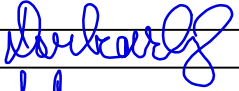

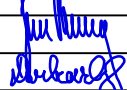
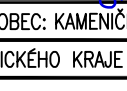


SO 201 DUSP, PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK

VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:	ING. FRANTIŠEK DOUBRAVSKÝ		 FÖRSTEROVA 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. FRANTIŠEK DOUBRAVSKÝ			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. JAN BURSA			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. FRANTIŠEK DOUBRAVSKÝ			
KRAJ: PARDUBICKÝ	OKRES: CHRUDIM	OBEC: KAMENÍČKY	STUPEŇ:	DUSP, PDPS
INVESTOR: PARDUBICKÝ KRAJ, SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC PARDUBICKÉHO KRAJE			ZAK.ČÍSLO:	1899-18-3
AKCE: REKONSTRUKCE MOSTU EV. Č. 343-015 KAMENÍČKY, PD OBJEKT: D.1.4. SO 201 – MOST EV. Č. 343-015			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	1899
			DATUM:	04/2020
			FORMÁT:	
			MĚŘÍTKO:	1 :
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY: D.1.4.10.

STATICKÝ VÝPOČET

REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 343-015 KAMENIČKY, PD

SO 201 - Most ev.č. 343-015

OBSAH:

1.	POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE	-3-
2.	VÝPOČETNÍ MODEL	-3-
2.1.	Výpočetní programy	-3-
2.2.	Přehled použité literatury, norem a VL	-3-
2.3.	Podklady	-4-
3.	PROSTOROVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	-7-
3.1.	Statické schéma	-7-
3.2.	Materiálové charakteristiky	-8-
3.3.	Průřezové charakteristiky	-9-
3.4.	Zatížení	-9-
3.5.	Kombinace zatížení	-17-
3.6.	Výsledky a posouzení	-19-
3.7.	Návrh a posouzení mikropilotového založení	-25-
4.	ZÁVĚR	-28-

1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE

Mostní objekt o jednom poli tvoří rámová integrální konstrukce. Rámová příčel je monolitický železobetonový jednotrám s vyloženými konzolami. Železobetonové rámové stojky jsou vetknuty do železobetonových základových pasů. Založení objektu je hlubinné na mikropilotách, které jsou vetknuty do základových pasů. Most má krátká zavěšená křídla vetknutá do rámových stojek. Most je šikmý s šikmostí 62,87°. Délka mostního otvoru je 6,895 m, celková délka nosné konstrukce je 8,503 m. Šířka nosné konstrukce je 8,600 m.

2. VÝPOČETNÍ MODEL

Statický výpočet je proveden dle teorií stavební mechaniky. Pro výpočet průběhů vnitřních sil byl použit prostorový model z plošných prvků. Mostní konstrukce je navržena dle ČSN EN 1990. Mostní konstrukce je zatížena dle ČSN EN 1991. Betonové průřezy jsou navrženy dle ČSN EN 1992. Založení mostu je navrženo dle ČSN EN 1997.

2.1. Výpočetní programy

Výpočet průběhů vnitřních sil byl proveden v software SCIA Engineer 19.01. Únosnost jednotlivých průřezů byla vypočtena buď v software SCIA Engineer nebo v software IDEA StatiCa nebo v tabulkovém procesoru Excel.

