

03	...		
02	...		
01	...		
REVIZE	POPIS	DATUM	PODPIS

## OBJEDNATEL

SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC PLZEŇSKÉHO KRAJE, p.o.  
KOTEROVSKÁ 462/162, 326 00 PLZEŇ  
IČO: 72053119 DIČ: CZ72053119  
IDDS: qbep485



**SÚSPK** Správa a údržba silnic  
Plzeňského kraje,  
příspěvková organizace

<b>SAGASTA s.r.o.</b> SÍDLLO: NOVODVORSKÁ 1010/14, 142 00 PRAHA 4 IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555		 <b>SAGASTA</b>		JTSK Bpv ČÍSLO SOUPRAVY	
ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP		
ING. JAROSLAV ČAMBULA Ph.D.	ING. JAROSLAV ČAMBULA Ph.D.	ING. JANA BÁRTOVÁ, Ph.D.	ING. VÍT HOZNOUR		
OBSAH <b>MOST EV. Č. 235-004 DRAHOŇŮV ÚJEZD</b> SO 201 REKONSTRUKCE MOSTU EV. Č. 235-004 DRAHOŇŮV ÚJEZD				ČÍSLO ZAKÁZKY 119 118 DOKUMENTACE PDPS MĚŘÍTKO - DATUM 01/2020 POČET FORMÁTŮ 29 x A4	
NÁZEV PŘÍLOHY <b>STATICKÝ VÝPOČET</b>				ČÁST <b>B.4</b>	ČÍSLO PŘÍLOHY <b>14</b>
DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA s.r.o.					

**OBSAH**

<b>1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....</b>	<b>3</b>
1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	3
1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA .....	3
1.3. POUŽITÝ SOFTWARE .....	3
1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU .....	3
1.4.1. Spodní stavba .....	3
1.4.2. Nosná konstrukce.....	3
1.4.3. Mostní svršek.....	4
<b>2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY .....</b>	<b>5</b>
<b>3. ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>6</b>
3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE.....	6
3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A SVODIDEL.....	6
3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY .....	6
3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM .....	6
3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU .....	6
3.5.1. Model zatížení 1.....	6
3.5.2. Model zatížení 2.....	8
3.5.3. Model zatížení 3.....	8
3.5.4. Model zatížení na únavu.....	9
3.5.5. Brzdné a rozjezdové síly .....	10
3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly.....	10
3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR .....	11
3.7. SMRŠŤOVÁNÍ.....	11
3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty .....	13
3.8.1. Všeobecně.....	13
3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty .....	13
3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty.....	14
3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty .....	14
3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU .....	14
<b>4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>15</b>
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	15
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace.....	15
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace .....	15
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI .....	15
<b>5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE .....</b>	<b>15</b>
5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE .....	15
5.1.1. Výpočetní model .....	16
5.2. VNITŘNÍ SÍLY .....	16
5.2.1. Mezní stav únosnosti.....	16
5.2.2. Mezní stav použitelnosti .....	17
5.2.3. Únava .....	17
5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ.....	18
5.3.1. Posouzení řezů.....	18
5.4. HLUBINNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE .....	22
<b>6. ZÁVĚR .....</b>	<b>29</b>

## 1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

### 1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

<i>Název stavby</i>	Most ev. č. 235-004 před obcí Drahoňův Újezd
<i>Objekt č.</i>	201
<i>Název objektu</i>	SO 201 Rekonstrukce mostu ev. č. 235-004 před obcí Drahoňův Újezd
<i>Stupeň PD</i>	PDPS
<i>Délka nosné konstrukce</i>	20,0 m
<i>Počet polí, rozpětí</i>	2; 9,60 m
<i>Půdorysný tvar</i>	V přímé
<i>Šikmost mostu</i>	Kolmý 90°
<i>Šířka vozovky (mezi obrubníky)</i>	7,50 m
<i>Statický systém</i>	polorámová konstrukce
<i>Popis konstrukce</i>	polorámová konstrukce z rámových stojek a rámové příčle, stojky vetknuté do základového pásu, založení hlubinné na velprofilových pilotách
<i>Technologie výstavby</i>	betonáž na pevné skruži v jedné etapě
<i>Použitý materiál</i>	základy C30/37 žb. polorám C30/37 betonářská výztuž B500B
<i>Ložiska</i>	bez ložisek
<i>Mostní závěry</i>	bez mostních závěrů
<i>Zatížení mostu</i>	Skupina 1 (ČSN EN 1991-2/Z3)

### 1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA

ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování
ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

### 1.3. POUŽITÝ SOFTWARE

MS OFFICE, AutoCad, Midas Civil, IDEA StatiCa, GEO 5

### 1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

#### 1.4.1. Spodní stavba

Je navrženo hlubinné založení pomocí velkoprofilových pilot průměru 900 mm, u každé z podpěr celkem 5 ks v jedné řadě. Vzájemná příčná osová vzdálenost pilot 2,0 m, délka pilot 6,0 m. Piloty budou vetknuté min. 1,0 m do skalního podloží R4.

Dále budou vytvořeny základové pasy z betonu C30/37-XC2, šířky 1,5 m, výšky 0,85 m a délky 9,6 m. Sklon horní plochy je střešovitý min. 4 %, základové pasy budou zbudovány na vrstvě podkladního betonu C12/15 tl. 150 mm.

#### 1.4.2. Nosná konstrukce

Mostní objekt je navržen jako 2-polový polorám s rozpětím pole 9,60 m. Skládá se z rámových stojek tl. 0,8 m a výšky 3,85 m a rámové příčle tl. 0,70 m uprostřed rozpětí pole. Celková šířka nosné konstrukce je 8,6 m. Příčný sklon horního povrchu nosné konstrukce směr je jednostranný 2,5%. Nosná konstrukce je navržena z betonu C30/37.



### **1.4.3. Mostní svršek**

Na mostě je navržena nízká přesypávka s průběžnou vozovkou, celková tloušťka vrstev je 580 - 850 mm (vč. izolace).

Po obou stranách mostu jsou navrženy monolitické železobetonové římsy šířky 0,80 m, výška obrubníku nad hranou vozovky je 0,15 m, výška vnějšího líce říms 0,75 m. Římsy jsou z monolitického železového betonu C 35/45. Římsy budou kotveny pomocí výztuže do nosné konstrukce.

Do římsy bude zakotvené ocelové zábradelní svodidlo.

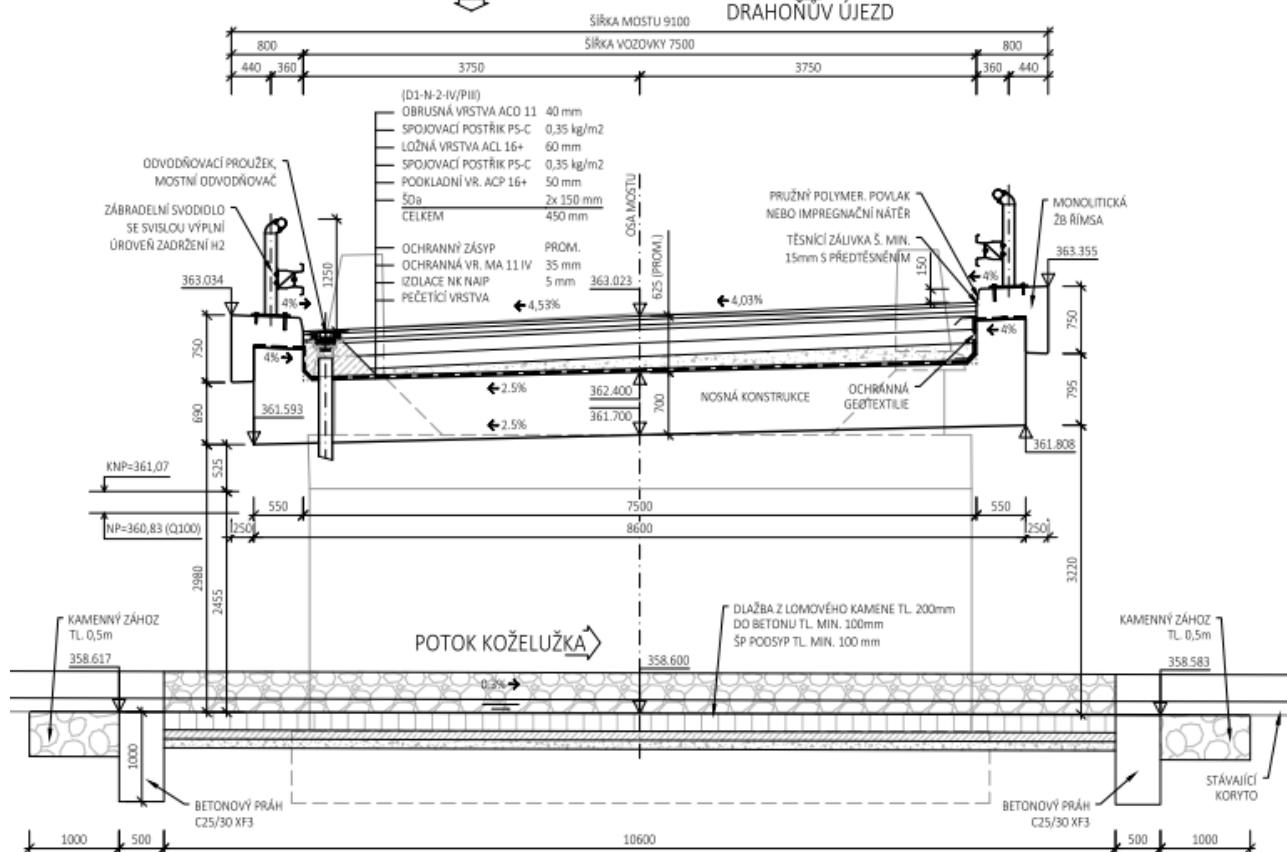
## 2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

### VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ - STŘED PRVNÍHO POLE

M 1:50

ZBIROH

DRAHOŮV ÚJEZD

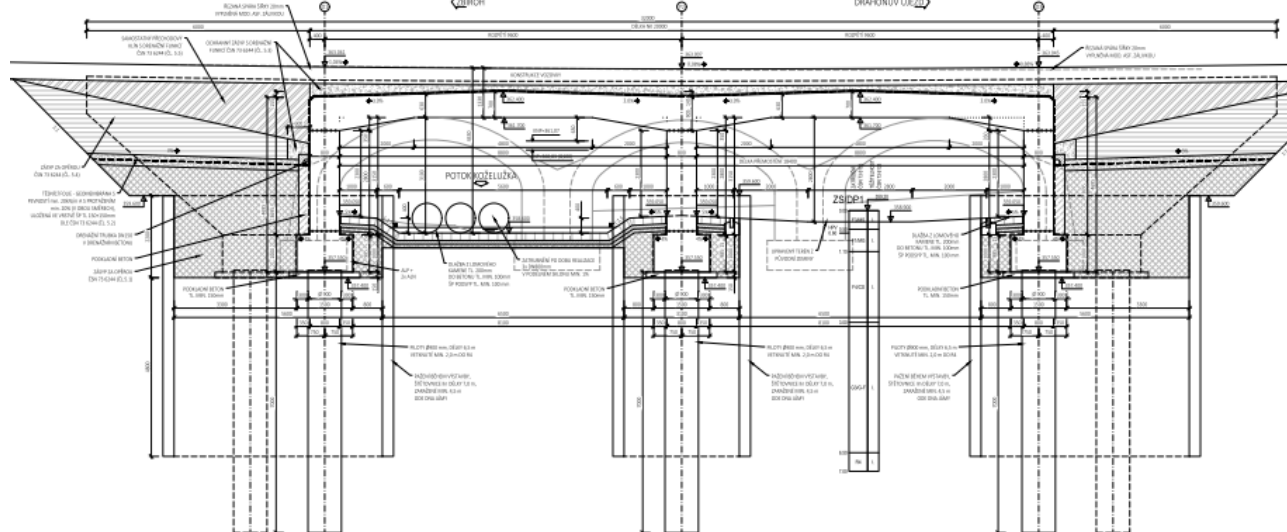


PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:50

ZBIROH

DRAHOŮV ÚJEZD



### 3. ZATÍŽENÍ

#### 3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosné konstrukce byla vypočítaná s objemovou tíhou betonu 25,0 kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A SVODIDEL

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha /kN.m-3 ; kN.m-1/	Charakteristická hodnota zatížení /kN.m-1/
		/ks/	/m2/		
g1k,1	pravostranná římsa	1	0.32	25	8.00
g1k,2	levostranná římsa	1	0.32	25	8.00
g1k,4	svodidla	2		1	2.00
<b>SVISLÁ SLOŽKA CELKEM</b>		<b>g1k</b>			<b>18.00</b>

#### 3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY

Při výpočtu byla uvažovaná průměrná tloušťka vozovky 150 mm, průměrná tloušťka nadnásypu byla uvažována 500 mm, vše na šířce b = 7,50m:

$$g_{2k,nad} = t_l \cdot \gamma_{nad} = 0,50 \cdot 20 = 10,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

$$g_{2k} = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,15 \cdot 22 = 3,3 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

$$g_{2k,inf} = 0,8 \cdot g_{2k} = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,sup} = 1,4 \cdot g_{2k} = 4,62 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,inf,celk} = 12,64 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2k,sup,celk} = 14,62 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM

Při výpočtu bylo uvažováno přitížením stojek rámové konstrukce od zásypového materiálu. Jako zásypový materiál je navržena zemina vhodná do aktivní zóny. Pro tento zásypový materiál jsme uvažovali se zohledněním jednotlivých materiálů s průměrnou objemovou tíhou 22,5 kN/m<sup>3</sup>.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 24 = 0,59$$

součinitel tlaku v klidu

$$K_a = \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = \tan \left( 45^\circ - \frac{24}{2} \right)^2 = 0,42$$

součinitel aktivního tlaku

$$K_{0a} = \frac{K_0 + K_a}{2} = \frac{0,59 + 0,42}{2} = 0,51$$

součinitel redukovaného aktivního tlaku

$$z_{min} = 0,4 \text{ m}$$

minimální výška zeminy pro výpočet - příčel

$$z_{max} = 5,0 \text{ m}$$

maximální výška zeminy pro výpočet - pata

$$b = 1,0 \text{ m}$$

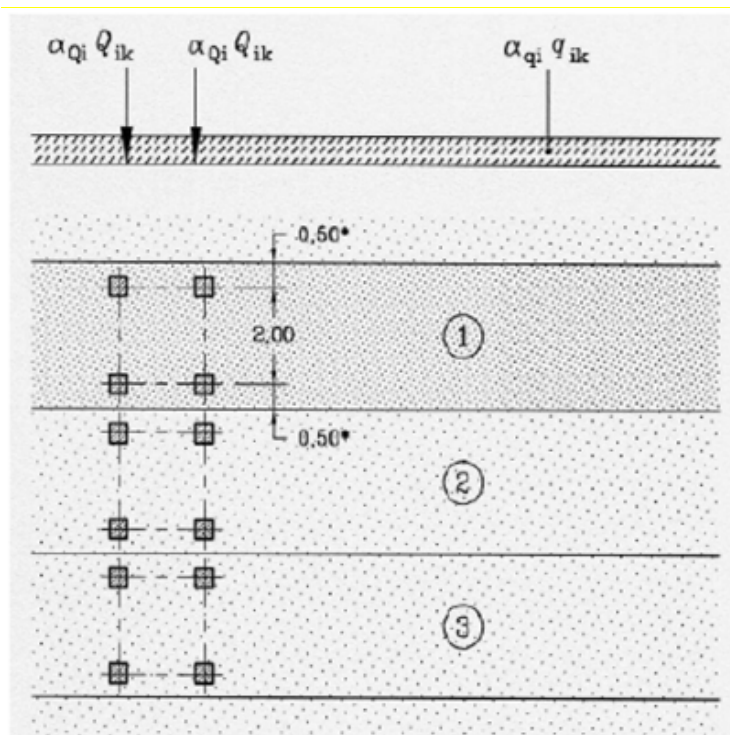
šířka pro výpočet

$$g_{3k,min} = z_{min} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 0,4 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 4,59 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - příčel}$$

$$g_{3k,max} = z_{max} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 5,0 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 57,38 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - pata}$$

#### 3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

##### 3.5.1. Model zatížení 1



Hlavní svislý zatěžovací systém mostu představuje zatěžovací model LM1. Schéma se skládá ze dvou částkových systémů s dynamickým přírůstkem.

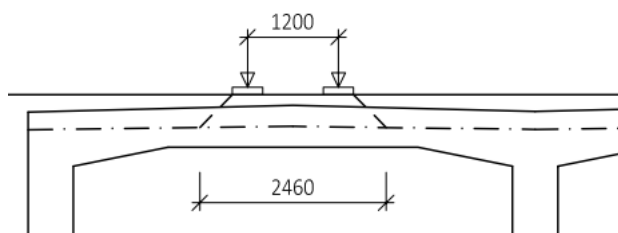
Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR:

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q1} (i > 2)$ 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

Skupina 1: dálnice, rychlostní komunikace, silnice I., II., III. Třídy

Skupina 2: silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní a účelové komunikace

Roznos zatížení TS v podélném směru:



Roznášací délka na rámovou příčel  $L_r = 2,46$  m

Roznos zatížení UDL se neuvažuje, uvažuje se rovnoměrné rozložení této složky na celou plochu vozovky nad n.k.

