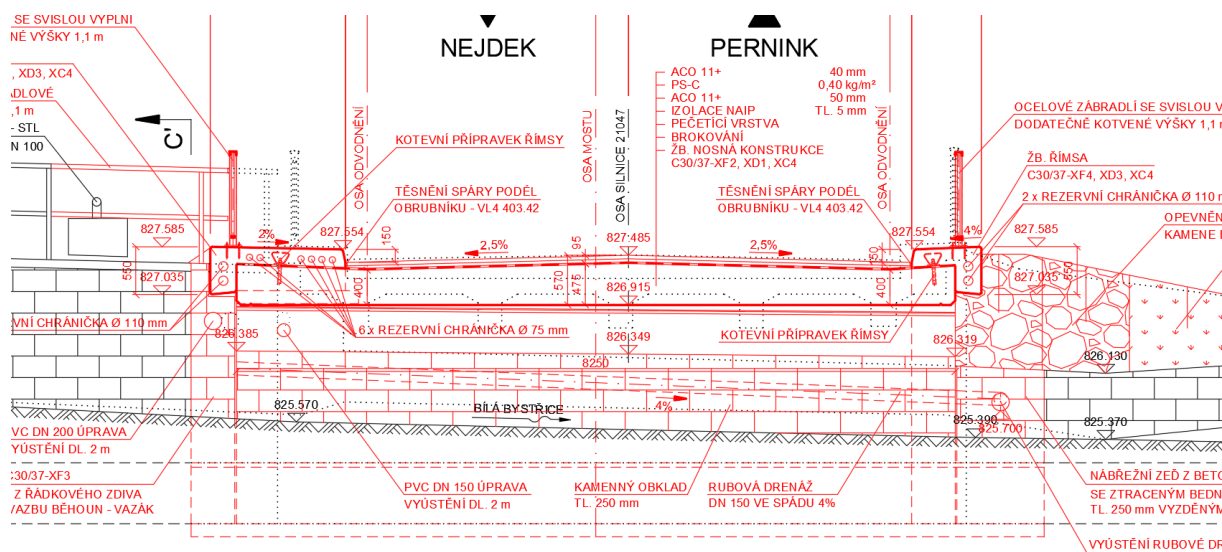




## 2.2 Podélný řez



### 2.3 Příčný řez

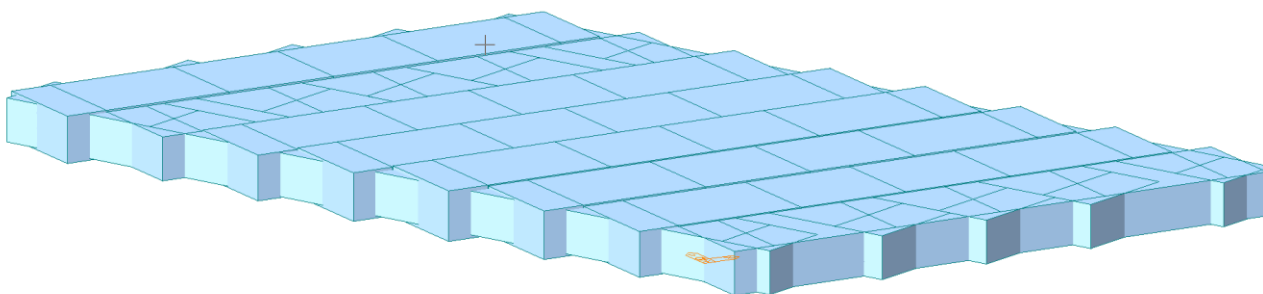


### 3 Výpočet

#### 3.1 Konstrukce

##### 3.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model nosné konstrukce.



##### 3.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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

pozn.: Vzhledem k charakteru statického působení konstrukce nebylo použito časové analýzy a fází výstavby.

#### 3.2 Materiály

##### 3.2.1 Beton

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$

Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

### 3.2.2 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Dílní součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

### 3.3 Zatížení

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

#### 3.3.1 Zatížení stálé

##### Vlastní tíha nosné konstrukce

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

Ostatní stálé zatížení

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

- pravá železobetonová římsa  $0,265 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 6,625 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 95 mm  $0,095 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 2,38 \text{ kNm}^{-2}$
- levá železobetonová římsa  $0,427 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 10,675 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradlí  $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$

**3.3.2 Pokles podpěr**

Konstrukce působí jako prostý nosník, pokles podpor nevyvolá dodatečné vnitřní síly.

**3.3.3 Zatížení proměnné**Zatížení dopravou

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

Šířka vozovky $w$	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu $w_i$	Šířka zbývajících plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
POZNÁMKA Např. pro šířku vozovky 11 m, $n_l = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right) = 3$ , šířka zbývajících plochy je $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$ .			

$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
--------------------------------------	-----------	---------------	---

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

Model zatížení 1 (LM1)

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

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



komunikací 1.

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

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

### Zemní tlak

Zásyp,  $\phi=30^\circ$

pro přetížení

$$q_{LM1Q} = \frac{\Sigma \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}}{A_{eff}} + \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = \frac{1,0 \times 2,0 \times 300}{3,0 \times 4,5} + 1,0 \times 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}$$

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

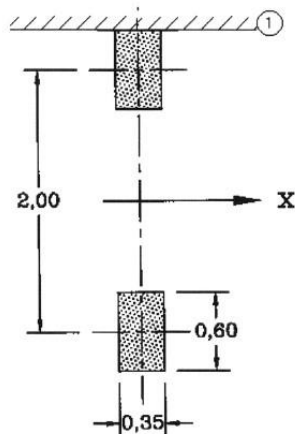
$$\sigma_2 = 25,19 \text{ kNm-3}$$

**Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha**

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

*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) pro místní komunikace*

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.

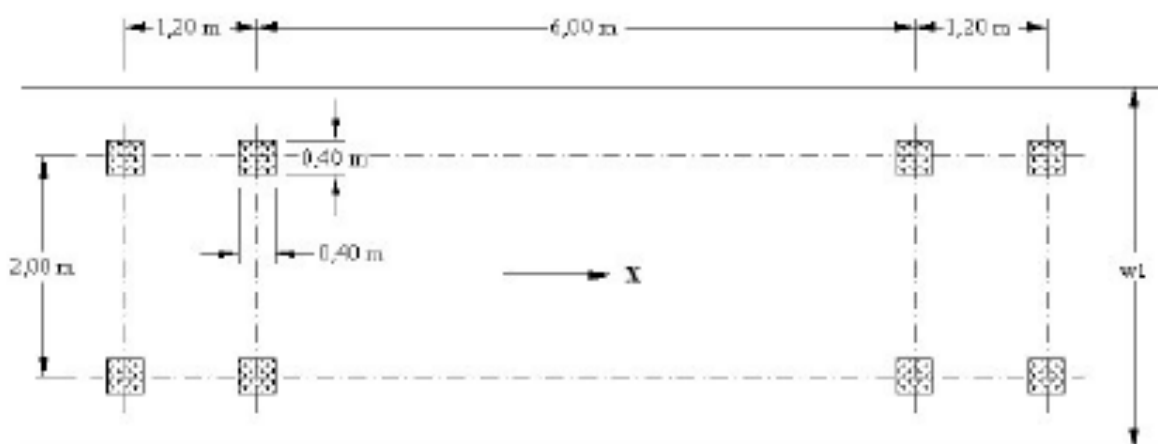
*Model zatížení 4 (zatížení davem lidí)*

Rovnoměrné zatížení rovné 5 kN/m<sup>2</sup>.