2.2. Přehled použité literatury, norem a VL

2.2.1. Použité normy a podklady

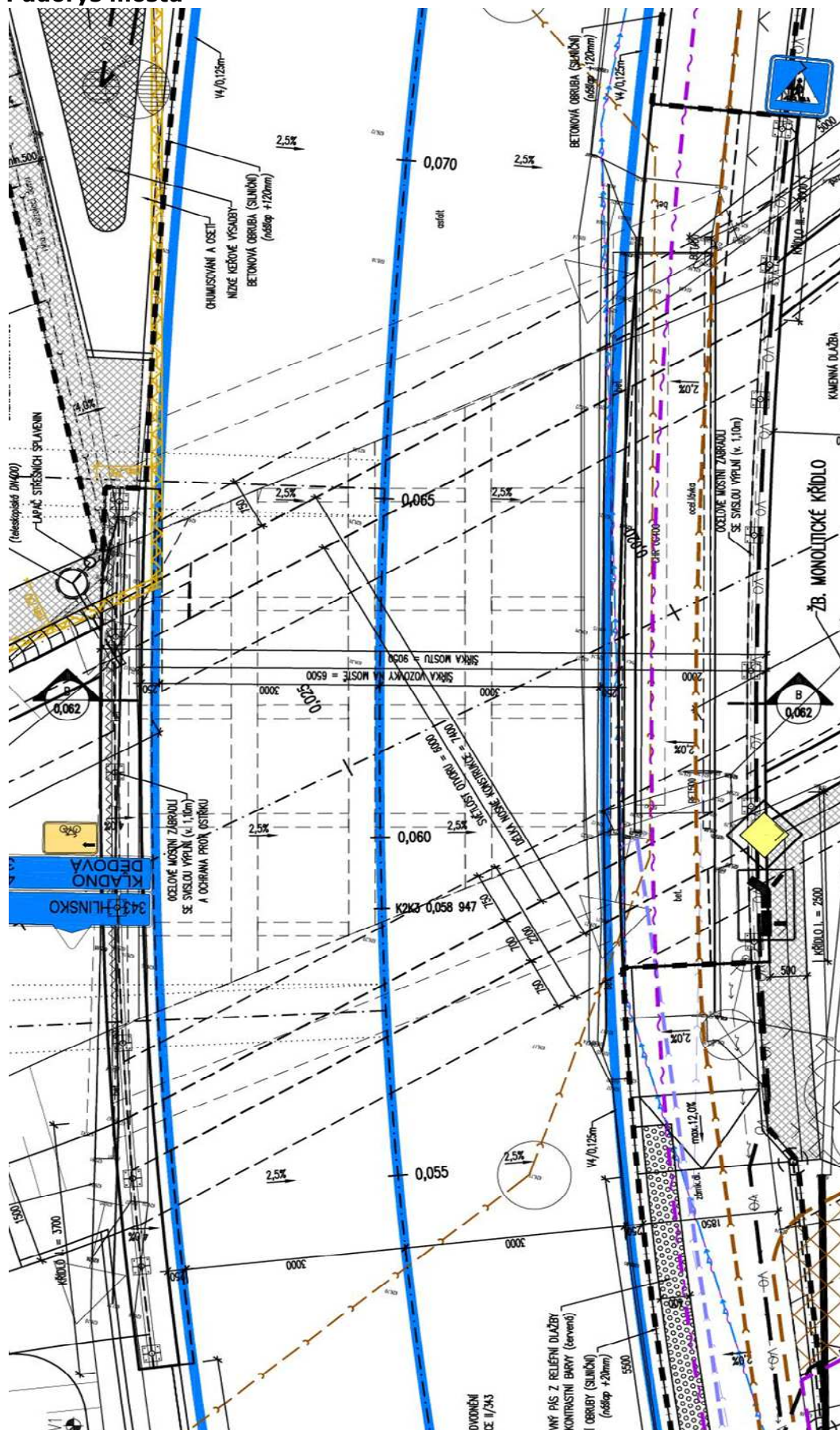
ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení stavebních konstrukcí
ČSN EN 1991-1-5 – Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí – zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla
ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty
ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí - Obecná pravidla

2.2.2. Použitá literatura

- [1] Novák J. – Hořejší J.: Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1973
- [2] Hořejší J. – Šafka J.: Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [3] Vítek J.: Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [4] Kolektiv autorů: Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996
- [5] Šafář R.: Betonové mosty 2 - Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů. Cvičení, ČVÚT v Praze, Praha, 2009
- [6] J.Křížek: Integrované mosty – spolupůsobení se zeminou