První část tvoří 3 dvounápravové soustředěné zatížení (Tandem system), kde tíha náprav:

- v zatěžovacím pruhu č. 1 má tíha  $\alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1,0 \cdot 300 = 300$  kN
- v zatěžovacím pruhu č. 2 má tíha  $\alpha_{Q2} \cdot Q_{k2} = 1,0 \cdot 200 = 200$  kN
- v zatěžovacím pruhu č. 3 se vzhledem k šířce vozovky 7,5 m neuvažuje



svislá složka zatížení:

$$Q_k = 300 + 200 = 500 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)}$$

$$Q_{k,zs} = (2 \cdot 500 \text{ kN} / (6 \text{ m} \cdot 2,46 \text{ m})) \cdot 1 \text{ m} = 67,75 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{k,vod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 67,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,59 = 40,0 \text{ kN/m}$$

Druhou část zatížení tvoří rovnoměrné spojité zatížení (UDL) s intenzitou:

- v zatěžovacím pruhu č.1  $\alpha_{q1} \cdot q_{k1} = 1,0 \cdot 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.2  $\alpha_{q2} \cdot q_{k2} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.3 se vzhledem k šířce vozovky 7,5 m neuvažuje
- na zbylé ploše zat. prostoru  $\alpha_{rk} \cdot q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

svislá složka zatížení:

$$q_k = 3 \cdot 9,0 + 3 \cdot 6,0 + 1,5 \cdot 3,0 = 49,5 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

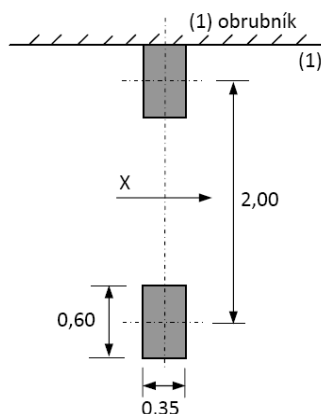
$$q_{k,zs} = 49,5 / 7,5 = 6,6 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka zatížení

$$q_{k,vod} = q_{k,zs} \cdot K_o = 6,6 \text{ kN/m} \cdot 0,59 = 3,9 \text{ kN/m}$$

### 3.5.2. Model zatížení 2

Model zatížení č. 2 byl použitý pro lokální posouzení nosné konstrukce. Model představuje jednoúpravové zatížení. Tíha nápravy je  $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ , kde  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$  a  $\beta_Q = \alpha_{Q1}$ .



### 3.5.3. Model zatížení 3

Model zatížení 3 představuje zatížení zvláštními vozidly. Dynamický součinitel je stanoven podle druhu pozemní komunikace. S dynamickým součinitelem se neuvažuje při návrhu masivní spodní stavby a založení mostu.

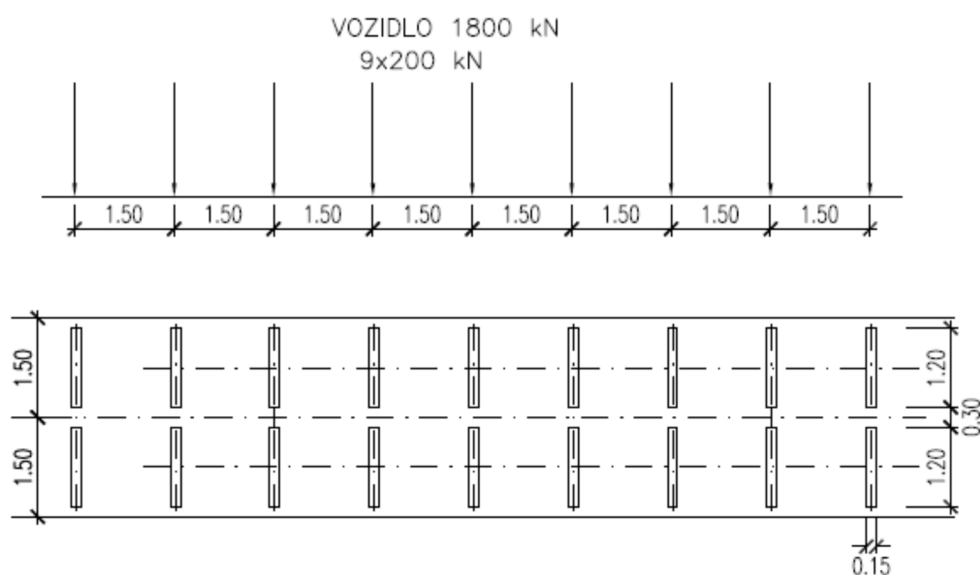
Pro dálnice, rychlostní cesty a vybrané trasy určené příslušným úřadem je stanoven následovně:



**Tabulka NA.2.4 – 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 čl. 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.

Vozidlo 1800/200 kN



Vozidlo šířky 3,0 m se pohybuje v jízdním pruhu č.1 (podle rozdělení vozovky do jízdních pruhů pro LM3). V tomto jízdním pruhu se v celé délce mostu nesmí umístit současně působící model LM1.

Současně se zvláštním vozidlem 900 kN se neuvažuje další rovnoměrné zatížení.

Rychlost pojezdu se uvažuje normální, tj do 70 km/h. Dynamický součinitel:  $\varphi=1,25$ .

svislá složka zatížení působící na rámovou příčel

$Q_{\text{KL}M3} = 200 \text{ kN}$  (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

$Q_{\text{KL}M3,\text{zs}} = 200 \text{ kN} / 3,0 \text{ m} = 66,7 \text{ kN/m}$  (charakteristická hodnota zatížení zat. šířku 1 m)

vodorovná složka zatížení

$Q_{\text{KL}M3\text{vod}} = Q_{\text{KL}M3,\text{zs}} \cdot K_o = 66,7 \text{ kN/m} \cdot 0,59 = 39,5 \text{ kN/m}$

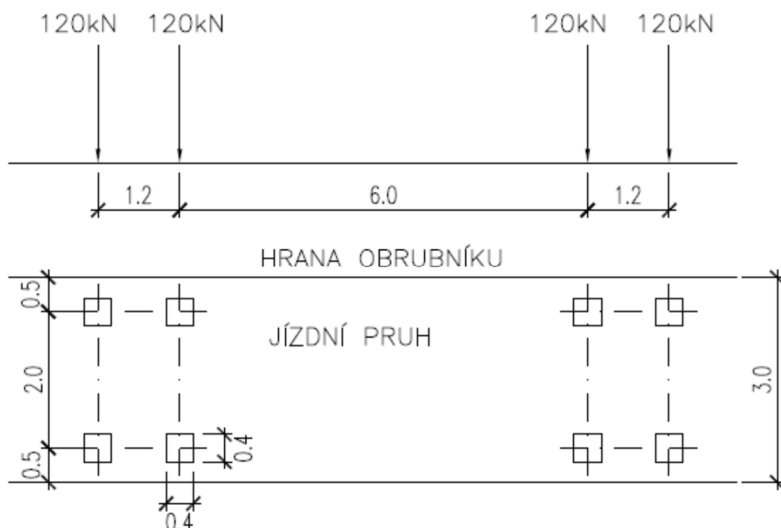
### 3.5.4. Model zatížení na únavu

Při posouzení betonu na únavu lze postupovat podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (1) pro kombinaci zatížení na únavu s použitím modelu zatížení na únavu 3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM3f) nebo podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (2), (3) a (4) – pro častou kombinaci zatížení s použitím modelu LM1 resp. LM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.3.2 resp. 4.3.4.

Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.6 resp. příl. NN se použije model zatížení na únavu FLM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM 3f).

Zatížení jedné nápravy je 120 kN. Zatížení na jedno kolo je 60 kN.

Posouzení na únavu není třeba podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.1 (102) provádět pro základy, pilíře a opěry (pokud nejsou rámově spojené s nosnou konstrukcí) s výjimkou úložných prahů a pro předpínací a betonářskou výztuž v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení jsou v krajních vláknech pouze tlaková



napětí.

svislá složka zatížení:

$Q_{lk} = 60 + 60 = 120 \text{ kN}$  (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

$Q_{k,zs} = (2 \cdot 120 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \cdot 2,46 \text{ m})) \cdot 1 \text{ m} = 32,52 \text{ kN/m}$  (charakteristická hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)

vodorovná složka zatížení

$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 32,52 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,59 = 19,2 \text{ kN/m}$

### 3.5.5. Brzdné a rozjezdové síly

Jsou určeny jako část celkového maximálního zatížení LM1 umístěné na zatěžovacím pruhu č. 1:

$180 \cdot \alpha_{Q1} = 180 \cdot 1 = 180 \text{ kN} < Q_{lk} < 900 \text{ kN}$

$L = 19,8 \text{ m}$  – délka nosné konstrukce

$w_1 = 3,0 \text{ m}$  – šířka zatěžovacího pruhu

$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{lk}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 19,8 = 413,5 \text{ kN}$

$Q_{lk,zs} = (413,5 \text{ kN} / 8,6 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 48,1 \text{ kN/m}$  (charakteristická hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)

Pro zatížení LM3 pohybující se rychlostí do 5 km/h se s brzdnými silami neuvažuje.