*Model zatížení na únavu 3*

Nápravové síla každé nápravy je rovna 120 kN a dotyková plocha každého kola je čtverec o straně 0,40 m.





- 1,75 pro posouzení u mezilehlých podpor spojitých mostů
- 1,40 posouzení v jiných oblastech

### Únava betonářské oceli

$\lambda_{s,1} = 1,2$  – v poli pro  $L=4,700$  m

$Q = 0,94$  – na střední vzdálenosti

$\lambda_{s,2} = 0,69$  – vychází se z hodnoty do 125 000 nákl. voz/ rok

pozn.: sčítání 2020 - 81 nákladních vozidel /24 h

$\lambda_{s,3} = 1,0$  – pro návrhovou hodnotu 100 let a  $k_2=9$

$\lambda_{s,4} = 1,0$  – pro 1 pruh

### Brzdné a rozjezdové síly

Síla je stanovena dle kap. 4.4.1 v ČSN EN 1991-2.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6*1,0*2*300 + 0,1*1,0*9,0*3,0*4,70 = 372,69 \text{ kN}$$

### 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:

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

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:





$$T_{e,max} = 39,5^{\circ}\text{C}, T_{e,min} = -24^{\circ}\text{C}.$$

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

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

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

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

Rozdílová složka teploty:

Pro konstrukce rozpěrák neuvažují.

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 – spojité zatížení, zatížení chodci

#### Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) kvazistálá kombinace

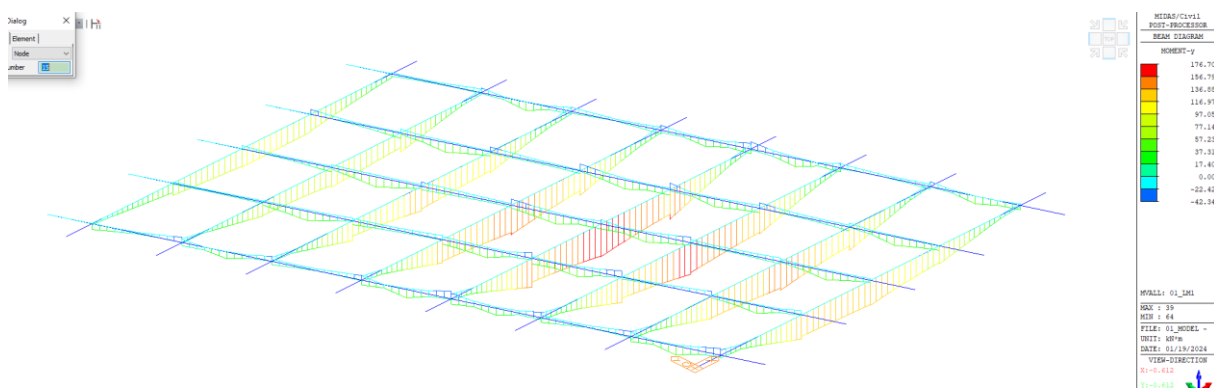
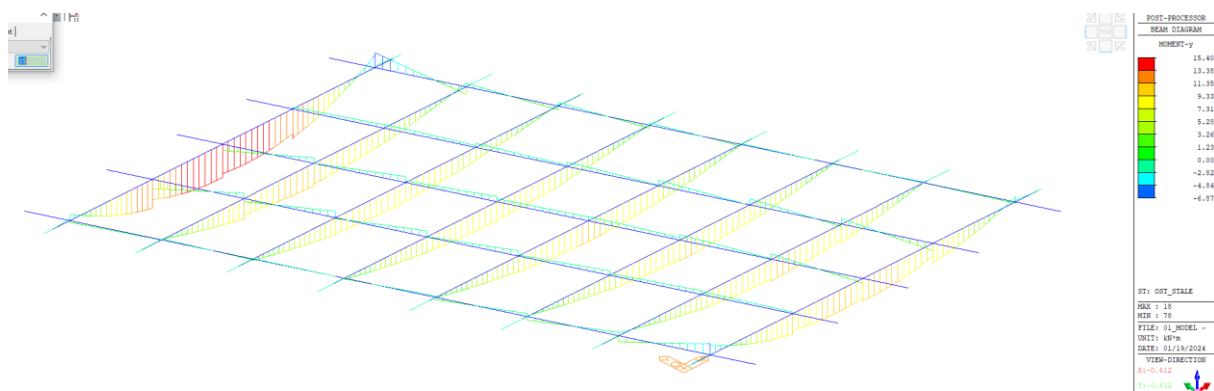
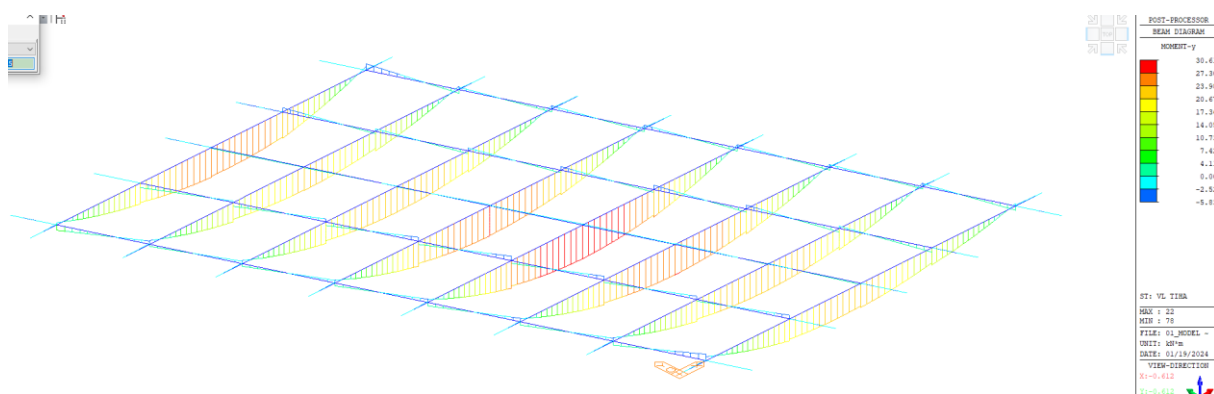