2.3. Podklady

2.3.1. Půdorys mostu



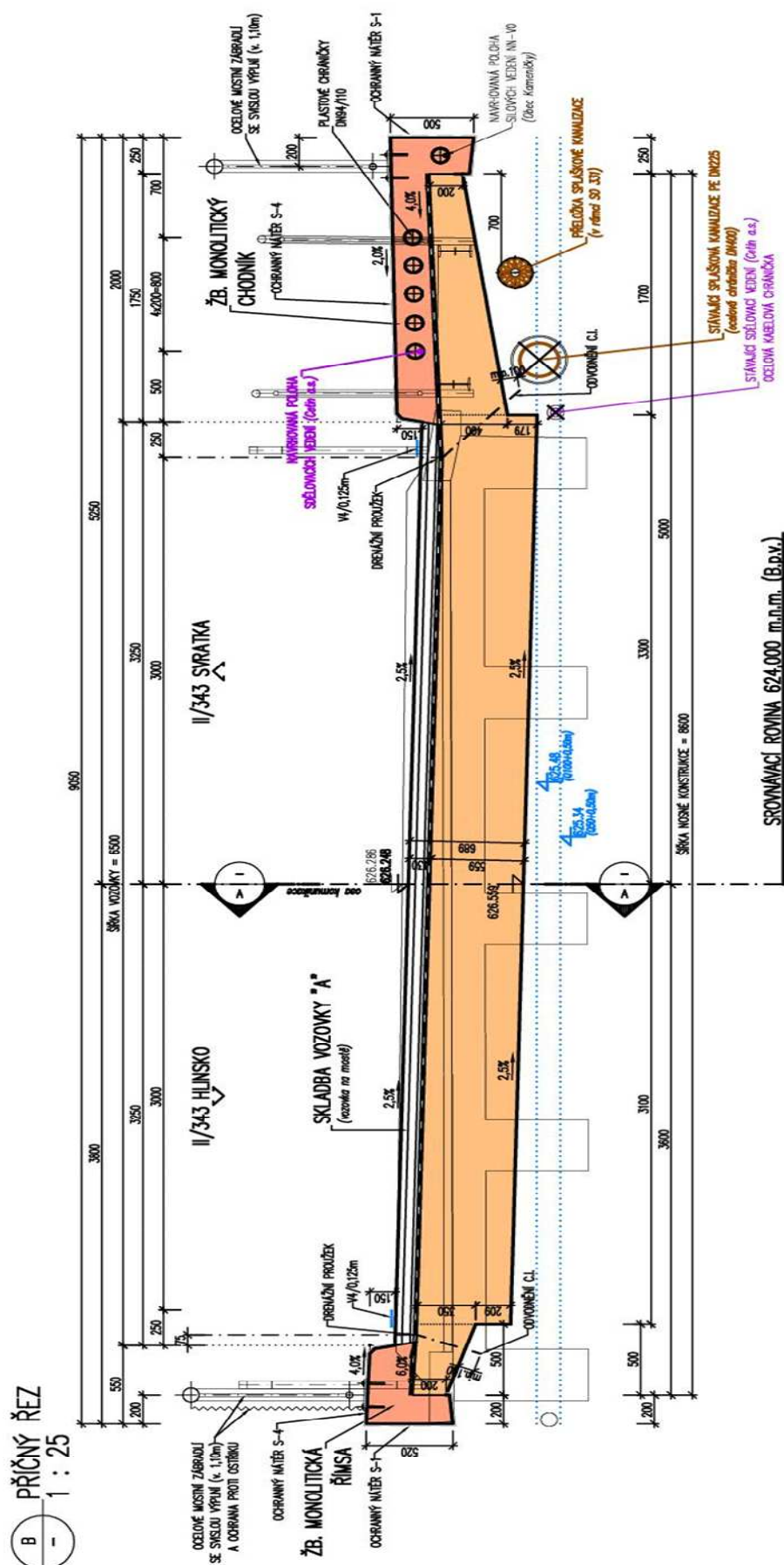
2.3.2. Podélný řez

[illegible]

