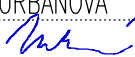









# ČÁST B

## SO 1225

Souřadnicový systém S—JTSK, Výškový systém Bpv

Hlavní inženýr projektu: Ing. Dominika URBANOVÁ podpis:  Čís. zakázky: 18 240 2	Zhotovitel PD: Společnost PGP/VALBEK – MO Křimická SPRÁVCE SPOLEČNOSTI:  PRAGOPROJEKT, a.s., K Ryšánci 1668/16, 147 54 Praha 4	SPOLEČNÍK SPOLEČNOSTI:  Vaňurova 505/17, 460 01 Liberec
--	--	--

Valbek, spol. s r.o., Vaňurova 505/17, 460 01 Liberec, IČ: 48266230, DIČ: CZ48266230, www.valbek.cz Valbek, spol. s r.o. – společník společnosti PGP/VALBEK – MO Křimická, email: info@valbek.cz, telefon: +420 487 070 435			
Navrhl/vypracoval: Ing. J. Mourek podpis: 	Zodpovědný projektant: Ing. J. Paterová podpis: 	Ředitel ateliéru: Ing. R. Vorschneider podpis: 	Zhotovitel: 
Technická kontrola: Ing. T. Mareš podpis: 		Čís. zakázky zhotovitele 18PL11005	

Kraj: PLZEŇSKÝ	Čís. zakázky: 18 240 2
Místo stavby: PLZEŇ	Čís. akce: 04 473
Objednatel: ODBOR INVESTIC MAGISTRÁTU MĚSTA PLZNĚ	Datum: 03.2019
Akce: MĚSTSKÝ OKRUH, ÚSEK KŘIMICKÁ (CHEBSKÁ) - KARLOVARSKÁ V PLZNI	Formát: 36xA4
Objekt: SO 1225 – Biokoridor přes větev "L"	Měřítko: —
Příloha: STATICKÝ VÝPOČET	Stupeň: PDPS
	Souprava:
	Čís. přílohy: 15.

5.2.2019	Kontrola	Jan Mourek	Robert Vorschneider
<b>Datum</b>	<b>Změna</b>	<b>Vypracoval</b>	<b>Revize</b>



## **OBSAH:**

<b>1</b>	<b>ZÁKLADNÍ ÚDAJE .....</b>	<b>4</b>
1.1	Popis konstrukce .....	4
1.2	Geotechnické podmínky .....	4
1.2.1	Hydrologická charakteristika.....	4
1.3	Grafické podklady .....	4
1.4	Autor statického výpočtu .....	6
1.5	Výpočetní model .....	6
1.5.1	Okrajové podmínky.....	8
1.6	Zpracování statického výpočtu .....	8
<b>2</b>	<b>PODKLADY a výpočetní pomůcky.....</b>	<b>9</b>
2.1	Dokumenty.....	9
2.2	Normy .....	9
2.3	Technické podmínky (TP) a technické kvalitativní podmínky (TKP) .....	9
2.4	Výpočetní pomůcky .....	9
<b>3</b>	<b>Materiály .....</b>	<b>10</b>
3.1	Beton .....	10
3.2	Ocel .....	11
<b>4</b>	<b>ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>12</b>
4.1	Stálá zatížení .....	12
4.1.1	Vlastní tíha konstrukce .....	12
4.1.2	Ostatní stálá zatížení .....	12
4.1.3	Pokles podpor .....	12
4.2	Zemní tlak .....	12
4.3	Proměnná zatížení .....	14
4.3.1	Zatížení dopravou dle [8] .....	14
4.3.2	Zatížení teplotou .....	14
4.3.3	Zatížení větrem .....	15
<b>5</b>	<b>KOMBINACE ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>16</b>
5.1	Mezní stav únosnosti .....	16
5.2	Mezní stav použitelnosti .....	16
5.3	Hodnoty kombinačních součinitelů proměnných zatížení mostů .....	17
5.3.1	Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – Soubor B .....	17
<b>6</b>	<b>STATICKE POSOUZENÍ KONSTRUKCE.....</b>	<b>19</b>
6.1	Založení .....	19
6.1.1	Opěra OP01 .....	22
6.1.2	Opěra OP02.....	26
6.1.3	Výztuž pilot .....	31
6.2	Nosná konstrukce a pilíře .....	32
6.2.1	Rámová stojka .....	32
6.2.2	Rámová příčel.....	33
6.3	Shrnutí výsledků .....	34
<b>7</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>35</b>

## 1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Mostní objekt je navržen jako kolmý jednopólový o rozpětí 15,10 m. Založení mostu je navrženo jak hlubinné na velkopřůměrových vrtaných pilotách štěrkodrti. Spodní stavbu tvoří základy NK ze železobetonu a tížná kolmá svahová křídla z gabionů. Nosnou konstrukci tvoří železobetonový monolitický polorám. Mostní svršek je tvořen železobetonovými monolitickými římsami, zábradlím a přesypávkou.

### 1.1 Popis konstrukce

Nosná konstrukce mostu je navržena jako železobetonový monolitický polorám o světlosti 14,1 m. Celková šířka nosné konstrukce je 37,50 m. Konstrukce je po šířce rozdělena do třech dilatačních celků šířky 12,65 m. Mezi jednotlivými celky je dilatační spára tl. 0,025 m vyplněná polystyrenem. Stěny rámu jsou konstantní tl. 1,0 m. Konstrukční výška horní příčle rámu je po délce proměnná (0,84 m v L/2 a 1,0 m ve vetknutí). V příčném směru je horní povrch příčle rámu proveden ve sklonu 5,5% odpovídající podélnému sklonu komunikace pod mostem. Základová spára jednotlivých dilatačních celků je provedena s odsoky výšky 0,735 m.

Na obou krajních dílech NK, vždy na líci horní příčle polorámu, bude umístěna tabulka s letopočtem výstavby mostního objektu.

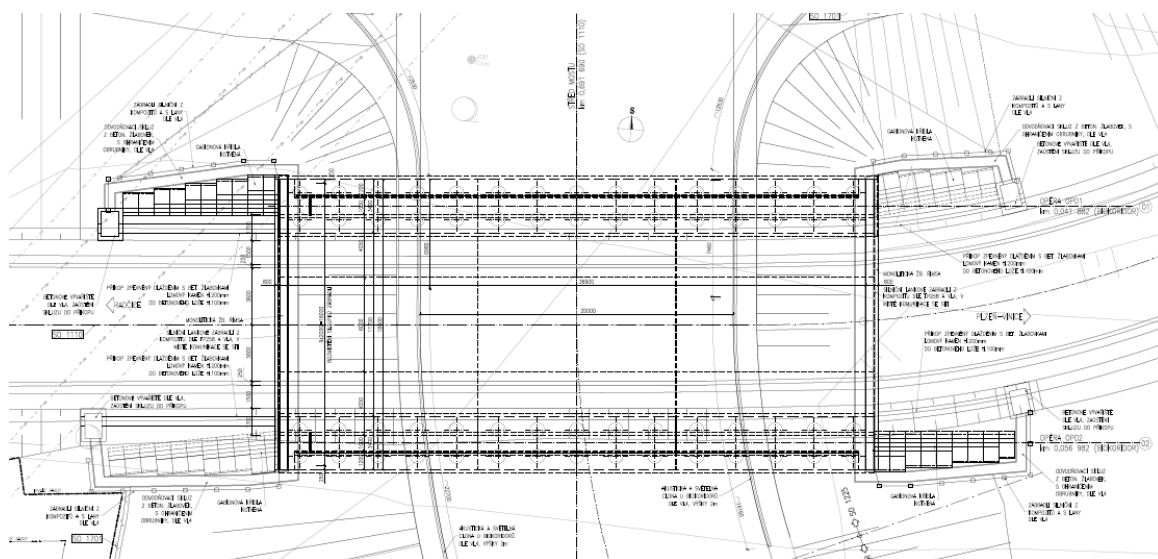
### 1.2 Geotechnické podmínky

V rámci zpracování projektové dokumentace byl zpracován podrobný inženýrsko-geologický průzkum zájmového území. Podrobný průzkum IGP zpracovala firma GeoTec GS, a.s. v roce 2011. Výsledky z průzkumu viz. samostatná příloha dokumentace (Související dokumentace - Podrobný IGP).