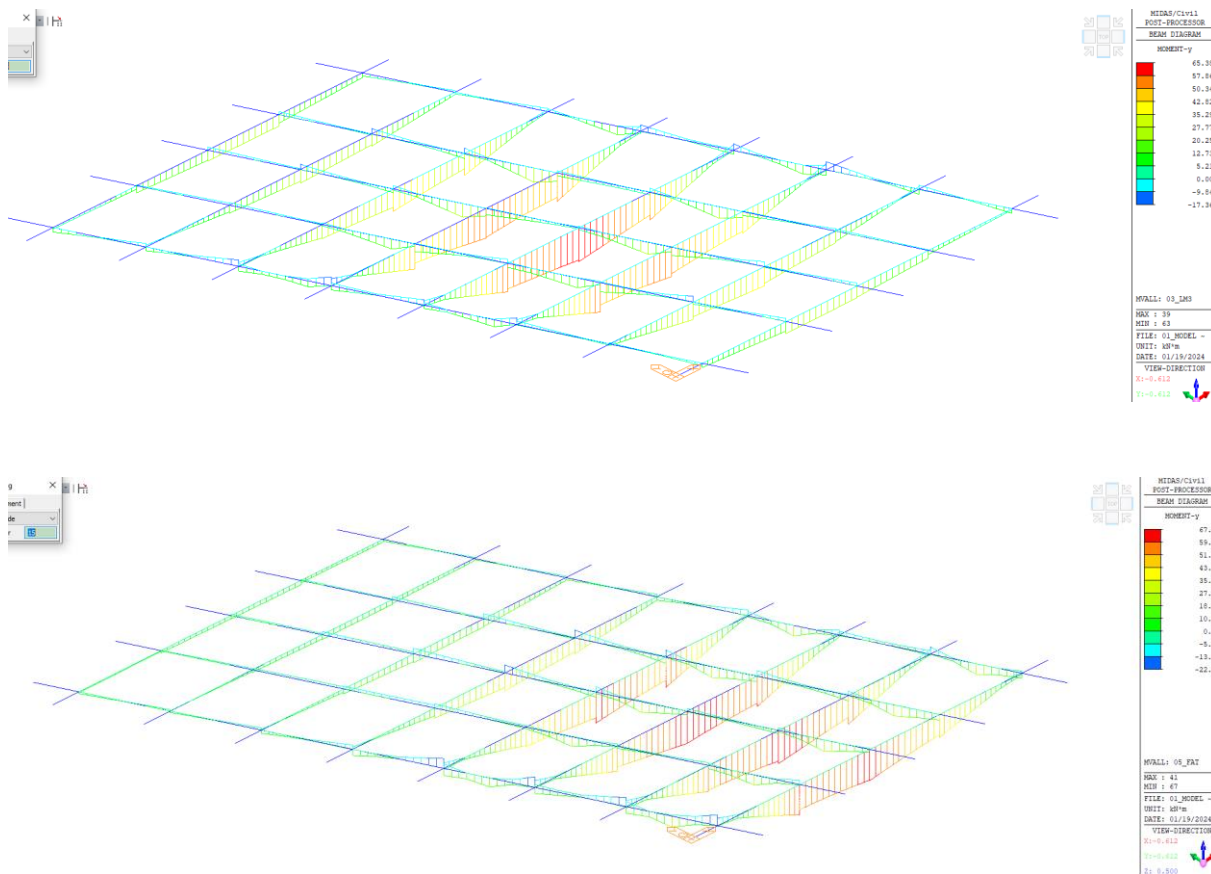
$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 3.4 Nosná konstrukce

#### 3.4.1 Vnitřní síly

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





### 3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu  $f_{ctm}$  (dle ČSN EN 1992-1-1).

#### Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck}$ . Pokud je napětí v betonu při kvázi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno  $0,45 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování.

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

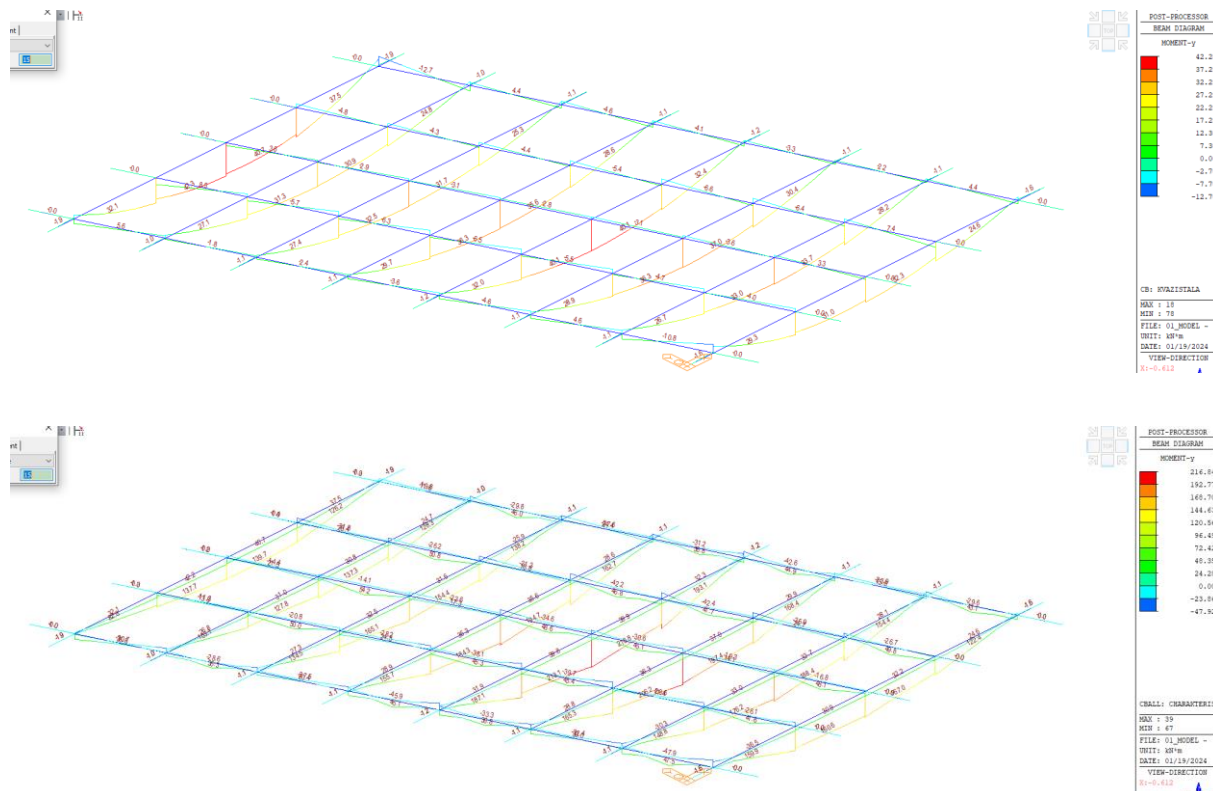
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

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



### Vnitřní síly od kombinací pro MSP



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

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno parabolicko - rektangurální rozdělení napětí v tlačeném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou  $\epsilon_{cu3} = 0,35 \%$ , 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

Vyztužení z pohledu minimálního stupně vyztužení

tl. 400 – 450 mm – R12/150

tl. 450 – 600 mm – R14/150

tl. 600 – 800 mm – R16/150

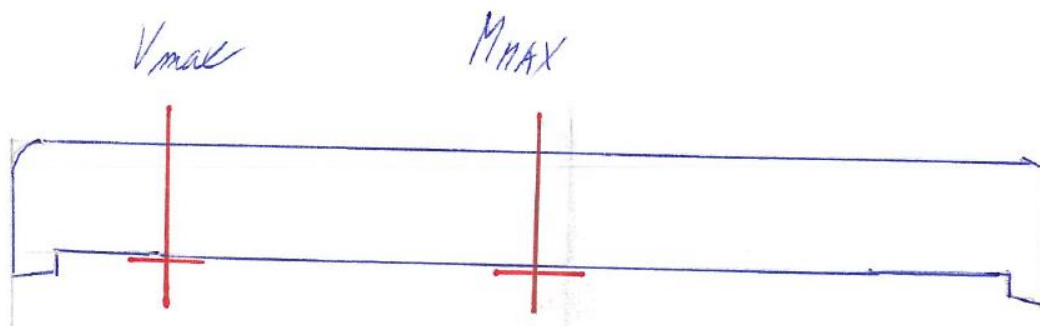


Vnitřní síly od kombinace MSÚ

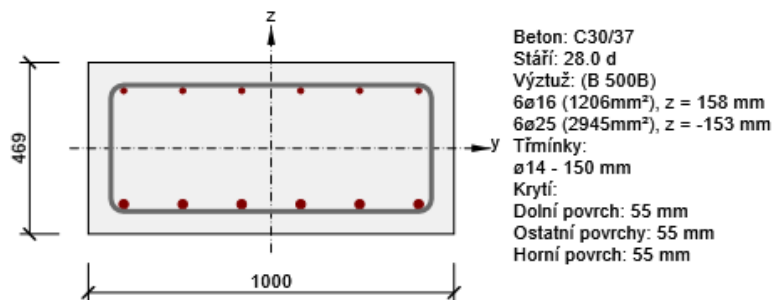
#### **3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce.**