Pro zatížení LM3 pohybující se normální rychlostí se brzdná síla určí jako část celkového zatížení LM3 umístěné v zatěžovacím pruhu č. 1:

$180 \cdot \alpha_{q1} = 180 \cdot 1 = 180 \text{ kN} < Q_{lk} < 600 \text{ kN}$

$Q_{lk} = 0,6 \cdot Q_{LM3} + 0,1 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1800 + 0,1 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 3,0 \cdot 19,8 = 1115,6 \text{ kN}$

$Q_{lk}$  je větší jako 600 kN a proto

$Q_{lk} = 600 \text{ kN}$  (charakteristická hodnota zatížení)

$Q_{lk,zs} = (600,0 \text{ kN} / 8,6 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 69,8 \text{ kN/m}$  (charakteristická hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)

### 3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly

Jsou určeny jako příčná síla působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky.

Odstředivá síla  $Q_{tk}$  se neuvažuje, most je v přímé.

### 3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR

Je uvažován pokles jednotlivých podpor, nebo dvojice podpor o 5 mm.

### 3.7. SMRŠŤOVÁNÍ

Smršťování bylo určeno dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1.4. Přetvoření od smršťování bylo stanoveno na základě třídy betonu, plochy a obvodu průřezu, vlhkosti, typu cementu a čase.

Vstupní hodnoty:  $A = 4,73 \text{ m}^2$   
 $u = 18,3 \text{ m}$   
 $RH = 70\%$   
Cement N  
Čas 36500 dní

Výsledné poměrné přetvoření konstrukce je 0,00032 [-].

Pro zadání do programu MIDAS je třeba transformovat na zatížení konstantní teplotou:

$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -26,67^\circ\text{C}$

<b>S M R Š Ť O V Á N Í</b>
----------------------------

(6) Celkové poměrné smršťování se skládá ze dvou částí, poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování. Poměrné smršťování vysycháním se vyvíjí pomalu, protože je funkcí migrace vody ztvrdlým betonem. Poměrné autogenní smršťování vzniká v průběhu tvrdnutí betonu: hlavní část proto vzniká v počátečních dnech po vybetonování. Poměrné autogenní smršťování je lineární funkcí pevnosti betonu. Zejména má být uvažováno, pokud se nový beton betonuje na ztvrdlý beton. Hodnota celkového poměrného smršťování je tedy:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

kde  $\varepsilon_{cs}$  je celkové poměrné smršťování;

$\varepsilon_{cd}$  poměrné smršťování vysycháním;

$\varepsilon_{ca}$  poměrné autogenní smršťování.

$\varepsilon_{cs} =$	<b>0,00032</b>	<b>[-]</b>
----------------------	----------------	------------

Vývoj poměrného smršťování vysycháním v čase vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

kde  $k_h$  je součinitel závisící na náhradní tloušťce  $h_0$  podle tabulky 3.3.

**Tabulka 3.3 – Hodnoty  $k_h$  ve vztahu (3.9)**

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

kde  $t$  je stáří betonu v uvažovaném okamžiku, ve dnech;

$t_s$  stáří betonu (dní) na začátku smršťování vysycháním (nebo nabýváním); obvykle je to na konci ošetřování betonu;

$h_0$  náhradní rozměr průřezu =  $2A_c/u$  [mm],  
kde  $A_c$  je průřezová plocha betonu a  $u$  je obvod části průřezu vystavené vysychání.

$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0,99
$k_h =$	0,76

(1) Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním  $\varepsilon_{cd,0}$  se vypočítá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

kde  $f_{cm}$  je průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku (MPa);

$f_{cmo}$  = 10 MPa;

$\alpha_{ds1}$  součinitel, který závisí na druhu cementu (viz 3.1.2 (6)):

= 3 pro cement třídy S;

= 4 pro cement třídy N;

= 6 pro cement třídy R;

$\alpha_{ds2}$  součinitel, který závisí na druhu cementu:

= 0,13 pro cement třídy S;

= 0,12 pro cement třídy N;

= 0,11 pro cement třídy R;

## S M R Š Ť O V Á N Í

$\beta_{RH} =$	1,02	[-]
$\alpha_{ds1} =$	4	[-]
$\alpha_{ds2} =$	0,12	[-]
$f_{cmo} =$	10	[MPa]

$\varepsilon_{cd,0} =$	0,00036	[-]
------------------------	---------	-----

$\varepsilon_{cd}(t) =$	<b>0,00027</b>	[-]
-------------------------	----------------	-----

*je poměrné smršťování vysycháním*

Poměrné autogenní smršťování je dáno vztahem:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

$$\text{kde } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}; \quad (3.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \quad (3.13)$$

$t$  je dáno ve dnech.

$\beta_{as}(t) =$	1	[-]
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0,00005	[-]

$\varepsilon_{ca}(t) =$	<b>0,00005</b>	[-]
-------------------------	----------------	-----

*je poměrné autogenní smršťování*

$\Delta l_{\text{shrinkage}} =$	<b>1</b>	[mm]
---------------------------------	----------	------

*posun ložiska od smršťování*

### 3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLOTY

#### 3.8.1. Všeobecně

Betonový most je podle čl. 6.1.1 ČSN EN 1991-1-5 uvažován jako typ konstrukce 3.

Max. a min. teploty vzduchu v místě mostu se určí podle map v národní příloze:

Maximální teplota vzduchu :  $T_{\max} = +38,1 \text{ °C}$  až  $+40 \text{ °C}$

Minimální teplota vzduchu:  $T_{\min} = -30,1 \text{ °C}$  až  $-32 \text{ °C}$

Součinitel teplotní roztažnosti pro beton  $\alpha_T = 0,000010$  (příloha C, tab. C1)

#### 3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5 čl.6.1.4.1 se účinky svislých rozdílů teplot určí „postupem 1“.

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15 \text{ °C (zima)}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8 \text{ °C (léto)}$$

Součinitele  $k_{\text{sur}}$ :

Vzhledem k tomu, že nad mostovkou je min. 140 mm vozovky, uvažuji hodnoty pro svršek tl. 150 mm:

Horní povrch teplejší než dolní (zima) –  $k_{\text{sur}} = 0,7$

Dolní povrch teplejší než horní (léto) –  $k_{\text{sur}} = 1,2$

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

$$\text{Zima} > 15 \times 0,7 = -10,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Léto} > 8 \times 1,2 = 9,6 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

### 3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

$T_{\text{Max}} = +40^{\circ}\text{C}$  – složka maximální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

$T_{\text{Min}} = -32^{\circ}\text{C}$  – složka minimální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

$T_0 = +10^{\circ}\text{C}$  – počáteční teplota

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type 1 } T_{e, \max} = T_{\max} + 16 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ \text{Type 2 } T_{e, \max} = T_{\max} + 4,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ \text{Type 3 } T_{e, \max} = T_{\max} + 1,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{array} \right\} \text{for } 30 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T_{\max} \leq 50 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \left. \begin{array}{l} T_{e, \min} = T_{\min} - 3 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 4,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 8 \text{ }^{\circ}\text{C} \end{array} \right\} \text{for } -50 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T_{\min} \leq 0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Maximální a minimální složky teploty mostu:

$$T_{e, \max} = T_{\text{Max}} + 1,5^{\circ}\text{C} = 41,5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e, \min} = T_{\text{Min}} + 8,0^{\circ}\text{C} = -24,0^{\circ}\text{C}$$

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = -34,0^{\circ}\text{C} \text{ – zkrácení NK}$$

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 31,5^{\circ}\text{C} \text{ – prodloužení NK}$$

### 3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

$$\Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \omega_N \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}})$$

nebo

$$\omega_M \Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}})$$

kde  $\omega_M = 0,75$  a  $\omega_N = 0,35$

## 3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU

Zatížení větrem se uvažuje podle ČSN EN 1991-1-4. S ohledem na typ mostu se se zatížením od větru neuvažuje.