#### 1.2.1 Hydrologická charakteristika

Viz samostatná příloha dokumentace (Související dokumentace – Hydrogeologický průzkum).

### 1.3 Grafické podklady

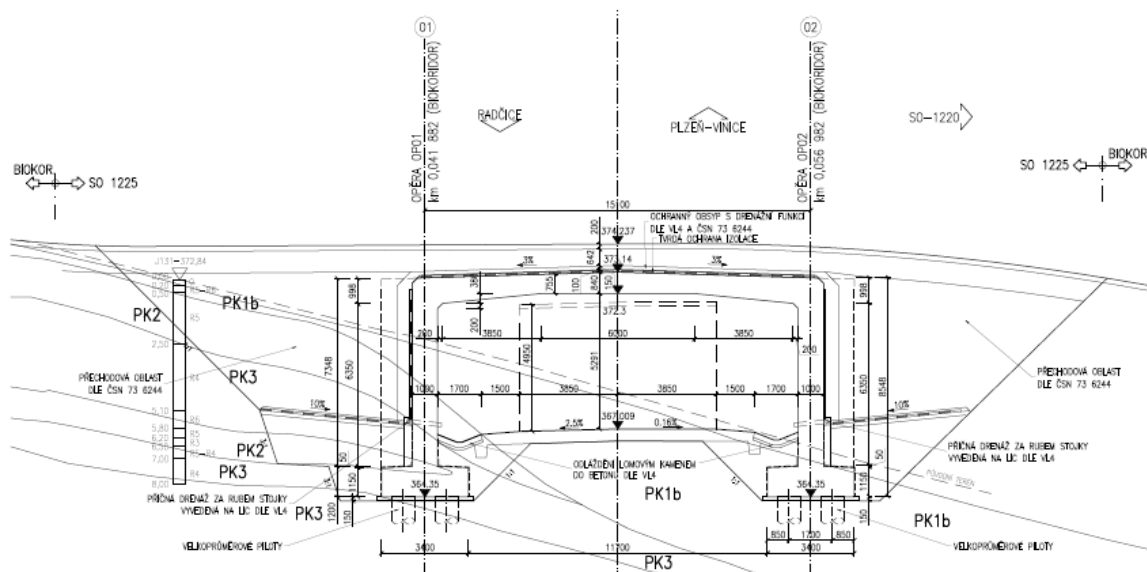


Obrázek 1 Půdorys

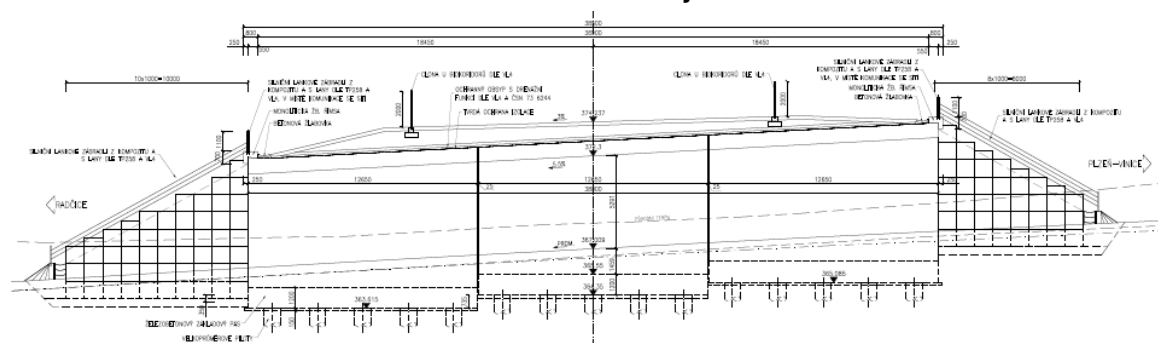
# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS



Obrázek 2 Podélný řez

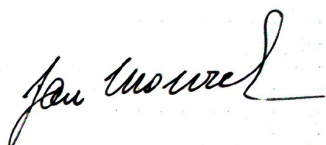


Obrázek 3 Příčný řez

## 1.4 Autor statického výpočtu

Originály tohoto statického výpočtu jsou v celkovém počtu 35 stran archivovány u autora výpočtu na adrese Parková 1205/11, 326 00 Plzeň. Data budou archivována po dobu 5-ti let v tištěné a digitální podobě.

Vypracoval:



**Ing. Jan Mourek**

Technická kontrola:

.....

**Ing. Robert Vorschneider**

V Plzni dne 5.2.2019

### Kontakt:

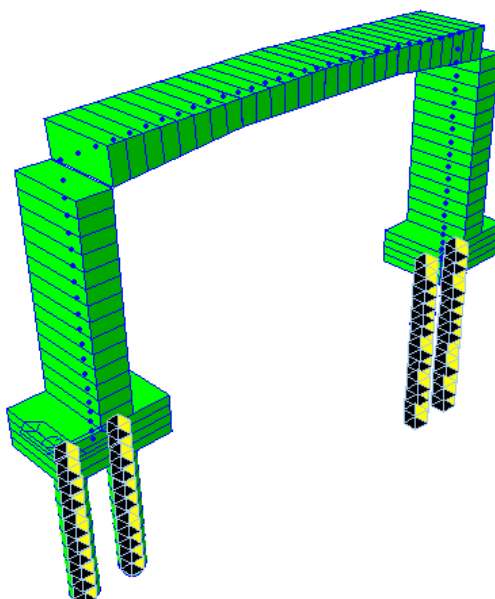
#### **Valbek Plzeň**

Adresa: Parková 1205/11, 326 00 Plzeň

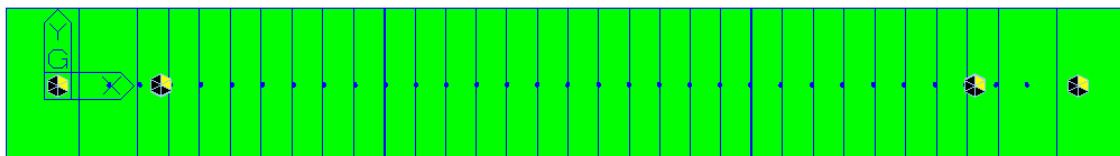
Telefon: +420 377 481 220

## 1.5 Výpočetní model

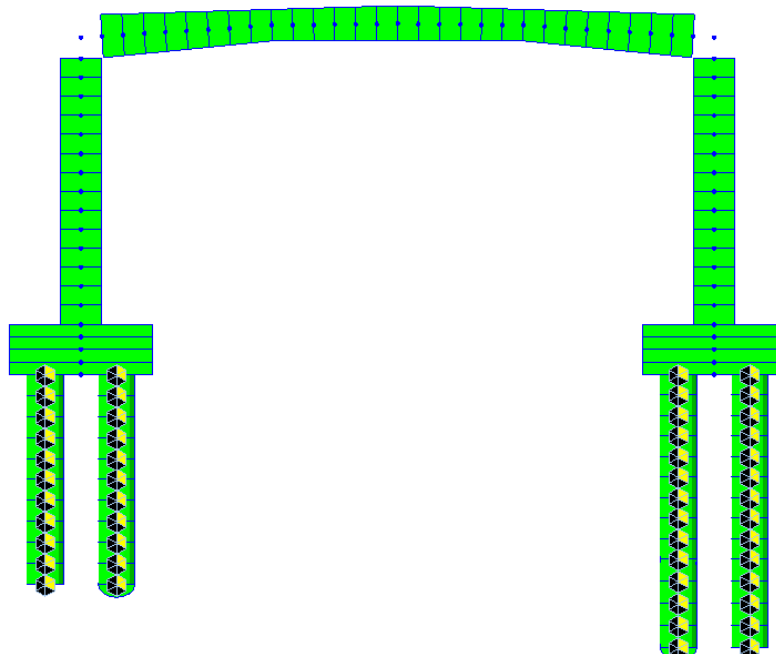
V programovém prostředí MIDAS byl vytvořen prutový model pruhového výřezu nosné konstrukce o celkové šířce odpovídající příčné rozteči pilot. Model odpovídá geometrii a statickému působení mostu. Na tomto modelu jsou určeny průběhy jednotlivých vnitřních sil pro posouzení nosné konstrukce. Model je upraven pro návrh desky v oblasti uprostřed rozpětí oslabením rámového rohu simulujícím potrhání průřezu a ztrátu tuhosti, při které dojde k redistribuci ohybových momentů na konstrukci.