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

Znázornění posuzovaných průřezů



V poli - Mmax



**2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly**

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	185.0	0.0	292.0	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	95.1	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	216.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	40.0	0.0

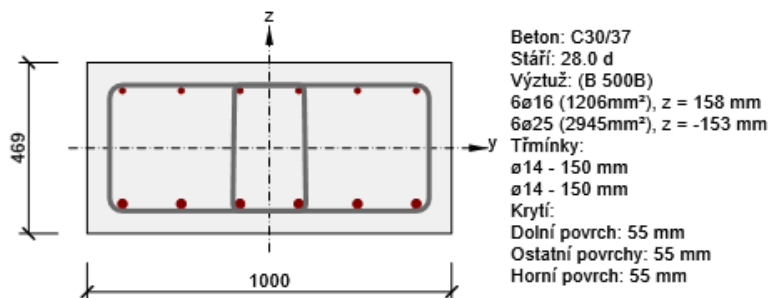
**2.1.1.2 Souhrn**

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			185.0	0.0	81.6	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	292.0	0.0			64.0	OK
Smyk	0.0			185.0	0.0	81.6	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Únava	0.0	95.1	0.0			75.1	OK
Omezení napětí	0.0	216.0	0.0			65.9	OK
Šířka trhliny	0.0	40.0	0.0			17.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %



Na kraji -  $V_{max}$



**2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly**

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	185.0	0.0	-74.0	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	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**2.1.1.2 Souhrn**

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			185.0	0.0	62.8	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-74.0	0.0			33.7	OK
Smyk	0.0			185.0	0.0	62.8	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Únava	0.0	0.0	0.0			0.0	OK
Omezení napětí	0.0	0.0	0.0			0.0	OK
Šířka trhliny	0.0	0.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

**3.5 Spodní stavba**

Stanovení reakce od vlastní tíhy a stálých zatížení

$$\Sigma G = 45.1 + 42.1 + 35.7 + 37.4 + 39.9 + 39.2 + 30.5 + 65.3 = 335,2 \text{ kN} - \text{reakce stanovená na celou opěru}$$

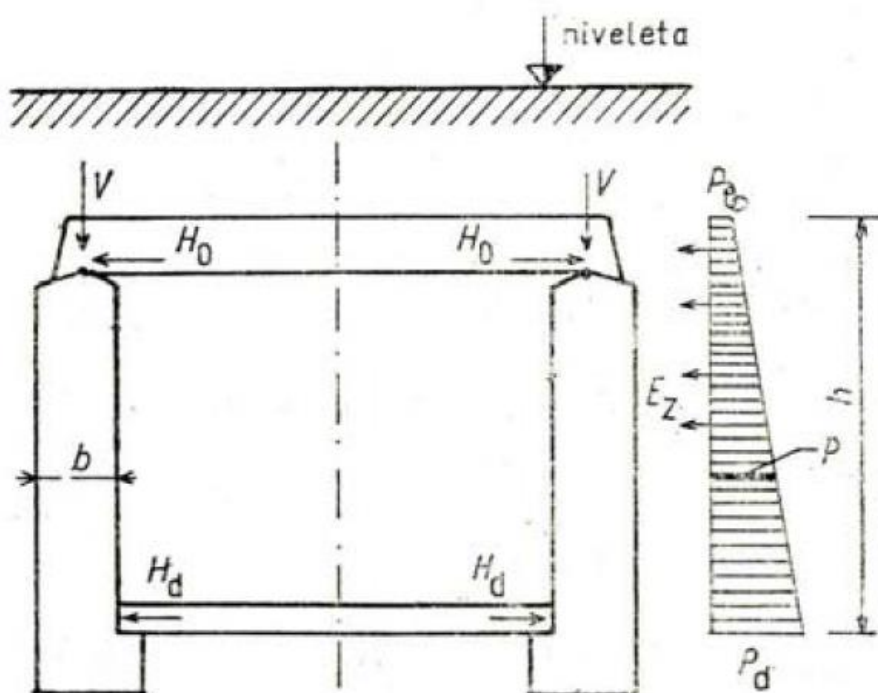
$$G = 335 \text{ kN} / 8.918 \text{ m} = 37,58 \text{ kN}$$

Stanovení reakce od proměnného zatížení

$$\Sigma Q = -18.3 + 149.6 + 145.3 + 192.7 + 302 + 93.4 + 64.6 + 45.3 = 974.6 \text{ kN} - \text{reakce stanovená na celou opěru}$$

$$Q = 974.6 \text{ kN} / 8.918 \text{ m} = 109.28 \text{ kN}$$

Konstrukce působí jako rozpěrák. Do místa kloubu byla vložena poloviční síla reakce od zemního tlaku.



Pro posouzení opěry byla použita opěra OP2 ve třech kombinacích

Kombinace 1 – nezatížený most - zemní tlak v klidu

Kombinace 2 – přetížení LM1 za opěrou OP2. V místě vrubového kloubu je umístěna pomocná síla, která reprezentuje reakci o nosné konstrukce. Za OP2 je uvažováno se zvýšeným aktivním tlakem.

Kombinace 3 – Most je zatížen odpovídající maximální svislou reakcí od zatížení dopravou.



**3.5.1 Výpočet opěry****Výpočet úhlové zdi****Vstupní data****Projekt**

Datum : 14.11.2023

**Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

**Materiály a normy**

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

**Výpočet zdi**

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 :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	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  $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$ 