Statický výpočet

Stupeň
DUSP, PDPS

2.3.3. Příčný řez nosné konstrukce

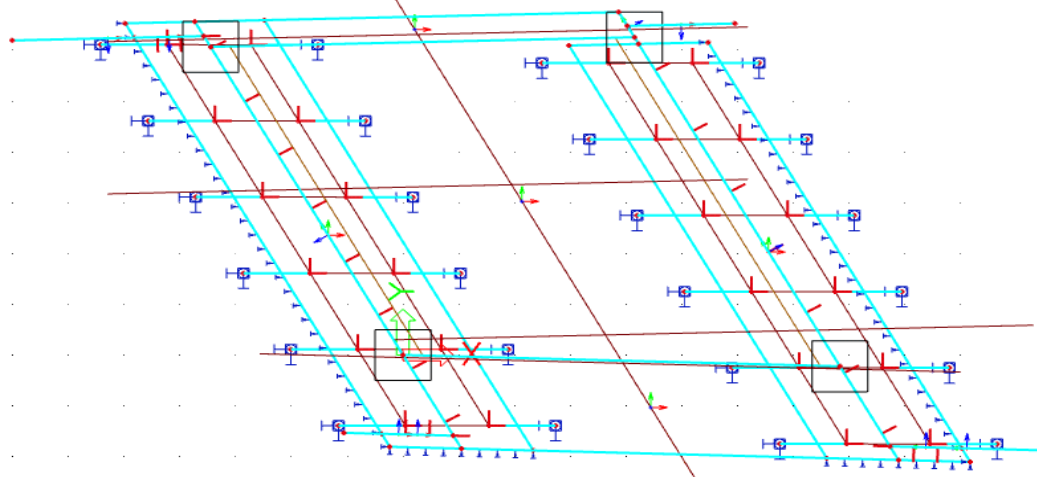


3. PROSTOROVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

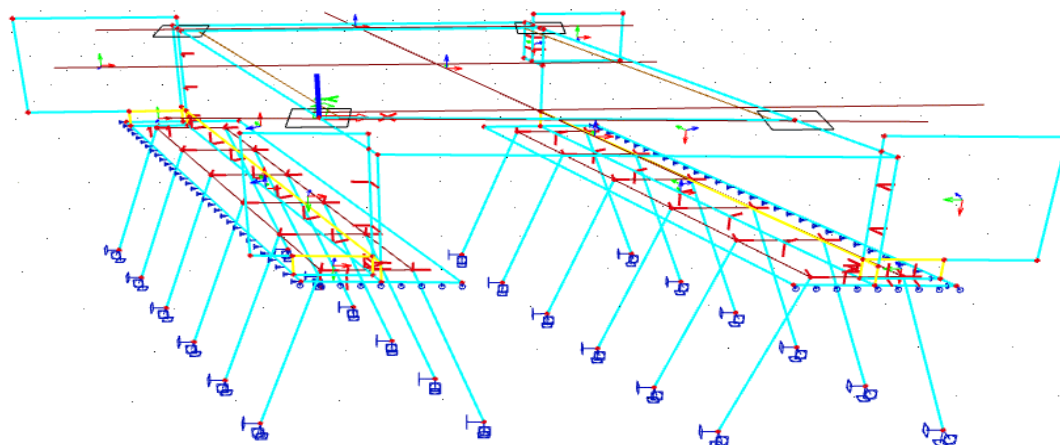
Pro výpočet průběhů vnitřních sil byl použit prostorový model z plošných prvků. Mostní konstrukce je navržena dle ČSN EN 1990. Mostní konstrukce je zatížena dle ČSN EN 1991. Betonové průřezy jsou navrženy dle ČSN EN 1992. Založení mostu je navrženo dle ČSN EN 1997.

3.1. Statické schéma

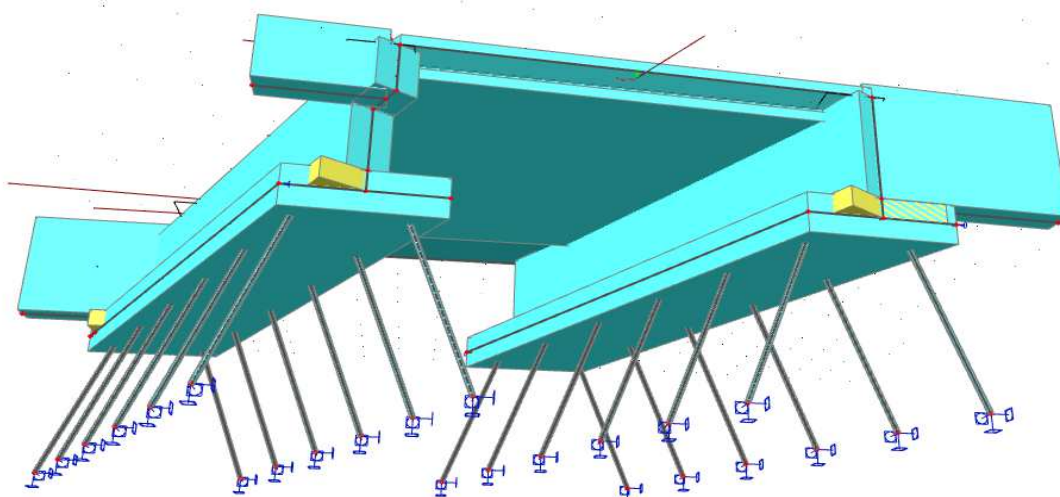
Statické schéma konstrukce - půdorys



Statické schéma konstrukce - axonometrie



Statické schéma konstrukce - axonometrie se zobrazenými povrchy



3.1.1. Vodorovná tuhost zemního prostředí u základů

Výpočet modulů reakce základů byl proveden podle odborné literatury (J.Křížek:

Integrované mosty – spolupůsobení se zeminou):

Zásyp základů se uvažuje vytěženou zeminou S3.