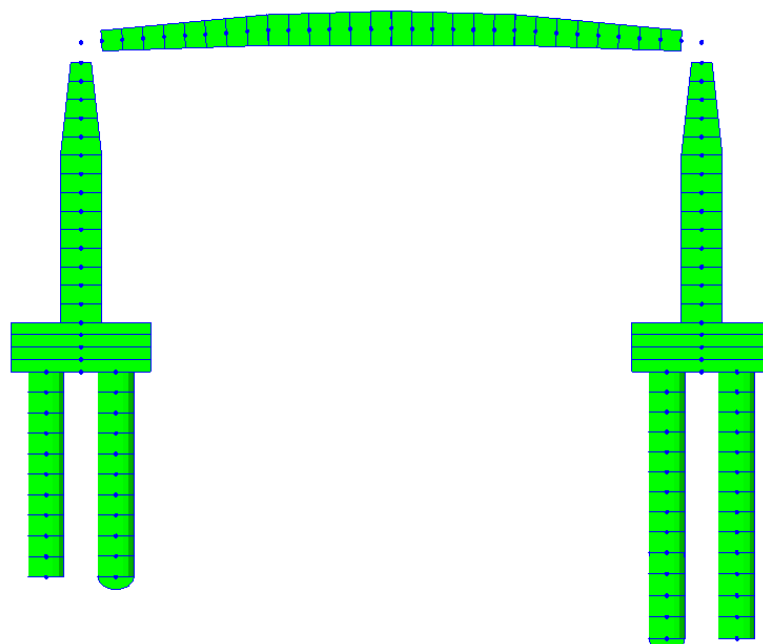
**Obrázek 4 Axonometrie modelu**



Obrázek 5 Půdorys

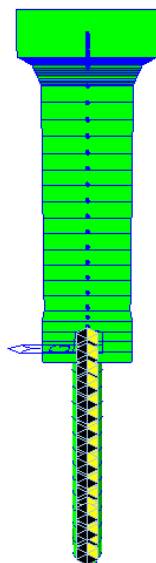


Obrázek 6 Boční pohled



Obrázek 7 Boční pohled - model s oslabením rámového rohu





Obrázek 8 Příčný řez

## 1.5.1 Okrajové podmínky

Okrajové podmínky jsou řešeny ve shodě se skutečným působením konstrukce. Piloty rámových stojek jsou podporovány vodorovnými pružinami simulujícími odpor zeminy proti pohybu konstrukce. Tuhosti pružin jsou voleny na základě posouzení pilot v programu GEO5, který stanovuje vodorovný modul reakce podloží.

## 1.6 Zpracování statického výpočtu

Tento statický výpočet je proveden za účelem detailního posouzení navrhovaného konstrukční řešení a k provedení návrhu a posouzení statické spolehlivosti rozhodujících částí konstrukce.

Statický výpočet obsahuje posouzení:

- Založení objektu – posouzení pilot
- Posouzení rozhodujících průřezů nosné rámové konstrukce

## 2 PODKLADY A VÝPOČETNÍ POMŮCKY

### 2.1 Dokumenty

[a]	PD ve stupni DSP Prosinec 2011	Valbek Plzeň
[b]	PD ve stupni PDPS Září 2018	Valbek Plzeň
[c]	IGP – pasport C3 Říjen 2011	GeoTec GS Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10

### 2.2 Normy

[1]	ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
[2]	ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
[3]	ČSN EN 1991-1-1	Objemové tíhy
[4]	ČSN EN 1991-1-4	Zatížení větrem
[5]	ČSN EN 1991-1-5	Zatížení teplotou
[6]	ČSN EN 1991-1-6	Zatížení během provádění
[7]	ČSN EN 1991-1-7	Mimořádná zatížení
[8]	ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
[9]	ČSN EN 1992-1-1	Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
[10]	ČSN EN 1992-2	Navrhování betonových konstrukcí Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
[11]	ČSN 73 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce

### 2.3 Technické podmínky (TP) a technické kvalitativní podmínky (TKP)

- - -

### 2.4 Výpočetní pomůcky

Program	Autor	Verze	Použití
IDEA StatiCa	IDEA	9.1.33	Posouzení rozhodujících ŽB průřezů
MIDAS Civil	MIDAS IT, Co.	2019 (v1.1)	Výpočet vnitřních sil a napětí
GEO5	Fine	v. 16	Posouzení základových konstrukcí
MS Office 365	Microsoft Corp.	ProPlus	Vypracování statického výpočtu

### 3 MATERIÁLY

V této kapitole jsou shrnuty vlastnosti všech materiálů použitých ve statickém výpočtu v souladu s projektovou dokumentací PDPS.

#### 3.1 Beton

##### Nosná konstrukce - stojky

Třída		C30/37 –XD3, XF4	
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck}$	30,0	MPa
Redukční součinitel pevnosti betonu	$\alpha_{cc}$	0,9	
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd}$	$= 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 18,0$	MPa
Pevnost v tahu, střední hodnota	$f_{ctm}$	2,9	MPa
Modul pružnosti pro krátkodobá zatížení	$E_{cs}$	32,0	GPa
Poissonův součinitel	$\nu$	0,2	
Objemová tíha	$\gamma_c$	25,0	kN/m <sup>3</sup>
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	K <sup>-1</sup>

##### Nosná konstrukce - deska

Třída		C30/37 –XD1, XF2	
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck}$	30,0	MPa
Redukční součinitel pevnosti betonu	$\alpha_{cc}$	0,9	
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd}$	$= 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 18,0$	MPa
Pevnost v tahu, střední hodnota	$f_{ctm}$	2,9	MPa
Modul pružnosti pro krátkodobá zatížení	$E_{cs}$	32,0	GPa
Poissonův součinitel	$\nu$	0,2	
Objemová tíha	$\gamma_c$	25,0	kN/m <sup>3</sup>
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	K <sup>-1</sup>

##### Základy a piloty

Třída		C25/30 –XA1	
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck}$	25,0	MPa
Redukční součinitel pevnosti betonu	$\alpha_{cc}$	0,9	
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd}$	$= 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 15,0$	MPa
Pevnost v tahu, střední hodnota	$f_{ctm}$	2,6	MPa
Modul pružnosti pro krátkodobá zatížení	$E_{cs}$	31,0	GPa
Poissonův součinitel	$\nu$	0,2	

## Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

Objemová tíha	$\gamma_c$	25,0	kN/m <sup>3</sup>
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	K <sup>-1</sup>

### **3.2** **Ocel**

#### **Betonářská výztuž B500B**

Třída		B500B	
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk}$	500,0	MPa
Návrhová mez kluzu	$f_{yd}$	$= 500/1,15 = 435,0$	MPa
Modul pružnosti v tahu a tlaku	$E_s$	210,0	GPa
Objemová tíha	$\gamma_s$	78,5	kN/m <sup>3</sup>
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	K <sup>-1</sup>

## 4 ZATÍŽENÍ

Zatížení konstrukce bylo uvažované v normových velikostech a směrech působení. Proměnné zatížení dopravou je uvažované dle [8]. Podrobnější popis zatížení je uveden v konkrétních částech statického výpočtu.