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

 $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$ **Ocel podélná : B500**

Mez kluzu

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

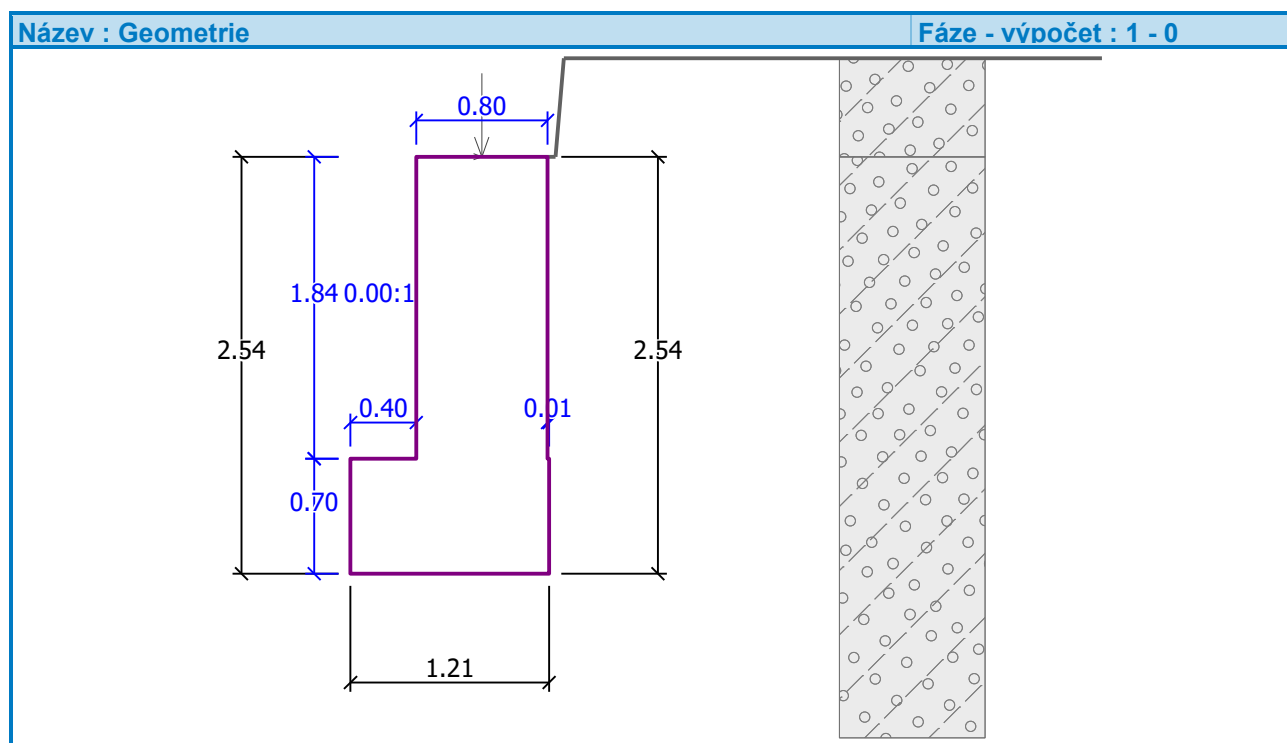


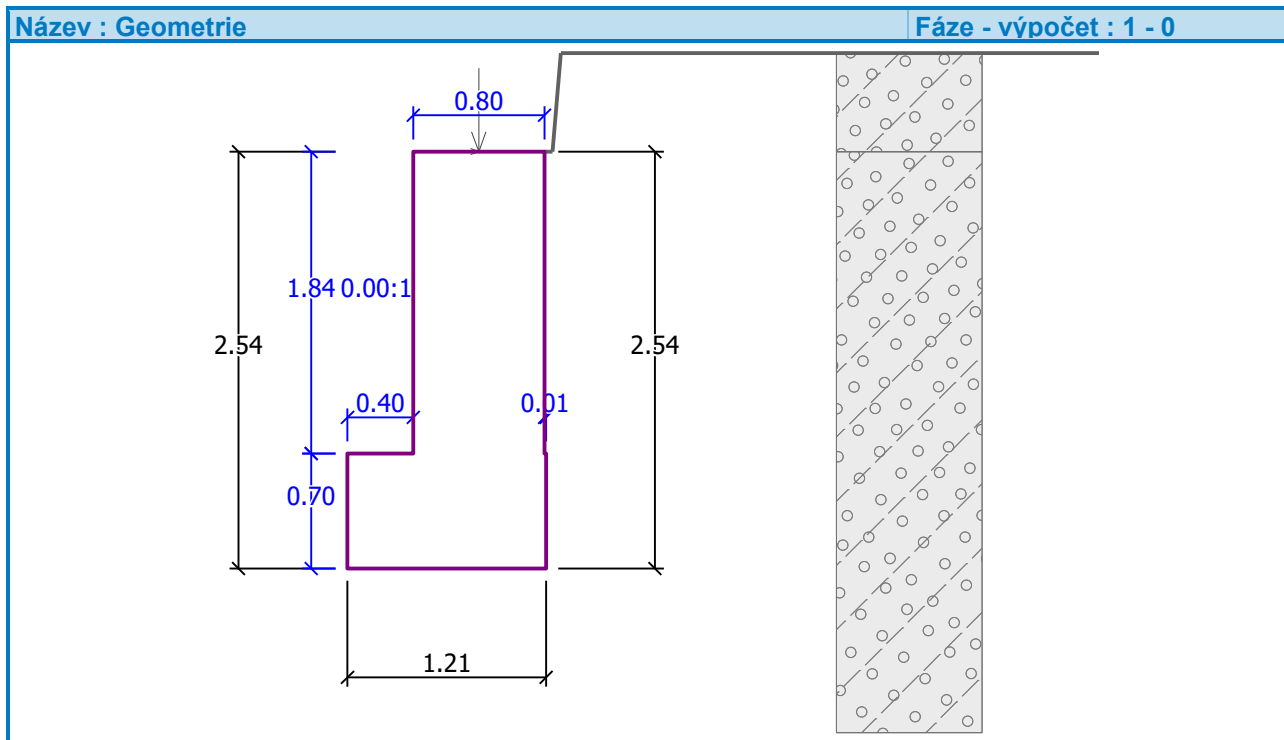
### Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.84
3	0.01	1.84
4	0.01	2.54
5	-1.20	2.54
6	-1.20	1.84
7	-0.80	1.84
8	-0.80	0.00

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

Plocha řezu zdi = 2.32 m<sup>2</sup>.





#### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G4		32.50	0.00	19.00	10.00	6.00

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

#### Parametry zemín

##### Třída G4

Objemová tíha :  $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 6.00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

#### Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.60
4	1.10	-0.60

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
 Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

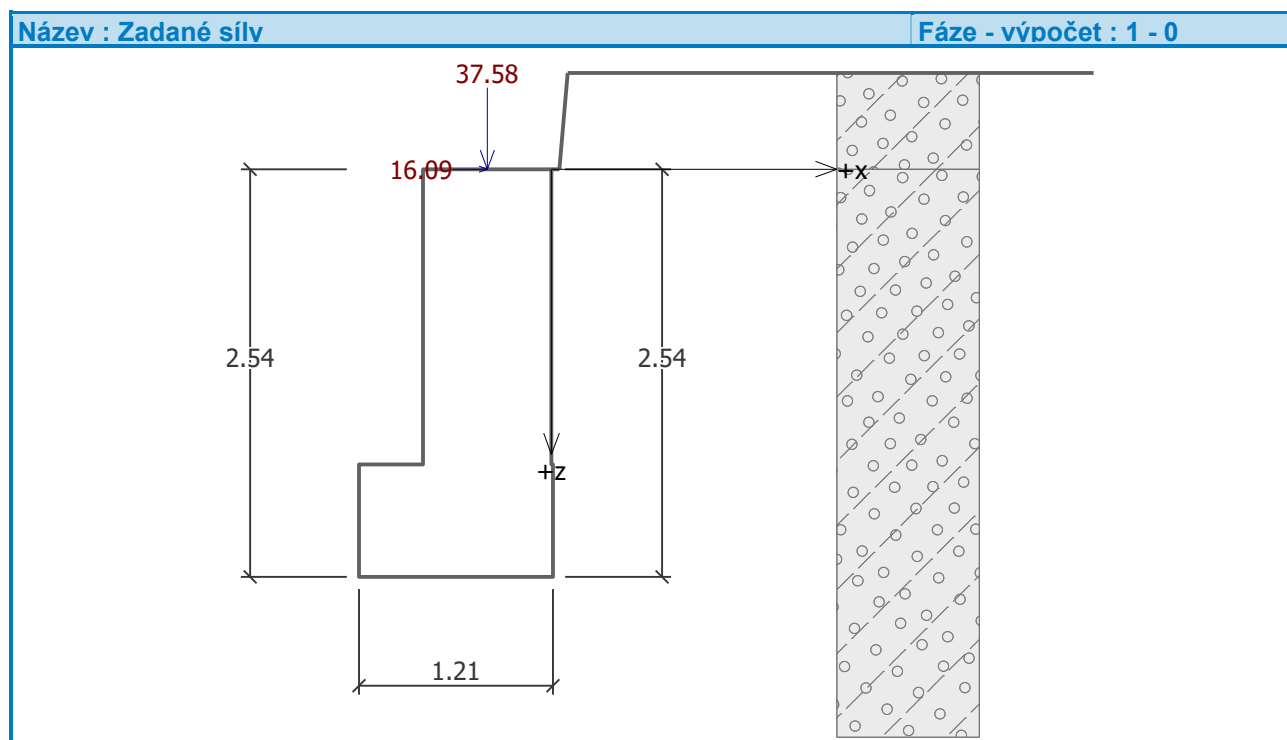
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Odpor na lici konstrukce**

Odpor na lici konstrukce není uvažován.