Vodorovná tuhost je dána rovnicí:

$$k_{h,3T} = \frac{A_3 E_{ref} u_T}{10^4} + \frac{B_3 E_{ref}}{10^2} + \frac{C_3 u_T}{10^2} + D_3$$

parametry:	$A_3 =$	-52,0
	$E_{ref} =$	20 MPa
	$u_T =$	1 mm
	$B_3 =$	30,0
	$C_3 =$	1,7
	$D_3 =$	0,9

modul reakce plošný: $k_{h,3T} =$ 6,81 MN/m³

uvažovaná výška základu a části stojky:
 $h =$ 0,8 m

modul reakce lineární v poloze střednice základu:
 $k_{h,3T} =$ 5,45 MN/m²

3.2. Materiálové charakteristiky**3.2.1. Beton nosné konstrukce****C30/37 - beton celé nosné konstrukce**

$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma =$	1,5
$f_{cd} =$	18,00 MPa
$\alpha =$	0,90
$E_c =$	32 800 MPa

3.2.2. Betonářská výztuž**10505 (R) - ocel použitá v celé konstrukci**

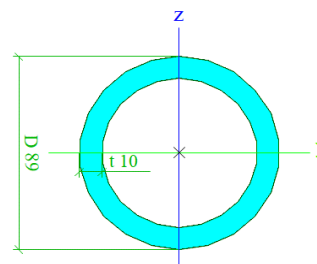
$f_{yk} =$	500 MPa
$\gamma =$	1,15
$f_{yd} =$	434,8 MPa
$E_s =$	200 000 MPa

3.2.3. Konstrukční ocel**S355 - ocel mikropilot**

$f_{yk} =$	355 MPa
$\gamma =$	1
$f_{yd} =$	355,0 MPa
$E_s =$	210 000 MPa

3.3. Průřezové charakteristiky**3.3.1. Rámová příčel**deska tloušťky $t = 0,55 \text{ m}$ **3.3.2. Vyložená konzola vetknutí vpravo**deska tloušťky $t = 0,4 \text{ m}$ **3.3.3. Vyložená konzola vetknutí vlevo**deska tloušťky $t = 0,35 \text{ m}$ **3.3.4. Vyložená konzola okraj**deska tloušťky $t = 0,2 \text{ m}$ **3.3.5. Rámová stojka**deska tloušťky $t = 0,7 \text{ m}$ **3.3.6. Základy stojky**deska tloušťky $t = 0,75 \text{ m}$ **3.3.7. Křídla mostu**deska tloušťky $t = 0,55 \text{ m}$ **3.3.8. Mikropiloty**

trubka 89/10

plocha $A = 0,0025 \text{ m}^2$ moment setrv. $I = 0,0000 \text{ m}^4$ **3.4. Zatížení****3.4.1. Vlastní tíha**

	plocha [m ²]	obj. tíha [kN/m ³]	$g_{s,k}$ [kN/m]	tloušťka - t [m]	G_k [kN]
rámová příčel	44,16	25	1104	0,55	607,2
vyložená konzola vpravo	11,73	25	293,25	0,3	88,0
vyložená konzola vlevo	3,405	25	85,125	0,275	23,4
rámové stojky	44,8	25	1119	0,7	783,5
křídlo vlevo před mostem	7,1	25	176	0,55	97,0
křídlo vpravo před mostem	3,6	25	90	0,55	49,8
křídlo vlevo za mostem	1,7	25	44	0,55	24,0
křídlo vpravo za mostem	5,4	25	135	0,55	74,3
základy stojek	41,9	25	1048	0,75	786,2
mikropiloty	0,0025	78,5	0,195	84,00	16,4
				suma	2549,7

Výslednice reakcí v modelu od vlastní tíhy je 2578,3 kN.