### 4.1 Stálá zatížení

#### 4.1.1 Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha konstrukce modelována automaticky programem MIDAS na základě geometrie a materiálových charakteristik.

#### 4.1.2 Ostatní stálá zatížení

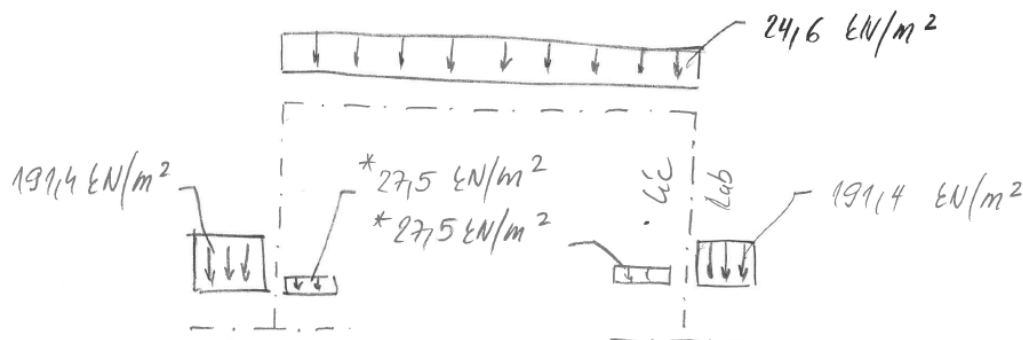
Je modelována střední část konstrukce bez ostatního stálého zatížení.

#### 4.1.3 Pokles podpor

Pokles podpor je modelován hodnotou 10mm pro každý samostatný základ – tedy pokles základu opěr OP01 a OP02.

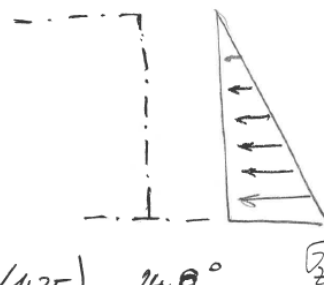
### 4.2 Zemní tlak

- zatížení zemínou – vertikální hodnoty  
parametry zeminy :  $\gamma_z = 22,0 \text{ kN/m}^3$   
 $\varphi_{\text{efk}} = 30^\circ$   
 $c_{\text{ef}} = 0 \text{ kPa}$
- v podélném směru je výška zářpy na konstantní
- průměrná výška zářpy dle páneho řezu  $0,5 \cdot (1,28 + 0,94)$   
 $h_t = 1,12 \text{ m}$
- tíha na líc základu  $h_{bl} = 1,25 \text{ m}$   
na rub základu  $h_{br} = 0,5 \cdot (3,5 + 3,9) = 3,7 \text{ m}$



\* : tlak zeminy na LC základu nemusí vždy působit!  
(rekonstrukce apod.)

- zemní tlak - horizontální zatížení
- aktivní / klidový
- charakteristický / návrhový



$$\gamma_{ef, k} = 30^\circ \quad \gamma_{ef, d} = \arctg(\gamma(30)/1,25) = 24,8^\circ \quad \bar{\sigma}_z$$

$$K_{ak} = \gamma^2(45 - 15) = 0,33 \quad K_{ad} = \gamma^2(45 - 12,4) = 0,41$$

$$K_{ok} = 1 - \sin 30^\circ = 0,5 \quad K_{od} = 1 - \sin 24,8^\circ = 0,58$$

$$H = 0,7 + 1,15 = 1,85 \text{ m} \Rightarrow \bar{\sigma}_z = 1,85 \cdot 22 = 40,7 \text{ kN/m}^2$$

Zúfsmu' zemního tlaku hlíem oteplem:

$$G_T = 600$$

$$\delta = 2,1 \text{ mm}$$

$$f = 20 \text{ kN/m}^3$$

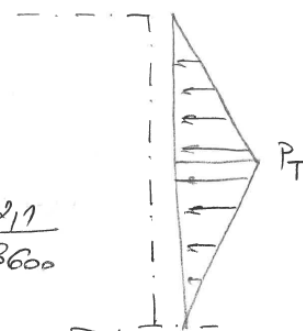
$$z = 5,6 \text{ m}$$

$$h = 0,6 \text{ m}$$

$$\Delta p_T = 1 \cdot f \cdot z \cdot \delta / h$$

$$= 600 \cdot 20 \cdot 5,6 \cdot \frac{2,1}{8600}$$

$$= 17,3 \text{ kN/m}^2$$

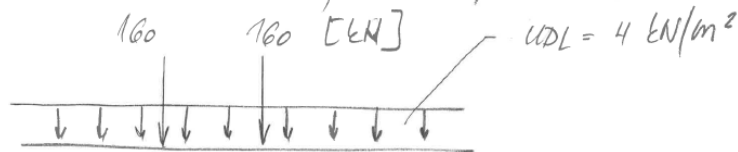


### 4.3 Proměnná zatížení

#### 4.3.1 Zatížení dopravou dle [8]

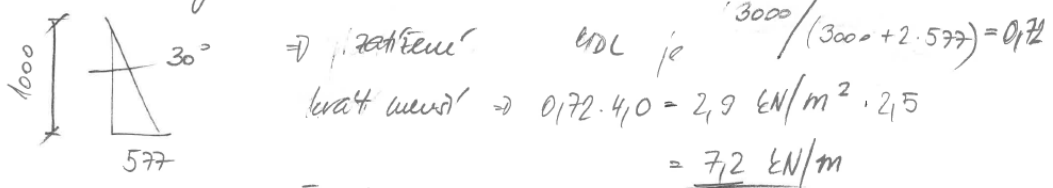
zatížení dopravou: je uvažováno s mimořádným

zatížením mostu vozidlem – uvažováno s redukovanou hodnotou vozidla LM1 pro druhý pruh



⇒ uvažován plocha pro zatížení  $A = 5 \cdot 3 = 15 \text{ m}^2$

- výška nadpisový cca 110 m, úhel nánosu  $30^\circ$



⇒ zatížení LM1  $\frac{5 \cdot 3}{[(5 + 2 \cdot 0,577) \cdot (3 + 2 \cdot 0,577)]} = 0,59$  krát menší  
 $\Rightarrow 0,59 \cdot 320 / 15 = 12,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5 = 31,5 \text{ kN/m}$

#### 4.3.2 Zatížení teplotou

- 3. typ konstrukce oblast řízení  $T_0 = 10^\circ \text{C}$

$$T_{\text{max}} = 40^\circ \text{C} \Rightarrow T_{\text{p,max}} = 40 + 1,5 = 41,5^\circ \text{C}$$

$$T_{\text{min}} = -32^\circ \text{C} \Rightarrow T_{\text{p,min}} = -32 + 8 = -26^\circ \text{C}$$

$$T_{N, \text{EXP}} = 31,5^\circ \text{C}$$

$$T_{N, \text{CON}} = -36^\circ \text{C}$$

teplotní gradient dle postupu 1:

- vnější povrch teplejší  $\Delta T = 0,6 \cdot 15 = 9^\circ \text{C}$

- vnitřní povrch teplejší  $\Delta T = -8^\circ \text{C}$

## Kombinace zatížení teplotou:

(1) Jestliže je nutné uvažovat současně rozdíl teplot  $\Delta T_{M, \text{heat}}$  (nebo  $\Delta T_{M, \text{cool}}$ ) a maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu  $\Delta T_{N, \text{exp}}$  (nebo  $\Delta T_{N, \text{con}}$ ), např. u rámových konstrukcí, lze použít následující vztahy (které se mohou považovat za kombinace zatížení)

$$\Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \omega_N \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}}) \quad (6.3)$$

nebo

$$\omega_M \Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}}) \quad (6.4)$$

a zvolit ten, který dává nejnepříznivější účinek.