**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		NK + SVRSE K (335/8.9 18)	stálé	0.00	37.58	0.00	-0.40	0.00
2	ANO		Reakce NK	stálé	16.09	0.00	0.00	-0.40	0.00



**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

**Posouzení čís. 1 (Fáze budování 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	-1.16	55.66	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.62	0.35	1.21	1.000	1.000	1.350
Tlak v klidu	41.37	-0.97	0.00	1.21	1.350	1.350	1.000
NK + SVRSEK (335/8.918)	0.00	-2.54	37.58	0.80	1.000	1.000	1.350
Reakce NK	-16.09	-2.54	0.00	0.80	1.000	1.000	1.000

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlopení**Moment vzdorující  $M_{res} = 79.94$  kNm/mMoment klopící  $M_{ovr} = 54.24$  kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 54.20$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{act} = 39.76$  kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 104.41 kPa

**Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-20.17	126.34	25.28	0.000	104.41
2	-1.05	93.59	39.76	0.000	77.34

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-15.12	93.59	25.28

**Posouzení únosnosti základové půdy****Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 0.000$ Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy  $R = 300.00$  kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 104.41$  kPa

Únosnost základové půdy  $R_d = 214.29 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 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.- zeď	0.00	-0.05	1.92	0.40	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	0.35	-0.03	0.00	0.80	1.350	1.000	1.350
NK + SVRSEK (335/8.918)	0.00	-0.10	37.58	0.40	1.000	1.350	1.000
Reakce NK	-16.09	-0.10	0.00	0.40	1.000	1.000	1.000

**Posouzení zdi v pracovní spáře 0.10 m od koruny zdi**

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20.0 mm

Počet vložek = 5


Krytí výztuže = 30.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.80 m

Tážená vlákna jsou na přední straně průřezu, průřez nelze tímto programem posoudit.

**Vstupní data (Fáze budování 2)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.60
4	1.10	-0.60

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.


**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	42.75				na terénu

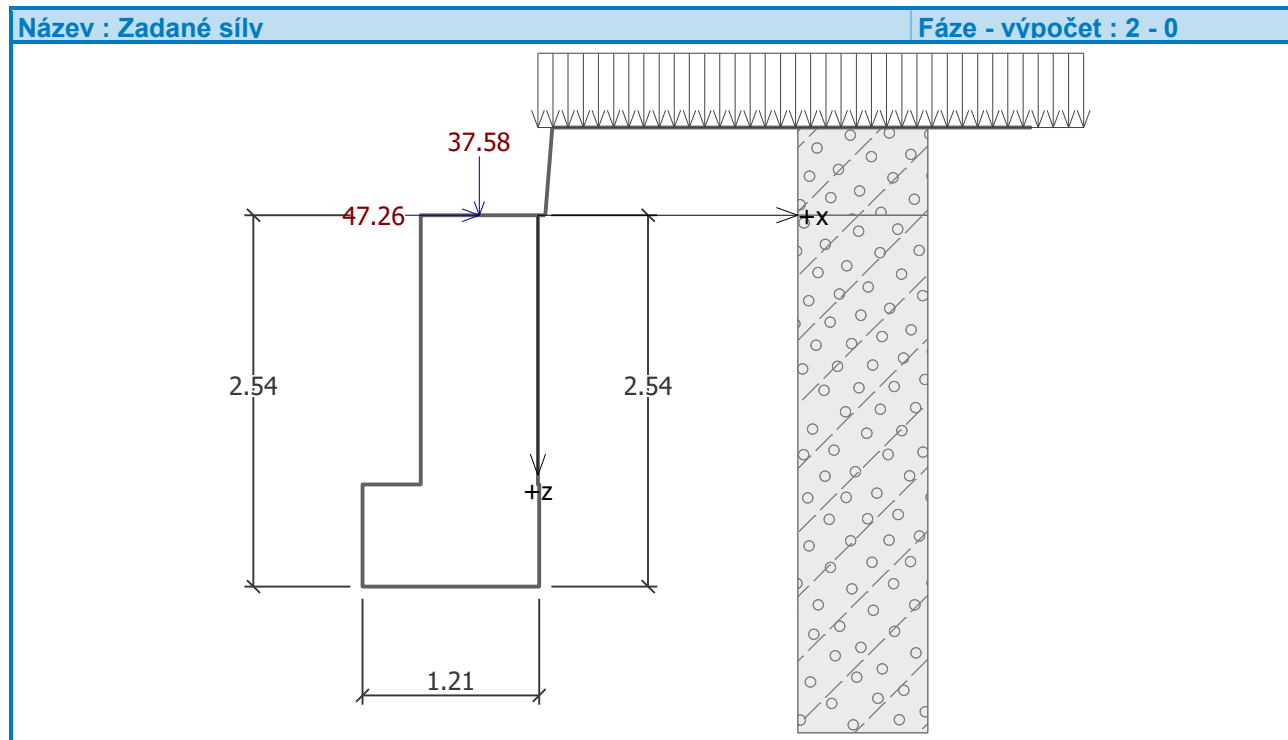
Číslo	Název
1	01_LM1

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Zadané síly působící na konstrukci**

Číslo	Síla		Název	Působ.	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	NE	NK + SVRSE K (283/6.2 07)	stálé	0.00	37.58	0.00	-0.40	0.00
2	NE	ANO	Reakce NK 16.09+3 1.17*0.5	stálé	47.26	0.00	0.00	-0.40	0.00


**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dřík zdi jsou zatíženy aktivním tlakem.

**Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)****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	-1.16	55.66	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.71	0.00	1.20	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	25.44	-0.97	3.13	1.20	1.350	1.350	1.000
01_LM1	31.16	-1.28	3.70	1.20	1.500	1.500	1.500
NK + SVRSEK (283/6.207)	0.00	-2.54	37.58	0.80	1.000	1.000	1.350
Reakce NK 16.09+31.17*0.5	-47.26	-2.54	0.00	0.80	1.000	1.000	1.000

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlpení**Moment vzdorující  $M_{res} = 144.60$  kNm/mMoment klopící  $M_{ovr} = 93.05$  kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 59.66$  kN/mVodor. síla posunující  $H_{act} = 33.82$  kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 111.20 kPa

**Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-60.02	134.56	24.92	0.000	111.20
2	-47.07	103.02	33.82	0.000	85.14