## 4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

### 4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

#### 4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

#### 4.1.2. Mimořádné a seismické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_d$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_{Ed} = \gamma A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(\*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seismické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. <sup>NP29)</sup>

(\*\*) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(\*\*\*) Zvláštní seismické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seismická se doporučuje hodnota  $\gamma = 1,0$ . <sup>NP30)</sup>

### 4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Předpětí	Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

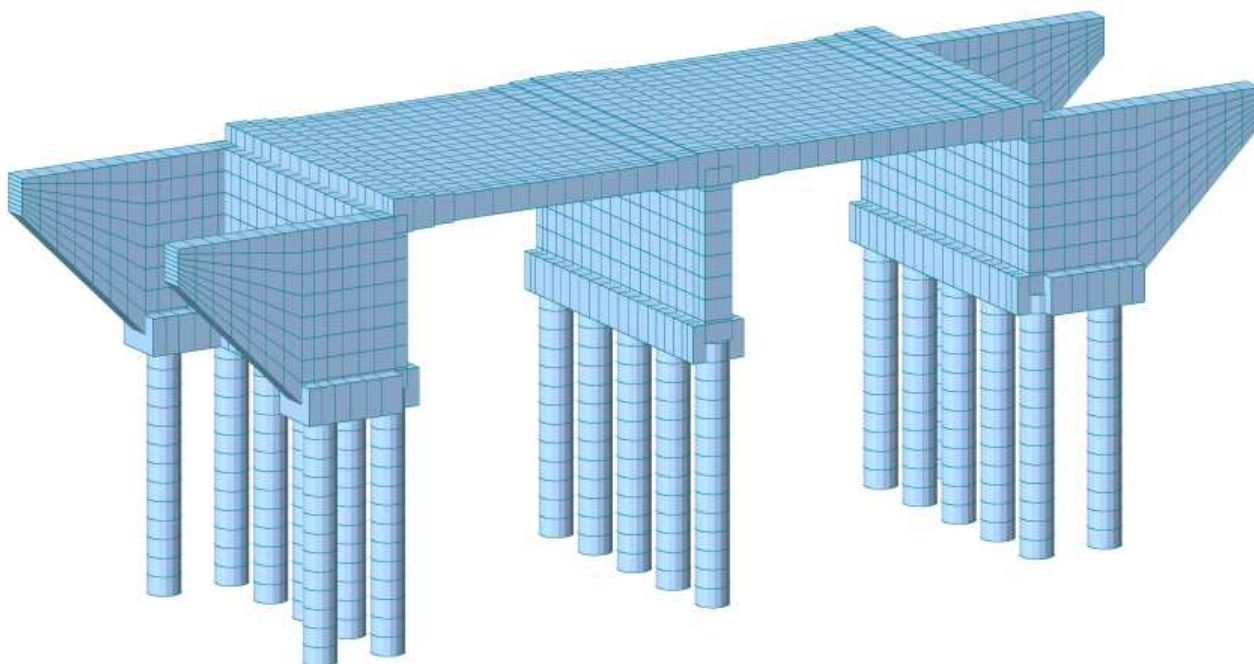
## 5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

### 5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE

Polorámová konstrukce byla spočítána pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako deskostěnový uložený na pružných podporách. Tuhost pružin vychází z parametrů zemin pod základy, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5 pomocí modulu Patky.



### 5.1.1. Výpočetní model



## 5.2. VNITŘNÍ SÍLY

### 5.2.1. Mezní stav únosnosti

MSÚ		Střed pole	Rámový roh	Nad pilířem	Pata
MSU 1	$n_x$ [kN/m]	0	-210	0	0
	$v_z$ [kN/m]	410	590	420	140
	$m_x$ [kNm/m]	586	-1016	-596	132
MSU 2	$n_x$ [kN/m]	0	-220	0	0
	$v_z$ [kN/m]	220	372	168	180
	$m_x$ [kNm/m]	368	-770	-314	112
MSU 3	$n_x$ [kN/m]	0	-180	0	0
	$v_z$ [kN/m]	425	550	432	140
	$m_x$ [kNm/m]	604	-952	-568	135
MSU 4	$n_x$ [kN/m]	0	-200	0	0
	$v_z$ [kN/m]	190	315	147	150
	$m_x$ [kNm/m]	325	-681	-270	120
MSU 5	$n_x$ [kN/m]	0	-140	0	0
	$v_z$ [kN/m]	390	543	423	140
	$m_x$ [kNm/m]	591	-979	-578	135
MSU 6	$n_x$ [kN/m]	0	-150	0	0
	$v_z$ [kN/m]	205	323	171	170
	$m_x$ [kNm/m]	374	-736	-298	120
MSU 7	$n_x$ [kN/m]	0	-120	0	0
	$v_z$ [kN/m]	370	604	425	130
	$m_x$ [kNm/m]	540	-847	-550	165

### 5.2.2. Mezní stav použitelnosti

MSP char		Střed pole	Rámový roh	Nad pilířem	Pata
CHAR 1	nx [kN/m]	0	-210	0	0
	vz [kN/m]	290	343	302	75
	mx [kNm/m]	411	-583	-327	70
CHAR 2	nx [kN/m]	0	-190	0	0
	vz [kN/m]	115	169	90	130
	mx [kNm/m]	178	-319	-110	110
CHAR 3	nx [kN/m]	0	-170	0	0
	vz [kN/m]	265	337	292	75
	mx [kNm/m]	401	-599	-328	60
CHAR 4	nx [kN/m]	0	-190	0	0
	vz [kN/m]	245	378	265	70
	mx [kNm/m]	361	-510	-310	80

MSP kvz		Střed pole	Rámový roh	Nad pilířem	Pata
KVZ 1	nx [kN/m]	0	-210	0	0
	vz [kN/m]	110	184	92	40
	mx [kNm/m]	180	-314	-116	50

### 5.2.3. Únava

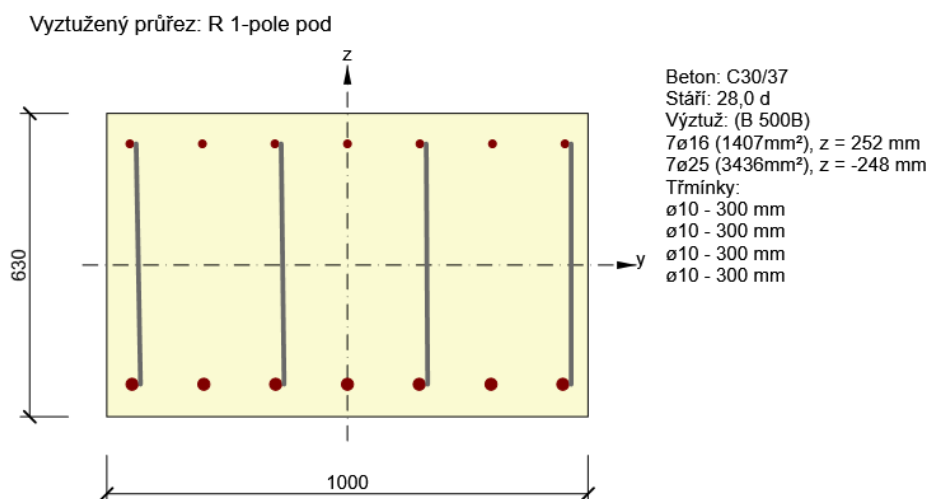
FLM 3		Střed pole	Rámový roh	Nad pilířem	Pata
FLM MAX	nx [kN/m]	0	-210	0	0
	vz [kN/m]	115	206	110	40
	mx [kNm/m]	213	-359	-140	40
FLM MIN	nx [kN/m]	0	-220	0	0
	vz [kN/m]	110	177	93	75
	mx [kNm/m]	183	-350	-115	80

### 5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezích, tj. uprostřed rozpětí v poli, nad podporami, v pátě stojek rámové konstrukce a vodorovná únosnost mostních křídel. Posouzena byla i únavová únosnost. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica.

#### 5.3.1. Posouzení řezů

##### Řez S 1 - pole podélný



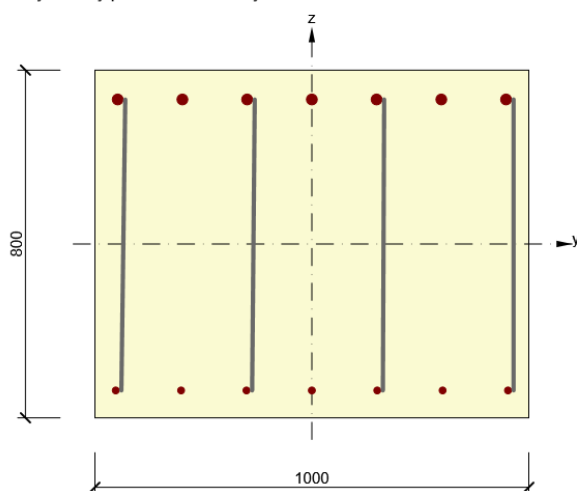
#### Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			425,0	0,0	82,5	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	604,0	0,0			77,0	OK
Smyk	0,0			425,0	0,0	82,5	OK
Omezení napětí	0,0	411,0	0,0			63,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## Řez S 2 - rámový roh opěra podélný

Vyztužený průřez: R 2-rámový roh



Beton: C30/37 1  
 Stáří: 28,0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 7 $\phi$ 25 (3436mm<sup>2</sup>), z = 333 mm  
 7 $\phi$ 16 (1407mm<sup>2</sup>), z = -337 mm  
 Třminky:  
 $\phi$ 10 - 150 mm  
 $\phi$ 10 - 150 mm  
 $\phi$ 10 - 150 mm  
 $\phi$ 10 - 150 mm