POZNÁMKA 1 Numerické hodnoty  $\omega_N$  a  $\omega_M$  se mohou stanovit v národní příloze. Pokud nejsou k dispozici další informace, doporučené hodnoty pro  $\omega_N$  a  $\omega_M$  jsou: <sup>NP12)</sup>

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

POZNÁMKA 2 Pokud se používají jak lineární, tak nelineární svislé teplotní rozdíly (viz 6.1.4.2), pak se má  $\Delta T_M$  nahradit  $\Delta T$ , který zahrnuje  $\Delta T_M$  a  $\Delta T_E$ .

### 4.3.3 Zatížení větrem

Vzhledem k charakteru konstrukce a její výšce nad terénem je zatížení větrem zanedbáno.



## 5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Popsaná zatížení jsou kombinována ve smyslu normy [2,8].

### 5.1 Mezní stav únosnosti

Základní kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.10)$$

Alternativně:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.10b)$$

### 5.2 Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.14b)$$

Častá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.15b)$$

Kvazistálá kombinace:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \dots \quad (6.16b)$$

**5.3 Hodnoty kombinačních součinitelů proměných zatížení mostů**

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	$F_{wk}$ - Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	$F_w^*$		1,0	-	-
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5

**5.3.1 Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) – Soubor B**

Základní kombinace:

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

Alternativně:

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

Součinitel zatížení reologickými změnami  
 Součinitel zatížení poklesem podpor

$\gamma_r = 1,00$   
 $\gamma_s = 1,20$

# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.	
POZNÁMKA 1	Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení. <sup>NP20)</sup>
POZNÁMKA 2	Hodnoty součinitelů $\gamma$ a $\xi$ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů $\gamma$ a $\xi$ následující: <sup>NP20)</sup>
	$\gamma_{G, sup} = 1,35$ <sup>1)</sup>
	$\gamma_{G, inf} = 1,00$
	$\gamma_Q = 1,35$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);
	$\gamma_Q = 1,45$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26 <sup>3)</sup> a 27 <sup>3)</sup> ), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);
	$\gamma_Q = 1,20$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);
	$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení; <sup>2)</sup>
	$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15$ ).
	$\gamma_{G, set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G, set} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.
	Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty $\gamma$ , které se použijí pro vynuceně přetvoření.
	$\gamma_P$ = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

## 6 STATICKÉ POSOUZENÍ KONSTRUKCE

### 6.1 Založení

Navrženo dle IGP:

#### A) OBECNÉ ÚDAJE

<u>Objekt :</u>	<b>SO 1220 BOKORIDOR V KM 4,322</b> <b>SO 1225 BOKORIDOR PŘES VĚTEV „L“</b>	<u>Pasport č.:</u>	<b>C.3</b>
<u>Morfologie terénu :</u>	Terén je tvořen morfologickou depresí, roklí ukloněnou k jihovýchodu směrem do údolí Mže. Hlavní trasa obchvatu a větev L procházejí (stoupají) touto roklí. Přes tyto komunikace vedou napříč údolím 2 biokoridory spojené násypem o výšce až 10 m. Údolí má asymetrický tvar, údolní svah ukloněný k JV je strmější než svah <u>ukloněný k SZ</u> . Osa údolí (rokle) je <u>přehloubena</u> lidskou činností - selskou těžbou písků.		
<u>Průzkumné sondy :</u>	Provedené vrtné sondy: J131, J132, J114, J115 Využité sondy z předběžného průzkumu: JV7		
<u>Geotechnický profil</u>	Podélný geotechnický profil 1-1' - příloha C. 3.3.1 Příčný geotechnický profil 2-2' - <u>příloha C. 3.3.2</u>		
<u>Geofyzikální profil</u>	Geofyzikální profil P3 (příloha A5)		

**B) PSANÝ GEOTECHNICKÝ PROFIL**

- viz geotechnický profil v příloze		
<u>Kvartér :</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– kvartérní pokryv ve svazích údolí je tvořen <u>deluviálními</u>, ve dně údolí pak i <u>deluviofluviálními</u> sedimenty</li> <li>– mocnost <u>kavrtérního</u> pokryvu je velmi malá, ve svazích je kvartérní pokryv tvořen jen vrstvou lesní hrabanky (do 0,2 m)</li> <li>– ve dně údolí je kvartérní pokryv tvořen hlinitými a jílovitými písky a písčitými jíly, mocnost kvartérního pokryvu zde narůstá směrem po spádnicí údolí od 1,3 m (vrt J115) až po 4,5 m v místě vrtu JV7</li> </ul>	
<u>Předkvartérní podklad :</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– je budován jílovci, prachovci, pískovci a slepenci <u>permokarbonského</u> stáří</li> <li>– horniny jsou proměnlivě zvětralé, při povrchu jsou zcela až silně zvětralé, zvětraliny pískovců mají charakter písků s příměsí jemnozrnné zeminy středně uhlých až uhlých (<b>GT typ PK1b</b>), zvětraliny jílovců a prachovců mají charakter hlín se střední plasticitou (<b>GT typ PK1a</b>)</li> <li>– celková mocnost zvětralin je až 1,4 - 4,3 m, zcela zvětralé polohy jílovců a prachovců se nacházejí v podloží nebo i uvnitř silně a mírně zvětralých poloh</li> <li>– povrch mírně zvětralých hornin <b>GT typu PK3</b> v místě vrtů J131, J132 byl zastižěn převážně v hloubce 2,5-2,6 m pod terénem a v místě vrtů J114, J115 v hloubce až 4,5 m pod terénem. Vrtů J114 a J115 byly v hloubce 5,0-6,6 m pod terénem zastiženy i <u>navětralé</u> pískovce (<b>GT typ PK4</b>),</li> <li>– dle rychlosti šíření seizmických vln byly mírně zvětralé horniny <u>permokarbonu</u> (<b>GT typ PK3</b>) indikovány při horní hraně svahu až od hloubky 10 m pod terénem, na rozdíl od makroskopického popisu vrtného jádra u vrtů J132 a J131, mírně zvětralé horniny zde byly <u>popisovány</u> od hloubky 2,5-2,6 m. Nízké rychlosti seizmických vln jsou <u>pravděpodobně způsobeny</u> rozpukáním horninového masívu.</li> <li>– ve dně údolí byl povrch mírně zvětralých hornin (<b>GT typ PK3</b>) indikován přibližně ve stejné hloubce jako byl zastižen vrtů J114 a J115</li> </ul>	
<b>GT typ</b>	<b>Charakteristika vrstvy</b>	<b>Mocnost</b>
<b>Q</b>	Písky hlinité a jílovité, jíly písčité, středně uhlé a pevné konzistence ( <u>deluviofluviální</u> sedimenty)	1,3 - 4,5 m
<b>PK1a</b>	Zvětraliny jílovců a prachovců charakteru hlín se střední plasticitou pevné místy až tvrdé konzistence	do 2,5 m
<b>PK1b</b>	Zvětraliny pískovců - charakteru písků s příměsí jemnozrnné zeminy, středně uhlých až uhlých	do 1,8 m
<b>PK2</b>	Silně zvětralé pískovce až slepence, slabě stmelené, pevností odpovídající horninám <b>třídy R5</b> (dle ČSN 73 6133), vrtáním rozpojené na vrtnou drť a úlomky, které lze snadno lámat a drolit v ruce	1,4-2,0 m
<b>PK3</b>	Mírně zvětralé pískovce až slepence, pevností odpovídající horninám <b>třídy R4</b> (dle ČSN 73 6133), vrtáním rozpojené na úlomky a vrtnou drť, úlomky lze snadno rozbít klavírem	1,5-4,0 m
<b>PK4</b>	<u>Navětralé</u> pískovce až slepence, pevností odpovídající horninám <b>třídy R3</b> (dle ČSN 73 6133) - zastiženy vrtů J114 a J115, vrtáním rozpojené na úlomky a vrtný prach, úlomky lze středně obtížně rozbít klavírem, hustě rozpukané	> 3 m

**C) ZÁKLADOVÉ POMĚRY A AGRESIVITA PROSTŘEDÍ**

Základní údaje o objektech : SO 1220 převádí biokoridor přes hlavní trasu obchvatu, jedná se klenbovou stavbu přesýpanou násypem.