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-73.85	100.07	9.34

**Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil



**Tvar terénu**

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.60
4	1.10	-0.60

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

**Vliv vody**

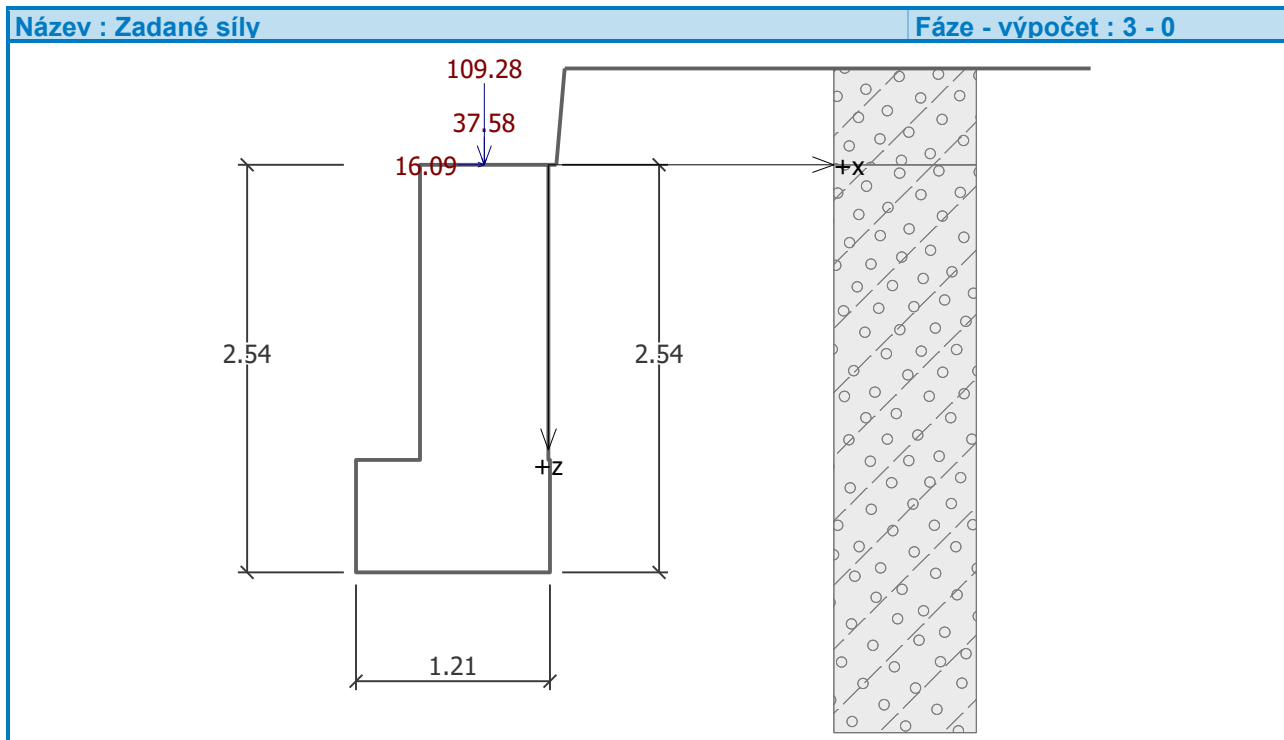
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Zadané síly působící na konstrukci**

Číslo	Síla		Název	Působ.	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	NE	NK + SVRSE K (335/8.9 18)	stálé	0.00	37.58	0.00	-0.40	0.00
2	NE	ANO	Reakce NK 16.09	stálé	16.09	0.00	0.00	-0.40	0.00
3	ANO		LM1 - 974.6/8. 918	proměnné	0.00	109.28	0.00	-0.40	0.00



#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

#### Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

##### 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	-1.16	55.66	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.62	0.35	1.21	1.000	1.000	1.350
Tlak v klidu	41.37	-0.97	0.00	1.21	1.350	1.350	1.000
NK + SVRSEK (335/8.918)	0.00	-2.54	37.58	0.80	1.000	1.000	1.350
Reakce NK 16.09	-16.09	-2.54	0.00	0.80	1.000	1.000	1.000
LM1 - 974.6/8.918	0.00	-2.54	109.28	0.80	0.000	0.000	1.500

##### Posouzení celé zdi

###### Posouzení na překlopení

Moment vzdorující  $M_{res} = 79.94$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 54.24$  kNm/m

**Zed' na překlopení VYHOVUJE**

###### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 54.20$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 39.76$  kN/m

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 239.88 kPa



## Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

### Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-52.13	290.26	25.28	0.000	239.88
2	-1.05	93.59	39.76	0.000	77.34

### Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-36.43	202.87	25.28
2	-15.12	93.59	25.28

### Posouzení únosnosti základové půdy

#### Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly  $e = 0.000$

Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0.333$

#### Excentricita normálové síly VYHOVUJE

#### Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy  $R = 340.00 \text{ kPa}$

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

Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 239.88 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy  $R_d = 242.86 \text{ kPa}$

#### Únosnost základové půdy VYHOVUJE

#### Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

## Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

### 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.- zed'	0.00	-0.92	35.30	0.40	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	24.09	-0.72	0.00	0.80	1.350	1.000	1.350
NK + SVRSEK (335/8.918)	0.00	-1.84	37.58	0.40	1.000	1.350	1.000
Reakce NK 16.09	-16.09	-1.84	0.00	0.40	1.000	1.000	1.000
LM1 - 974.6/8.918	0.00	-1.84	109.28	0.40	0.000	1.500	0.000

### Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20.0 mm

Počet vložek = 5

Krytí vyztuže = 50.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.80 m

Tažená vlákna jsou na přední straně průřezu, průřez nelze tímto programem posoudit.

**3.5.2 Výpočet křídla****Materiály a normy**

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

**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 :	$Y_G =$	1.35	[-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1.35	[-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1.35	[-]	

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

**Kotvy**

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$Y_s =$	1.35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$Y_e =$	1.35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$Y_c =$	1.35	[-]

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

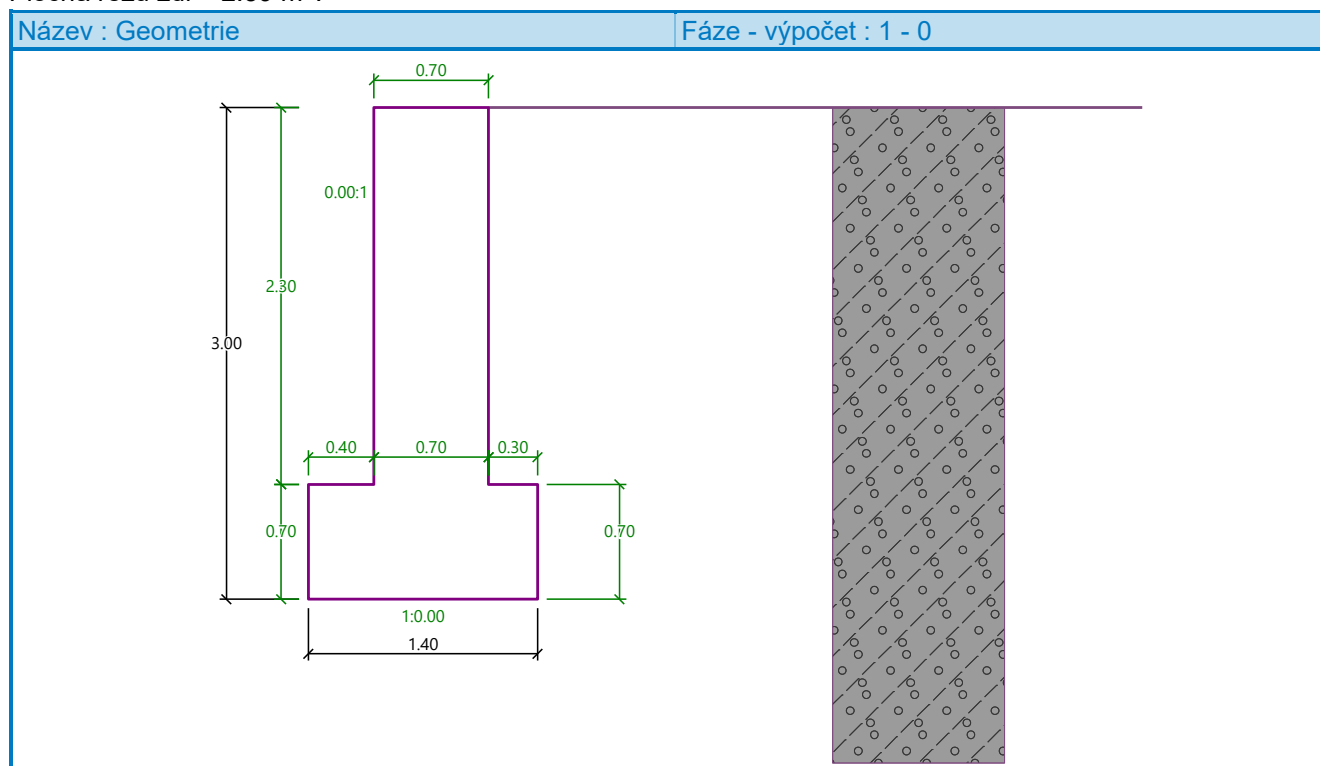
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