3.4.2. Ostatní stálé zatížení**Svislé zatížení křídel a rámové příčle**Plošná zatížení:

	tloušťka	obj. tíha	$g_{s,k}$	celk.pl. - A	G_k
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]
Vozovka	0,13	23	2,990	50,05	149,6
Pochozí část chodníku	0,245	25	6,125	13,475	82,5
			suma		232,2

Spojité zatížení:

	plocha	obj. tíha	$g_{s,k}$	celk.délk a - l	G_k
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
Zábradlí			0,50	25,5	12,75
Římsa	0,20	25	5,00	13	65
Převislá část chod. na NK	0,13	25	3,13	7,85	24,53125
Chodník na křídlech	0,55	25	13,75	4,74	65,175
			suma		167,45625

Zatížení zemním tlakemZásyp a jeho charakteristiky:

Nesoudržná zemina

$$\varphi_k = 28^\circ$$

$$C_k = 0$$

$$\gamma_{k,soil} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_d = 28,00^\circ$$

$$\gamma_\varphi = 1,00 \text{ tab A.2.-ČSN EN 1997}$$

Výpočet koef. tlaku v klidu:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi_d)$$

$$K_0 = 0,531 \quad \text{ČSN EN 1997}$$

Zatížení rámových stojek:

Hloubka střednice příčle:

$$h_1 = 0,4 \text{ m}$$

Hloubka povrchu základu:

$$h_2 = 2,45 \text{ m}$$

Hloubka střednice základu:

$$h_3 = 2,8 \text{ m}$$

Vodor. zatížení střednice příčle:

$$g_{v1} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

Vodor. zatížení povrchu základu:

$$g_{v2} = 27,3 \text{ kN/m}^2$$

Vodor. zatížení střednice základu:

$$g_{v3} = 31,2 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení rubu základových pasů:

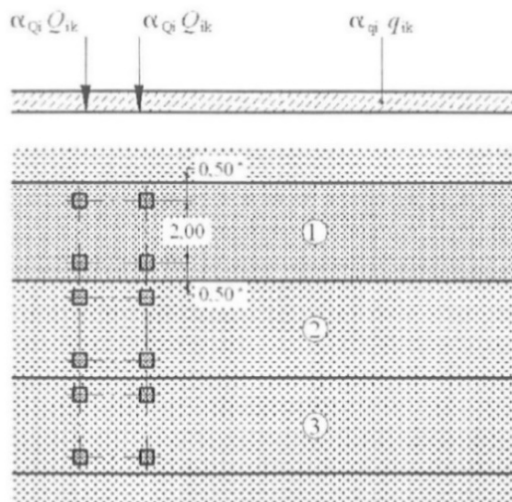
Svislé zatížení povrchu základu:

$$g_{sz} = 51,5 \text{ kN/m}^2$$

3.4.3. Zatížení dopravou

Skupina pozemních komunikací 1

Model zatížení LM1



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* pro $w_l = 3,00 \text{ m}$

šířka zatěžovacího prostoru

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

šířka zatěžovacích pruhů:

$w_l = 3 \text{ m}$

dva zatěžovací pruhy

regulační součinitelé pro ČR dle ČSN EN 1991-2/Z3:

$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 1$

$\alpha_{q1} = 1$

$\alpha_{q2} = 2,4$

$\alpha_{qr} = 1,2$

Zatížení dvojnápravou:

pruh č.1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$

$\alpha_{Q1} = 1$

$Q_{1k} \alpha_{Q1} = 300 \text{ kN}$

pruh č.2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$

$\alpha_{Q2} = 1$

$Q_{2k} \alpha_{Q2} = 200 \text{ kN}$

REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 343-015 KAMENIČKY, PD

SO 201 - Most ev.č. 343-015

Statický výpočet

Stupeň
DUSP, PDPS

Roznos zatížení dvojnáprav:

Neuvažuje se.

Zatížení rovnoměrným zatížením:

pruh č.1:	$q_{1k} =$	9 kN/m ²
	$\alpha_{q1} =$	1
	$q_{1k} \alpha_{q1} =$	9 kN/m ²
pruh č.2:	$q_{2k} =$	2,5 kN/m ²
	$\alpha_{q2} =$	2,4
	$q_{2k} \alpha_{q2} =$	6 kN/m ²
zbytek:	$q_{2k} =$	2,5 kN/m ²
	$\alpha_{qr} =$	1,2
	$q_{2k} \alpha_{q2} =$	3 kN/m ²

Brzdné a rozjezdové síly (dle čl. 4.4.1 ČSN EN 1991-2):

U rámové konstrukce se zanedbá.