SO1225 převádí biokoridor přes komunikaci - větev „L“, jedná se o rámový most přesýpaný násypem

Základové poměry: je možné hodnotit jako složité z důvodu členité morfologie terénu

Agresivita kapalného prostředí (podle ČSN EN 206-1) : stupeň - X A2 - středně agresivní, (zvýšený obsah agresivního CO<sub>2</sub>)

**D) HYDROGEOLOGICKÉ ÚDAJE**

Charakteristika zvodně:

- podzemní voda byla zastižena ve vrtech J114 a J115 v prostředí mírně zvětralých až navětralých pískovců. Ustálená hladina se nacházela v hloubce 6,8-7,2 m pod terénem (349,5 - 351,9 m n. m.)
- zvodnělé prostředí pískovců má puklinovou propustnost, úroveň hladiny podzemní vody kolísá v závislosti na množství atmosférických srážek

**E) GEOTECHNICKÁ CHARAKTERISTIKA ZÁKLADOVÝCH PŮD**

Geotechnický typ	Třída / symbol ČSN 73 6133	Objemová tíha $\gamma$ [kN m <sup>-3</sup> ]	Relativní hutnost I <sub>0</sub>	Stupeň konzistence I <sub>0</sub>	E <sub>def</sub> [MPa]	Poissonovo číslo $\nu$	$\sigma$ [(MPa) pevnost v jednoosém tlaku]	$\phi_{def}$ [°] **)	$c_{def}$ [kPa] **)	$\phi_u$ [°]	$c_u$ [kPa]	Těžitelnost ČSN 73 3050/ 73 6133	Únosnost R <sub>dt</sub> (kPa) ***)	Vrtatelnost pro piloty VC 800-2
<b>Q</b>	S4/SM, S5/SC, F4CS	18,5	0,6	1,0	10	0,35	-	26	5	-	-	3/I	250	I.
<b>PK1a</b>	R6 (F5/MI)	20	-	>1	8	0,35	-	20	25	10	80	4/I	300	I.
<b>PK1b</b>	R6 (S3/S-F)	18	0,6	-	19	0,30	-	30	0	-	-	3/I	300	I.
<b>PK2</b>	R5	24	-	-	40	0,25	1,5-5	30	20	-	-	4/I	400	II.
<b>PK3</b>	R4	25	-	-	100	0,25	5-15	33	100	-	-	5/II	500	III.
<b>PK4</b>	R3	26	-	-	300	0,20	15-50	35	400	-	-	5-6/ II-III	600	III-IV.

Pozn.: \*) - pod hladinou podzemní vody je nutné příslušné charakteristiky upravit

\*\*) - u hornin třídy R3-R5 se jedná o hodnoty zdánlivé smykové pevnosti

\*\*\*) - u nesoudržných zemin je u hodnoty únosnosti uvažováno s šířkou základu 3 m

## F) TECHNICKÁ DOPORUČENÍ

### **Založení objektu SO 1225 :**

- základové poměry v místě mostu jsou složité, základová půda se zde mění v příčném směru vůči základům mostu, povrch terénu je členitý
- biokoridor SO1225 lze založit jak plošně tak hlubinně
- v případě **plošného založení** lze očekávat založení na stupňovitých základových pasech, v základové spáře **severozáp.** pasu lze očekávat mírně zvětralé pískovce **GT typu PK 3** v základové spáře **jihozáp.** pasu lze očekávat zeminy **GT typu PK1b** - středně ulehle písků
- jihozápadní stranu mostu lze založit i **hlubinně** na vrtaných pilotách vetknutých do mírně zvětralých pískovců (**GT typu PK3**) povrch těchto hornin se zde nachází cca 6,0 m pod současným terénem (360 m n. m.), délka pilot bude stanovena statickým výpočtem
- hloubka hornin **GT typu PK3** pod terénem se může měnit (viz. **geotechnický profil**), proto bude nutný při provádění pilot geotechnický dozor (u každé piloty)
- svahy dočasných výkopů lze provést ve sklonech 1 : 1
- zeminy a horniny (tř. **těž.** 2-5/I-II) těžené z výkopu budou vhodné do násypu a zásypů
- k těžbě a rozpojování hornin **GT typu PK3** (tř. **těž.** 5/II.) již bude nutné použití těžkých rozrývačů
- přítoky podzemní vody do výkopů se zde nepředpokládají

### **Založení objektu SO 1220:**

- základové poměry v místě mostu jsou složité, základová půda se zde mění hlavně v podélném směru, povrch terénu je členitý
- založení biokoridoru SO1220 lze uvažovat jako **plošné**
- v základové spáře lze očekávat zeminy převážně **GT typu Q** (hlinité a jílovité písky a písčité jíly, pevné konzistence) nebo zvětralé jílovce (**GT typ PK1a**) charakteru hlín se střední plasticitou pevné až tvrdé konzistence. U jihozápadního základu klenby bude postupně ve směru spádnice rokle narůstat mocnost kvartérních zemín (až na 4,5 m - viz geotechnický profil 2-2'). Směrem do svahů rokle se mohou nacházet i zcela a silně zvětralé pískovce **GT typy PK1b a PK2**.
- svahy dočasných výkopů lze provést ve sklonech 1 : 1
- přítoky podzemní vody do výkopů se zde nepředpokládají

### 6.1.1 **Opěra OP01**

#### **Nastavení**

(zadané pro aktuální úlohu)

#### **Materiály a normy**

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### **Piloty**

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS


## Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$ [–]
1	PK3 = R4		33,00	100,00	25,00	0,25

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	PK3 = R4		-	100,00	25,00	-	-

## Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	$\beta$
1	PK3 = R4		15,00

## Geometrie

Profil piloty: kruhová

### Rozměry

Průměr  $d = 0,88$  m

Délka  $l = 5,00$  m

### Umístění

Vysazení  $h = 0,15$  m

Hloubka upraveného terénu  $h_z = 6,00$  m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

## Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 25,00$  kN/m<sup>3</sup>

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25,00$  MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,60$  MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 31000,00$  MPa

Modul pružnosti ve smyku


$G = 12917,00$  MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00$  MPa

## Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	PK3 = R4	



# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	ANO		MSP - Nmin	Užitné	1200,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	ANO		MSU - Nmax	Návrhové	-379,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	ANO		MSU - Nmin	Návrhové	2200,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 7,00 m od původního terénu.

## Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené 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  $N_c = 38,64$

Součinitel únosnosti  $N_d = 26,09$

Součinitel únosnosti  $N_b = 24,44$

Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,00$

Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 8084,57 \text{ kPa}$

Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 6,08E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 1,94 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [–]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,00	1,00	33,00	100,00	25,00	1,00	105,05	264,02
2,91	1,91	33,00	100,00	15,00	1,00	115,90	557,73

Únosnost tažené piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\varphi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [–]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,00	1,00	33,00	100,00	25,00	1,00	105,05	264,02
4,85	3,85	33,00	100,00	15,00	1,00	121,77	1178,23

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

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (MSU - Nmin)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 821,75 \text{ kN}$

# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

Únosnost piloty v patě  $R_b = 4470,12 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 5291,87 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla  $V_d = 2200,00 \text{ kN}$

$R_c = 5291,87 \text{ kN} > 2200,00 \text{ kN} = V_d$

**Únosnost tlačené piloty VYHOVUJE**

Posouzení tažené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU - Nmax)

Únosnost tažené piloty  $R_{sdt} = 1254,13 \text{ kN}$

Vlastní hmotnost piloty  $w_p = 76,03 \text{ kN}$

Extrémní tahová síla  $V_d = 302,97 \text{ kN}$

$R_c = 1254,13 \text{ kN} > 302,97 \text{ kN} = V_d$

**Únosnost tažené piloty VYHOVUJE**

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

## Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a	Počátek	Konec	Mocnost	$E_s$	Součinitel	Součinitel
číslo	[m]	[m]	[m]	[MPa]	a	b
1	0,00	4,85	4,85	45,34	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$

Regresní součinitel  $e = 1616,00$

Regresní součinitel  $f = 1155,00$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 947,58 \text{ kN}$

Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1406,43 \text{ kPa}$

Průměrné plášťové tření  $q_s = 100,96 \text{ kPa}$

Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 45,34 \text{ MPa}$

Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,39$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru  $l/d$   $I_0 = 0,19$

Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,06$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

**Body zatěžovací křivky**

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	866,06
5,0	1224,80
7,5	1500,06
10,0	1698,87
12,5	1886,69
15,0	2074,51
17,5	2262,33
20,0	2450,16
22,5	2637,98
25,0	2825,80

**Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky**

Zatížení na mezi mobilizace plášt.tření  $R_{yu} = 1546,36 \text{ kN}$   
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 8,0 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :  
 Únosnost paty  $R_{bu} = 1878,23 \text{ kN}$   
 Celková únosnost  $R_c = 2825,80 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 1200,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 4,8 mm

**6.1.2 Opěra OP02****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 odvodněné podmínky : ČSN 73 1002  
 Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)  
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997  
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

**Základní parametry zemín**



Číslo	Název	Vzorek	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$v$ [-]
1	PK3 = R4		33,00	100,00	25,00	0,25
2	PK1b = R6 Id=0,6		30,00	0,00	18,00	0,30

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


# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

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	PK3 = R4		-	100,00	25,00	-	-
2	PK1b = R6 Id=0,6		-	19,00	18,00	-	-

## Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	$\beta$
1	PK3 = R4		15,00
2	PK1b = R6 Id=0,6		15,00

## Geometrie

Profil piloty: kruhová

### Rozměry

Průměr  $d = 0,88$  m

Délka  $l = 6,50$  m

### Umístění

Vysazení  $h = 0,15$  m

Hloubka upraveného terénu  $h_z = 6,00$  m

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

## Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 25,00$  kN/m<sup>3</sup>

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25,00$  MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,60$  MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 31000,00$  MPa

Modul pružnosti ve smyku



$G = 12917,00$  MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00$  MPa

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10,44	PK1b = R6 Id=0,6	
2	-	PK3 = R4	

# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
	nové	změna							
1	ANO		MSP - Nmin	Užitné	1200,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	ANO		MSU - Nmax	Návrhové	-330,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	ANO		MSU - Nmin	Návrhové	2200,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 7,00 m od původního terénu.

## Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené 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  $N_c = 38,64$

Součinitel únosnosti  $N_d = 26,09$

Součinitel únosnosti  $N_b = 24,44$

Součinitel únosnosti  $K_1 = 1,00$

Výpočtová únosnost na patě piloty  $R_{bd} = 7738,78 \text{ kPa}$

Plocha příčného řezu piloty  $A_p = 6,08E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty  $L_p = 1,94 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\Phi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [–]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,00	1,00	30,00	0,00	18,00	1,00	3,28	8,23
4,41	3,41	30,00	0,00	8,00	1,00	11,52	98,89

Únosnost tažené piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	$\Phi_d$ [°]	$c_{ud}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{R2}$ [–]	$f_s$ [kPa]	$R_{si}$ [kN]
1,00	1,00	30,00	0,00	18,00	1,00	3,28	8,23
4,44	3,44	30,00	0,00	8,00	1,00	11,56	99,94
6,35	1,91	33,00	100,00	15,00	1,00	124,18	596,10

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

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (MSU - Nmin)

# Městský okruh, Křimická (Chebská) – Karlovarská v Plzni

SO 1225 – Biokoridor přes větev „L“

PDPS

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 107,12 \text{ kN}$   
Únosnost piloty v patě  $R_b = 4278,93 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 4386,05 \text{ kN}$   
Extrémní svislá síla  $V_d = 2200,00 \text{ kN}$

$R_c = 4386,05 \text{ kN} > 2200,00 \text{ kN} = V_d$

## Únosnost tlačené piloty VYHOVUJE

Posouzení tažené piloty:  
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU - Nmax)

Únosnost tažené piloty  $R_{sdt} = 612,41 \text{ kN}$   
Vlastní hmotnost piloty  $w_p = 98,83 \text{ kN}$   
Extrémní tahová síla  $V_d = 231,17 \text{ kN}$

$R_c = 612,41 \text{ kN} > 231,17 \text{ kN} = V_d$

## Únosnost tažené piloty VYHOVUJE

## 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	4,44	4,44	18,14	97,00	108,00
2	4,44	6,35	1,91	73,03	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užité  
Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$   
Limitní sedání piloty  $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$   
Regresní součinitel  $e = 1616,00$   
Regresní součinitel  $f = 1155,00$

#### Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty  $R_{sy} = 954,00 \text{ kN}$   
Velikost napětí na patě při  $R_{sy}$   $q_0 = 1455,94 \text{ kPa}$   
Průměrné plášťové tření  $q_s = 77,63 \text{ kPa}$   
Průměrný sečnový modul deformace  $E_s = 34,65 \text{ MPa}$   
Součinitel přenosu zatížení do paty  $\beta = 0,39$

Příčinkové součinitele sedání :  
Základní - závislý na poměru  $l/d$   $l_0 = 0,18$   
Součinitel vlivu tuhosti piloty  $R_k = 1,04$   
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy  $R_h = 1,00$

## Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	803,90
5,0	1136,89
7,5	1392,40
10,0	1600,89
12,5	1762,61
15,0	1924,34
17,5	2086,06
20,0	2247,78
22,5	2409,50
25,0	2571,23

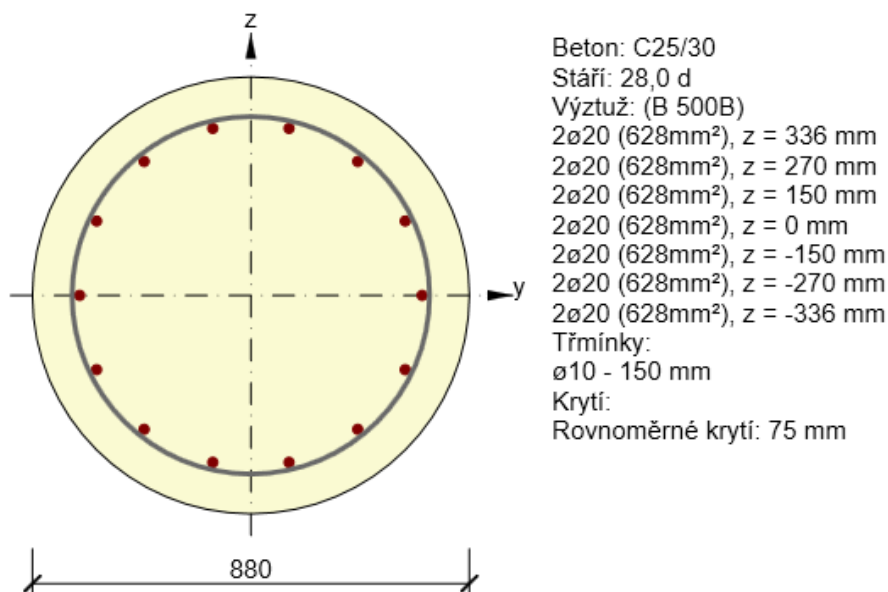
## Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření  $R_{yu} = 1573,86 \text{ kN}$   
 Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 9,6 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :  
 Únosnost paty  $R_{bu} = 1617,23 \text{ kN}$   
 Celková únosnost  $R_c = 2571,23 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 1200,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 5,6 mm