**Beton: C 30/37**Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2.90$  MPa**Ocel podélná: B500B**Mez kluzu  $f_{yk} = 500.00$  MPa**Geometrie konstrukce**

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.30
3	0.30	2.30
4	0.30	3.00
5	-1.10	3.00
6	-1.10	2.30
7	-0.70	2.30
8	-0.70	0.00

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

Plocha řezu zdi = 2.59 m<sup>2</sup>.**Základní parametry zemin**

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G4		33.00	0.00	19.00	9.00	3.00

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

**Parametry zemin**


Třída G4

Objemová tíha :  $\gamma = 19.00$  kN/m<sup>3</sup>



Napjatost :                      efektivní  
 Úhel vnitřního tření :     $\varphi_{ef} = 33.00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :     $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :    $\delta = 3.00^\circ$   
 Zemina :                        nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :     $\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0.00 .. ∞	Třída G4	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

**Posouzení čís. 1 (Fáze budování 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	-1.28	59.57	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.88	1.57	1.20	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	24.69	-1.00	12.50	1.26	1.350	1.350	1.350

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující  $M_{res} = 47.61 \text{ kNm/m}$

Moment klopící  $M_{ovr} = 33.32 \text{ kNm/m}$

**Zed' na překlopení VYHOVUJE**

**Posouzení na posunutí**

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 46.06 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 33.33 \text{ kN/m}$

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 100.36 kPa

**Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)**

**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	20.35	99.42	33.33	0.146	100.36
2	21.27	78.02	33.33	0.195	91.29

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	15.07	73.65	24.69

**Posouzení únosnosti základové půdy**

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 0.195$ Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Únosnost základové půdy  $R = 340.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 100.36 \text{ kPa}$ Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 242.86 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 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.- zed'	0.00	-1.15	37.01	0.35	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	14.39	-0.77	0.75	0.70	1.350	1.350	1.350

**Posouzení dříku zdi**Výška průřezu  $h = 0.70 \text{ m}$ Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 342.18 \text{ kN/m} > 19.43 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 332.99 \text{ kN/m} > 38.03 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 92.85 \text{ kNm/m} > 14.53 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 2)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0.00 .. ∞	Třída G4	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

**Statický výpočet**

**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 <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	42.75		3.00	6.00	na terénu

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

**Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)****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	-1.28	59.57	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.88	1.57	1.20	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	24.69	-1.00	12.50	1.26	1.350	1.350	1.350
Přít.1 - pásové	10.33	-0.45	3.89	1.32	1.350	1.350	1.350

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlopení**

Moment vzdorující  $M_{res} = 52.55$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 39.55$  kNm/m

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

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 49.16$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 47.27$  kN/m

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

Maximální napětí v základové spáře : 109.73 kPa

**Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	23.35	104.68	47.27	0.159	109.73
2	24.27	83.28	47.27	0.208	101.91

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**





Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	17.29	77.54	35.02


**Posouzení únosnosti základové půdy**

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 0.208$ Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Únosnost základové půdy  $R = 340.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 109.73 \text{ kPa}$ Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 242.86 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)****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	-1.15	37.01	0.35	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	14.39	-0.77	0.75	0.70	1.350	1.350	1.350
Přít.1 - pásové	4.32	-0.18	0.23	0.70	1.350	1.350	1.350

**Posouzení dříku zdi**Výška průřezu  $h = 0.70 \text{ m}$ Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 338.28 \text{ kN/m} > 25.26 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 308.73 \text{ kN/m} > 38.33 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 92.89 \text{ kNm/m} > 15.45 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	0.00 .. ∞	Třída G4	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Zadaná plošná přetížení****Statický výpočet**



Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano	změna	proměnné	10.00				na terénu

Číslo	Název
1	plosne 10

**Odpor na líci konstrukce**

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

**Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F <sub>hor</sub> [kN/m]	Působíště z [m]	F <sub>vert</sub> [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.28	59.57	0.73	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.88	1.57	1.20	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	24.69	-1.00	12.50	1.26	1.350	1.350	1.350
plosne 10	8.65	-1.50	3.37	1.24	1.350	1.350	1.350

**Posouzení celé zdi****Posouzení na překlolení**

Moment vzdorující  $M_{res} = 51.65$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 50.80$  kNm/m

**Zed' na překlolení VYHOVUJE**

**Posouzení na posunutí**

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 48.75$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 45.00$  kN/m

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 158.44 kPa

**Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	35.36	103.97	45.00	0.243	144.44
2	36.28	82.57	45.00	0.314	158.44

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	26.19	77.01	33.33

**Posouzení únosnosti základové půdy**

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 0.314$ Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Únosnost základové půdy  $R = 340.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 158.44 \text{ kPa}$ Návrhová únosnost základové půdy  $R_d = 242.86 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)****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.- zed'	0.00	-1.15	37.01	0.35	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	14.39	-0.77	0.75	0.70	1.350	1.350	1.350
plosne 10	6.59	-1.15	0.35	0.70	1.350	1.350	1.350

**Posouzení dřívku zdi**Výška průřezu  $h = 0.70 \text{ m}$ Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 311.31 \text{ kN/m} > 28.33 \text{ kN/m} = V_{Ed}$ Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 169.27 \text{ kN/m} > 38.50 \text{ kN/m} = N_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 92.91 \text{ kNm/m} > 24.60 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$ **Únosnost průřezu VYHOVUJE****4 Závěr**

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. V nosné konstrukce při dolním povrchu je navržena podélná výztuž R25/150, při horním povrchu podélná výztuž R16/150. Příčně je navržena rozdělovací výztuž R14/150. Při krajích nosné konstrukce jsou navrženy na metr šířky dvojstřížná smykova účka R14/150. Ve stojce jsou podélně navrženy R16/150, které jsou nutné z ohledem na minimální stupeň vyztužení. Únosnost základové spáry musí dosahovat min. 340 kPa.

V Liberci 02/2024

Ing. Libor Vykoukal