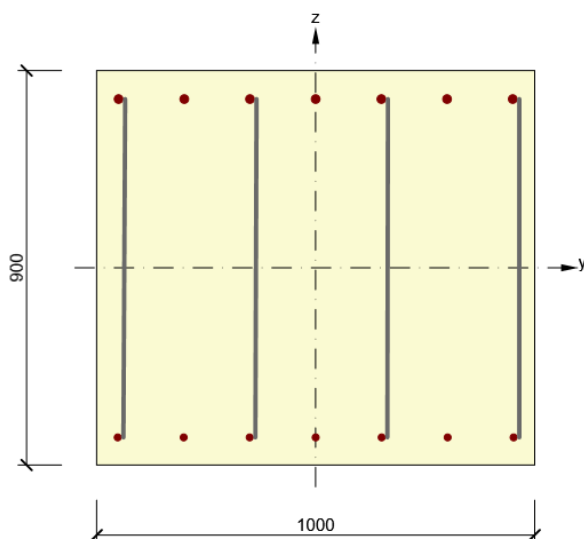
### Souhrn

Rozhodující 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	-210,0	-1016,0	0,0			91,1	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-210,0	-1016,0	0,0			91,1	OK
Smyk	-210,0			590,0	0,0	75,1	OK
Omezení napětí	-170,0	-599,0	0,0			61,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## Řez S 3 – deska nad pilířem podélný

Vyztužený průřez: R 3-P2 pod



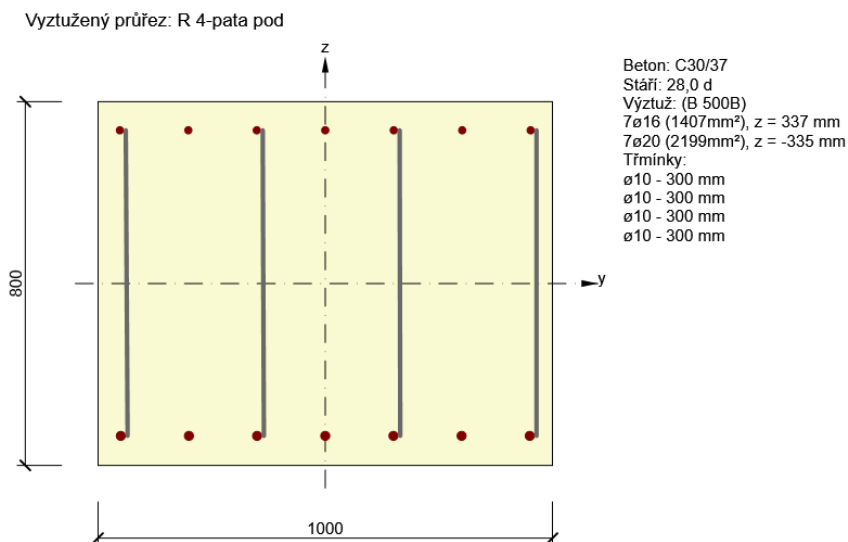
Beton: C30/37  
 Stáří: 28,0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 7 $\phi$ 20 (2199mm<sup>2</sup>), z = 385 mm  
 7 $\phi$ 16 (1407mm<sup>2</sup>), z = -387 mm  
 Třminky:  
 $\phi$ 10 - 300 mm  
 $\phi$ 10 - 300 mm  
 $\phi$ 10 - 300 mm  
 $\phi$ 10 - 300 mm

## Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-596,0	0,0			76,9	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-596,0	0,0			76,9	OK
Smyk	0,0			432,0	0,0	65,3	OK
Omezení napětí	0,0	-328,0	0,0			12,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## Řez S 4 - pata opěra podélný

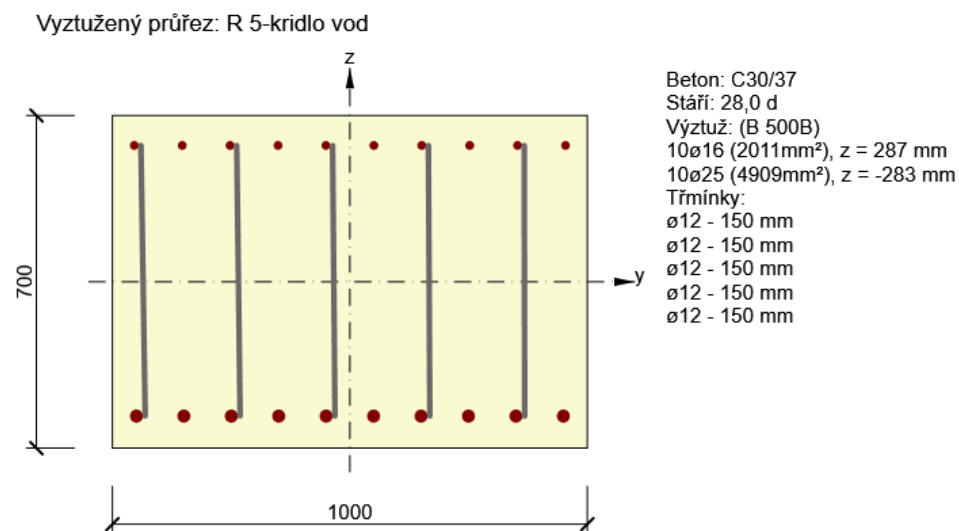


## Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			180,0	0,0	64,5	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	0,0	165,0	0,0			24,3	OK
Smyk	0,0			180,0	0,0	64,5	OK
Omezení napětí	0,0	110,0	0,0			5,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## Řez S 5 - křídlo vodorovný



### Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			1050,0	0,0	96,3	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	0,0	1150,0	0,0			92,0	OK
Smyk	0,0			1050,0	0,0	96,3	OK
Omezení napětí	0,0	580,0	0,0			63,5	OK



#### 5.4. HLUBINNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE

Vnitřní síly působící na pilotu byly spočítané v programu Midas Civil a následně posouzeny v programu GEO 5.

#### Posouzení piloty

##### Vstupní data

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

##### Piloty

Výpočet pro odvozené podmínky : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

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 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

#### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [-]
1	F4/CS		23,00	12,00	18,50	0,35
2	G3/G-F		32,00	0,00	19,00	0,30
3	R4		35,00	5,00	22,50	0,30

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

Číslo	Název	Vzorek	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	F4/CS		-	4,00	18,50	-	-
2	G3/G-F		-	30,00	19,00	-	-
3	R4		-	80,00	22,50	-	-



**Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží**

Číslo	Název	Vzorek	$\beta$
1	F4/CS		10,00
2	G3/G-F		10,00
3	R4		10,00

**Parametry zemin****F4/CS**

Objemová tíha :	$\gamma$	=	18,50 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	23,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,35
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	4,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	18,50 kN/m <sup>3</sup>
Úhel roznášení :	$\beta$	=	10,00 °

**G3/G-F**

Objemová tíha :	$\gamma$	=	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	32,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	0,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	30,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	19,00 kN/m <sup>3</sup>
Úhel roznášení :	$\beta$	=	10,00 °

**R4**

Objemová tíha :	$\gamma$	=	22,50 kN/m <sup>3</sup>
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	35,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	5,00 kPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	80,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	22,50 kN/m <sup>3</sup>
Úhel roznášení :	$\beta$	=	10,00 °

**Geometrie**

Profil piloty: kruhová

**Rozměry**Průměr  $d$  = 0,80 mDélka  $l$  = 7,00 m**Spočtené průřezové charakteristiky**Plocha  $A$  = 5,03E-01 m<sup>2</sup>Moment setrvačnosti  $I$  = 2,01E-02 m<sup>4</sup>**Umístění**Vysazení  $h$  = 0,05 mHloubka upraveného terénu  $h_z$  = 0,00 m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

**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

 $f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$ 

Modul pružnosti

 $E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$ 

Modul pružnosti ve smyku

 $G = 12500,00 \text{ MPa}$ **Ocel podélná : B500**

Mez kluzu

 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,35	F4/CS	
2	3,50	G3/G-F	
3	-	R4	

**Zatížení**

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	Ano		O1_P	Návrhové	985,00	99,00	411,00	-56,00	22,00
2	Ano		P2_P	Návrhové	1400,00	193,00	161,00	-73,00	46,00
3	Ano		O3_P	Návrhové	551,00	99,00	374,00	-115,00	37,00
4	Ano		O1_P_k	Návrhové	969,00	145,00	449,00	-61,00	28,00
5	Ano		O3_P_k	Návrhové	457,00	91,00	408,00	-121,00	112,00
6	Ano		O1_P - provozní	Užitné	757,69	76,15	316,15	-43,08	16,92
7	Ano		P2_P - provozní	Užitné	1076,92	148,46	123,85	-56,15	35,38
8	Ano		O3_P - provozní	Užitné	423,85	76,15	287,69	-88,46	28,46
9	Ano		O1_P_k - provozní	Užitné	745,38	111,54	345,38	-46,92	21,54
10	Ano		O3_P_k - provozní	Užitné	351,54	70,00	313,85	-93,08	86,15