### 6.1.3 Výztuž pilot

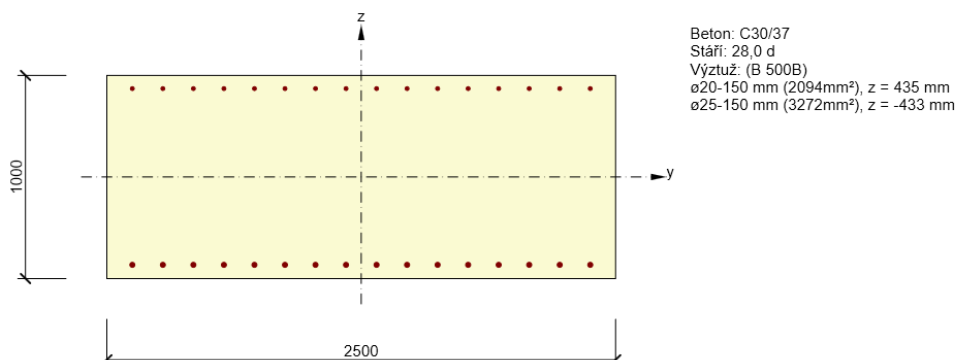


Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-130,0	491,0	1,0	211,0	-2,0	93,4	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-130,0	491,0	1,0			73,4	OK
Smyk	-130,0			211,0	-2,0	92,0	OK
Kroucení					-2,0	1,1	OK
Interakce	-130,0	491,0	1,0	211,0	-2,0	93,4	OK
Omezení napětí	-134,0	196,0	0,0			73,8	OK
Šířka trhliny	-134,0	196,0	0,0			92,7	OK



## 6.2 Nosná konstrukce a pilíře

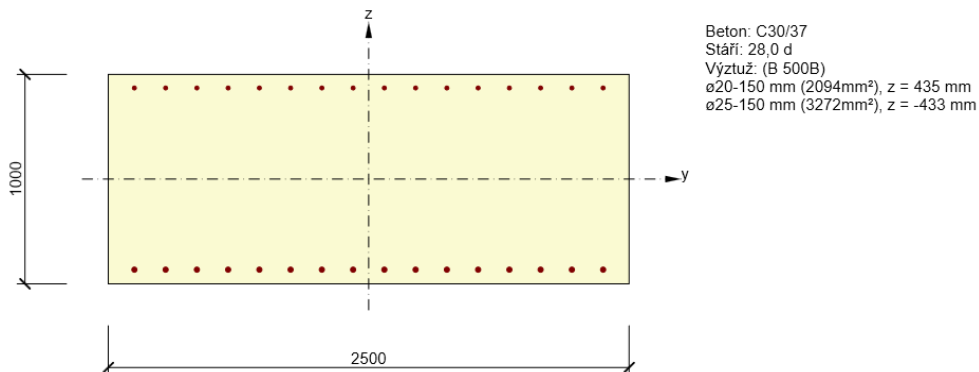
### 6.2.1 Rámová stojka



Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-890,0	-2425,0	0,0	109,0	0,0	93,9	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	-890,0	-2425,0	0,0			92,8	OK
Smyk	-890,0			109,0	0,0	11,9	OK
Interakce	-890,0	-2425,0	0,0	109,0	0,0	93,9	OK
Omezení napětí	-670,0	-1188,0	0,0			21,4	OK
Šířka trhliny	-670,0	-1188,0	0,0			0,0	OK

## 6.2.2 Rámová příčel

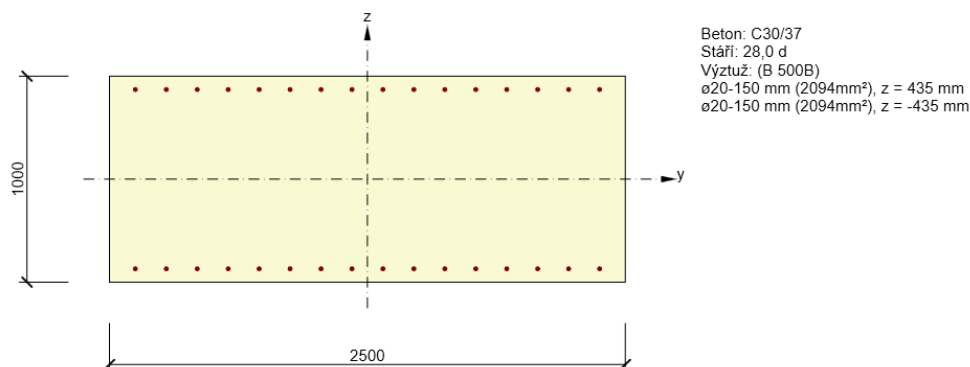
### 6.2.2.1 Rámový roh



Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-471,0			955,0	0,0	99,2	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	-471,0	1962,0	0,0			52,9	OK
Smyk	-471,0			955,0	0,0	99,2	OK
Interakce	-471,0	1962,0	0,0	955,0	0,0	99,2	OK
Omezení napětí	-264,0	1151,0	0,0			15,0	OK
Šířka trhliny	-202,0	851,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### 6.2.2.2 Uprostřed rozpětí



Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-418,0	-2242,0	0,0	49,0	0,0	94,3	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	-418,0	-2242,0	0,0			93,4	OK
Smyk	-418,0			49,0	0,0	5,8	OK
Interakce	-418,0	-2242,0	0,0	49,0	0,0	94,3	OK
Omezení napětí	-231,0	-1210,0	0,0			15,8	OK
Šířka trhliny	-181,0	-737,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### 6.3 Shrnutí výsledků

- talířemi: piloty ø 880 mm (resp. 900 mm)  
vyhovují v uvažovaných délkách
  - 5,0 m pro OP01 (lepší geologie)
  - 6,5 m pro OP02 (horší geologie)
- vzhledem k rozdílnému podloží je ve výpočtu uvažováno s nerovnoměrným sednutím ke 10 mm
- tato pilot musí být vždy v prostředí B4

Nosná konstrukce:

- rámcové sloupky vyhovují v navržených rozměrech
- v rubu výztuž  $\varnothing 25/150$  mm a v lici  $\varnothing 20/150$  mm;  
smyková výztuž pouze konstrukčně 9 ks  $\varnothing 8/1\text{m}^2$
- tato výztuž vyhoví i v rámcovém rohu
- deska - rámcový roh vyhovuje v navržených rozměrech
- v rubu výztuž  $\varnothing 25/150$  mm shodně se stěnou,  
dolní výztuž pak bude vycházet z výztuže uprostřed  
rozpětí desky; z hlediska minimálních stupňů výztužování  
by dok měla být  $\varnothing 20/150$  mm
- smykova výztuž pouze konstrukčně 9 ks  $\varnothing 8/1\text{m}^2$
- deska - uprostřed rozpětí výztuž  $\varnothing 20/150$  mm u  
obou poruchů, smykova výztuž konstrukčně 9 ks  $\varnothing 8/1\text{m}^2$
- udrh byl proveden při oslabení rámcových rohů trhlinami  
⇒ redistribuce ohyb. momentů cca 15%

## 7 ZÁVĚR

Tímto statickým výpočtem byly definovány stupně vyztužení a hodnoty namáhání navrhované konstrukce pro splnění normou požadované statické spolehlivosti pro jednotlivé mezní stavy. Pro její realizaci budou použity standardně dostupné materiály používané ve stavebnictví. Podrobné výsledky jsou uvedeny v příslušných částech dokumentace. Posouzeny byly rozhodující průřezy pro realizaci této konstrukce.

Statický výpočet byl zpracován v rozsahu pro projektovaný stupeň PDPS.

V Plzni dne 5.2.2019

Vypracoval: Ing. Jan Mourek

Valbek 