**Hladina podzemní vody**

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

**Celkové nastavení výpočtu**

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

**Posouzení čís. 1****Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky**

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti  $N_c = 30,14$ Součinitel únosnosti  $N_d = 18,40$



Součinitel únosnosti  $N_b = 15,07$   
Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,00$   
Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 7388,60 \text{ kPa}$   
Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 5,03E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:  
Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 1,39 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma R_2$ [-]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,35	1,35	23,00	12,00	8,50	1,00	14,44	44,53
4,85	3,50	32,00	0,00	9,00	1,00	17,01	136,04
5,56	0,71	30,00	150,00	12,50	1,00	177,36	286,10

### Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

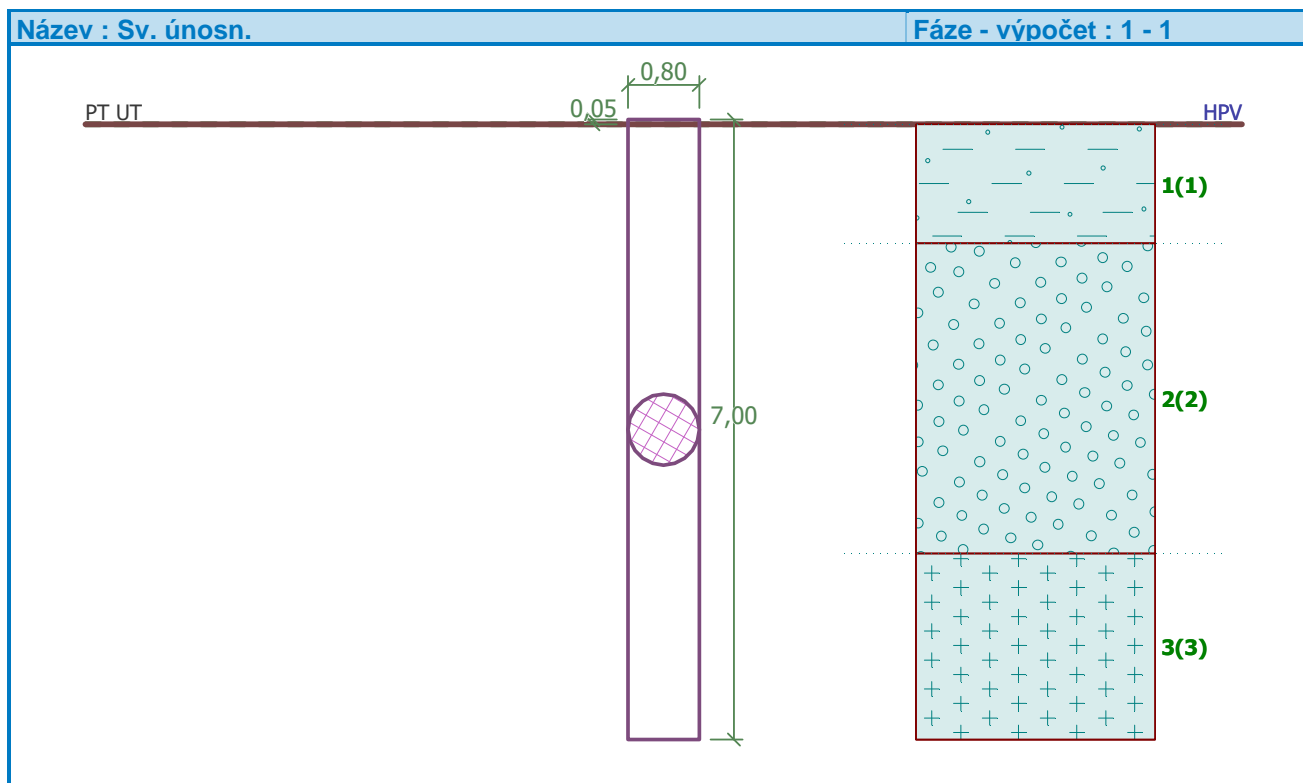
Posouzení tlačené piloty:  
Nejpříznivější zatěžovací stav číslo 2. (P2\_P)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 466,66 \text{ kN}$   
Únosnost piloty v patě  $R_b = 3376,29 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 3842,95 \text{ kN}$   
Extrémní svislá síla  $V_d = 1400,00 \text{ kN}$

$R_c = 3842,95 \text{ kN} > 1400,00 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**



**Posouzení čís. 1****Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data**

Vrstva a číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_s$ [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	1,35	1,35	7,00	46,00	20,00
2	1,35	4,85	3,50	21,00	91,00	48,00
3	4,85	6,95	2,10	71,00	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$ Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0$  mmRegresní součinitel  $e = 1600,00$ Regresní součinitel  $f = 1150,00$ **Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky**

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 1091,76$  kN  
 Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1467,63$  kPa  
 Průměrné plášťové tření  $q_s = 89,29$  kPa  
 Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 33,39$  MPa  
 Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,32$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,16$ Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,05$ Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$ **Body zatěžovací křivky**

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	791,59
5,0	1119,47
7,5	1371,07
10,0	1583,17
12,5	1717,36
15,0	1842,48
17,5	1967,60
20,0	2092,72
22,5	2217,84
25,0	2342,96

**Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky**

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření  $R_{yu} = 1608,15$  kN  
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 10,3$  mm

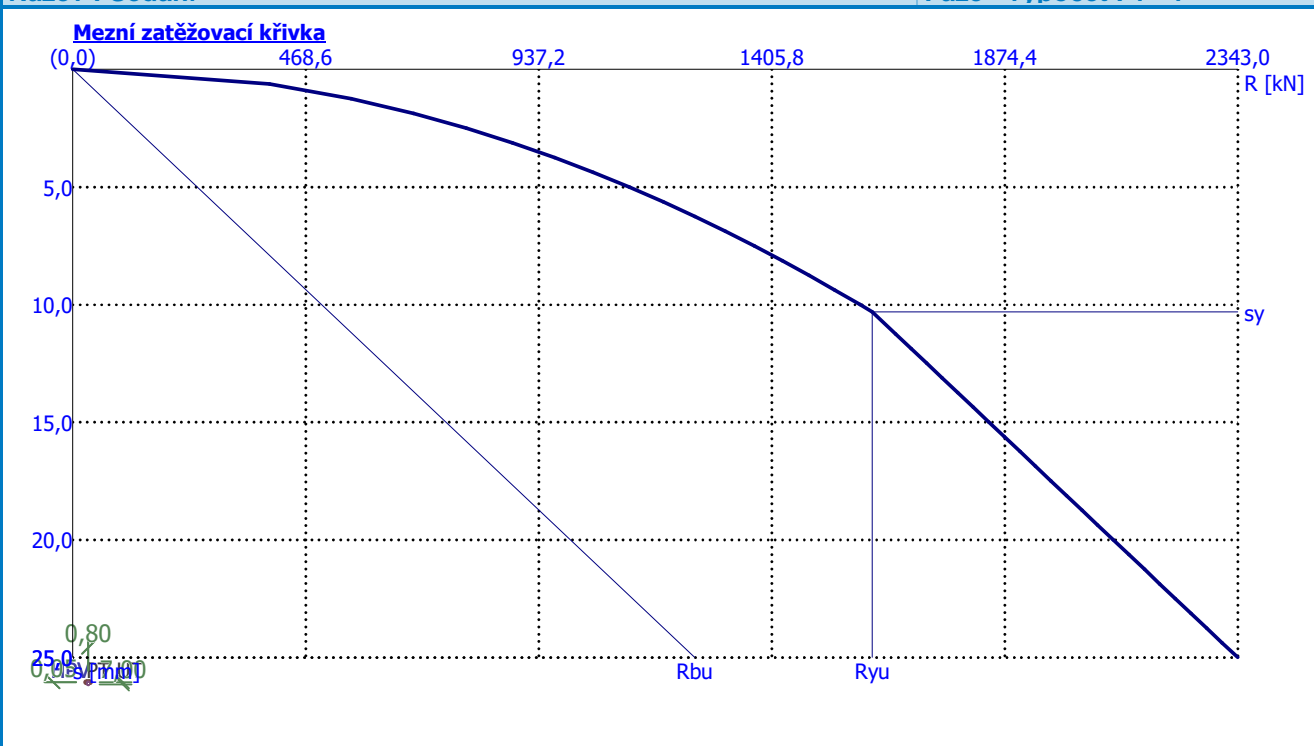
Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty  $R_{bu} = 1251,20$  kNCelková únosnost  $R_c = 2342,96$  kNPro zatížení  $Q = 1076,92$  kN je sednutí piloty 4,6 mm



Název : Sedání

Fáze - výpočet : 1 - 1



## Posouzení čís. 1

### Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.  
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

### Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	12.57	2.77	20.14	164.88	251.34
0.05	0.00	12.34	2.75	21.02	163.57	255.31
0.05	5.54	12.34	2.75	21.02	163.57	255.31
0.35	5.54	10.99	2.62	26.31	155.74	279.13
0.70	5.54	9.49	2.45	30.18	139.85	304.39
1.05	5.54	8.09	2.27	25.62	126.22	326.72
1.40	5.54	6.79	2.07	91.01	114.68	346.55
1.40	41.58	6.79	2.07	91.01	114.68	346.55
1.75	41.58	5.61	1.87	131.93	42.59	357.97
2.10	41.58	4.54	1.66	106.22	19.69	356.61
2.45	41.58	3.60	1.46	85.51	45.73	344.97
2.80	41.58	2.77	1.27	67.58	65.84	325.29
3.15	41.58	2.05	1.09	51.80	80.80	299.49
3.50	41.58	1.43	0.92	38.03	91.37	269.24
3.85	41.58	0.91	0.78	26.11	98.21	235.96
4.20	41.58	0.46	0.65	15.85	101.93	200.86
4.55	41.58	0.09	0.56	7.91	103.02	164.99
4.90	41.58	0.18	0.49	29.12	101.94	129.24



Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
4.90	110.89	0.18	0.49	29.12	101.94	129.24
5.25	110.89	0.32	0.43	59.72	94.16	94.88
5.60	110.89	0.45	0.39	83.67	82.36	63.89
5.95	110.89	0.56	0.37	105.19	66.84	37.67
6.30	110.89	0.67	0.35	127.25	47.85	17.50
6.65	110.89	0.77	0.35	148.80	25.54	4.56
7.00	110.89	0.87	0.35	170.13	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-7.26	-4.69	-34.85	-112.00	-471.83
0.05	0.00	-7.13	-4.66	-36.40	-111.33	-474.99
0.05	5.54	-7.13	-4.66	-36.40	-111.33	-474.99
0.35	5.54	-6.33	-4.44	-45.70	-107.30	-493.93
0.70	5.54	-5.44	-4.15	-52.63	-99.02	-512.74
1.05	5.54	-4.62	-3.86	-44.86	-91.82	-549.22
1.40	5.54	-3.86	-3.55	-160.08	-85.64	-583.93
1.40	41.58	-3.86	-3.55	-160.08	-85.64	-583.93
1.75	41.58	-3.17	-3.22	-233.25	-46.42	-604.29
2.10	41.58	-2.55	-2.87	-188.93	-59.16	-602.81
2.45	41.58	-2.06	-2.54	-149.57	-89.67	-583.76
2.80	41.58	-1.63	-2.21	-115.05	-112.43	-550.93
3.15	41.58	-1.25	-1.90	-85.13	-135.97	-507.60
3.50	41.58	-0.91	-1.63	-59.48	-154.18	-456.63
3.85	41.58	-0.63	-1.38	-37.67	-166.02	-401.89
4.20	41.58	-0.38	-1.16	-19.26	-172.52	-343.58
4.55	41.58	-0.19	-0.98	-3.74	-174.55	-283.37
4.90	41.58	-0.38	-0.83	-13.43	-172.84	-222.77
4.90	110.89	-0.38	-0.83	-13.43	-172.84	-222.77
5.25	110.89	-0.54	-0.72	-35.60	-161.11	-164.16
5.60	110.89	-0.75	-0.64	-49.54	-141.97	-110.90
5.95	110.89	-0.95	-0.59	-62.04	-115.85	-65.59
6.30	110.89	-1.15	-0.56	-73.82	-83.31	-30.56
6.65	110.89	-1.34	-0.55	-85.46	-44.65	-7.99
7.00	110.89	-1.53	-0.55	-96.97	-0.00	-0.00

#### Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 12,6 mm  
 Max.posouvající síla = 174,55 kN  
 Maximální moment = 604,29 kNm

#### Posouzení na tlak a ohyb

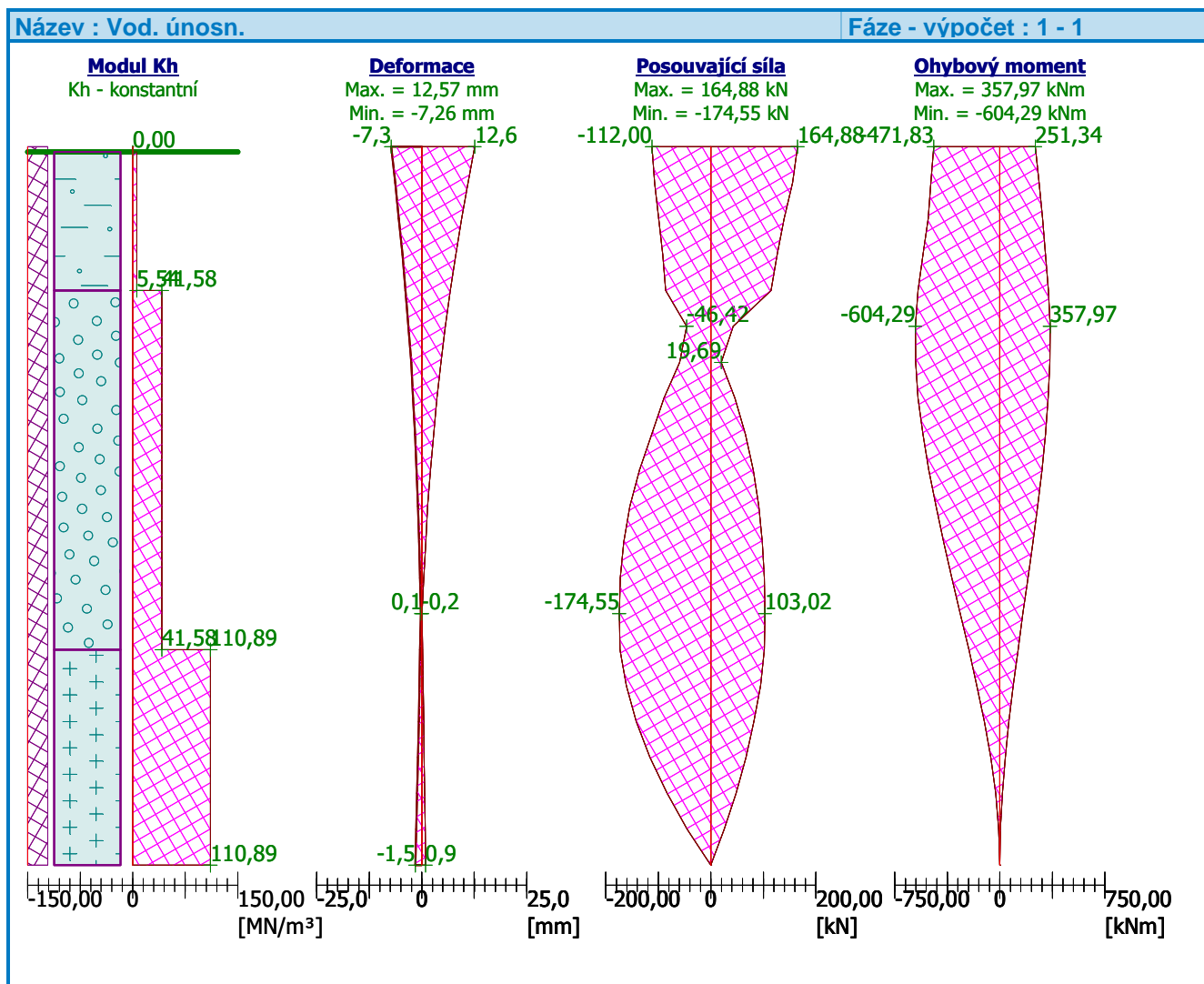
Vyztužení - 12 ks profil 25,0 mm; krytí 70,0 mm  
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota  
 Stupeň vyztužení  $\rho = 1,172 \% > 0,499 \% = \rho_{\min}$   
 Zatížení :  $N_{Ed} = -457,00$  kN (tlak) ;  $M_{Ed} = 604,29$  kNm  
 Únosnost :  $N_{Rd} = -607,50$  kN;  $M_{Rd} = 803,29$  kNm

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

## Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti:  $V_{Rd} = 235,25 \text{ kN} > 174,55 \text{ kN} = V_{Ed}$

**Průřez VYHOVUJE.**



## 6. ZÁVĚR

Statický výpočet svým rozsahem a podrobností odpovídá danému stupni projektové dokumentace – PDPS.

Úkolem tohoto statického výpočtu bylo navrhnout a posoudit rozhodující prvky a průřezy polorámové konstrukce a prokázat schopnost mostního objektu spolehlivě plnit svou funkci.

Statický výpočet je vypracován ve smyslu platných technických norem a příslušných předpisů. Kompletní statický výpočet je archivován u zpracovatele projektové dokumentace.

Praha, leden 2020

vypracoval: Ing. Jaroslav Čambula, Ph.D.