Zatížení chodníku chodci (dle čl. 5.3.2.1 ČSN EN 1991-2):

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$$

3.4.4. Nahodilé zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5

T_{\max}	34,0 °C	$\delta T_{e \max, \text{horní}}$	1,5 °C
T_{\min}	-30,0 °C	$\delta T_{e \min, \text{horní}}$	8,0 °C
T_0	10,0 °C		

rovnoměrné složky teploty:

$T_{e \max}$	35,5 °C
$T_{e \min}$	-22,0 °C

Maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty:

$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min}$	32,0 °C
$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0$	25,5 °C

Typ nosné konstrukce

Rozílové složky teploty

$\Delta T_{M, \text{heat}}$	15 °C
$\Delta T_{M, \text{cool}}$	8 °C

Upravené hodnoty dle tl. vozovky

$\Delta T_{M, \text{heat}}$	8,4 °C
$\Delta T_{M, \text{cool}}$	8,0 °C

3. Železobetonová

Použitý postup 1,0

k_{sur} 0,56

k_{sur} 1

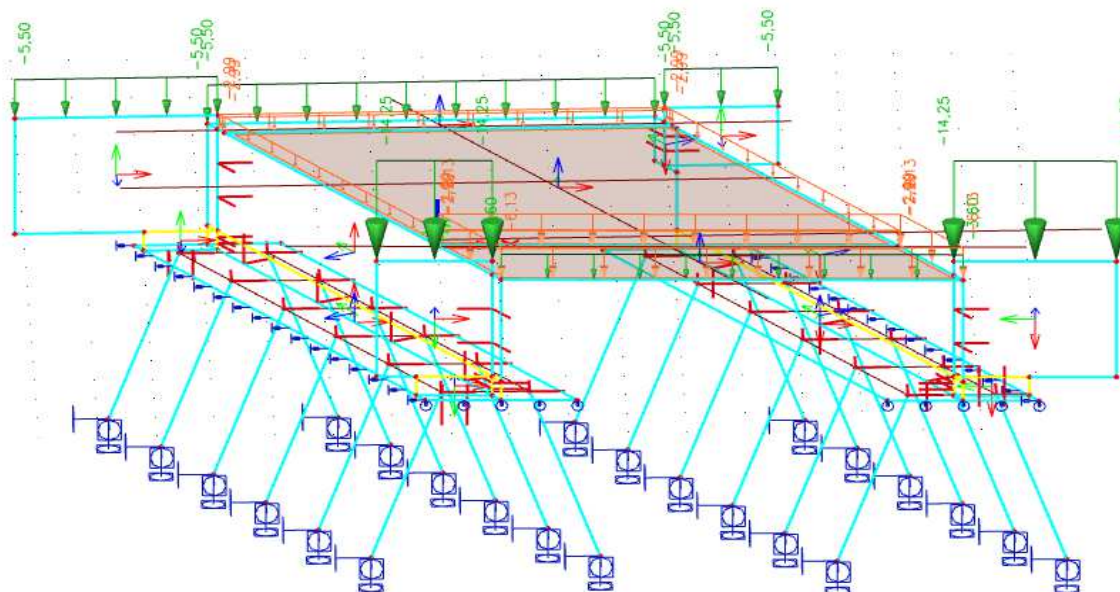
Tloušťka vozovky

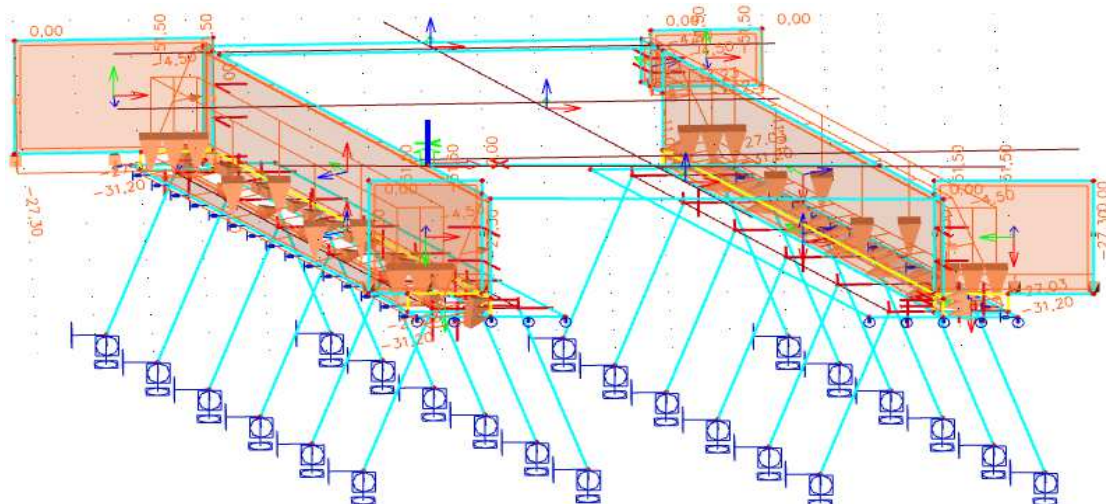
tl= 130 mm

3.4.5. Přehled zatěžovacích stavů

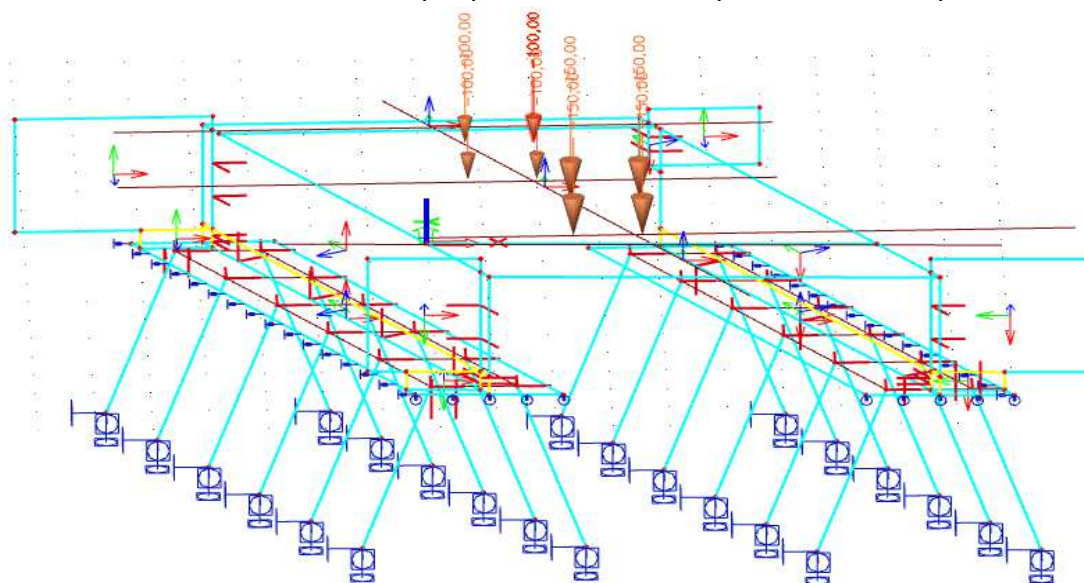
Jméno	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení
Vlastní tíha	Stálé	SZ1	Vlastní
Svisle pricle	Stálé	SZ1	Standard
Zemní tlak	Proměnn	SZ1	Krátkodob
TR+	Proměnn	SZ5	Krátkodob
TR-	Stálé	SZ5	Krátkodob
TN+	Proměnn	SZ5	Krátkodob
TN-	Proměnn	SZ5	Krátkodob
UDL1	Proměnn	SZ3	Standard
UDL2	Proměnn	SZ3	Krátkodob
TS1	Proměnn	SZ4	Standard
TS2	Proměnn	SZ4	Krátkodob
TS3	Proměnn	SZ4	Krátkodob
TS4	Proměnn	SZ4	Krátkodob
TS5	Proměnn	SZ4	Krátkodob
TS6	Proměnn	SZ4	Krátkodob
TS7	Proměnn	SZ4	Krátkodob
chodník	Proměnn	SZ6	Krátkodob

Zatěžovací stav - svisle pricle:

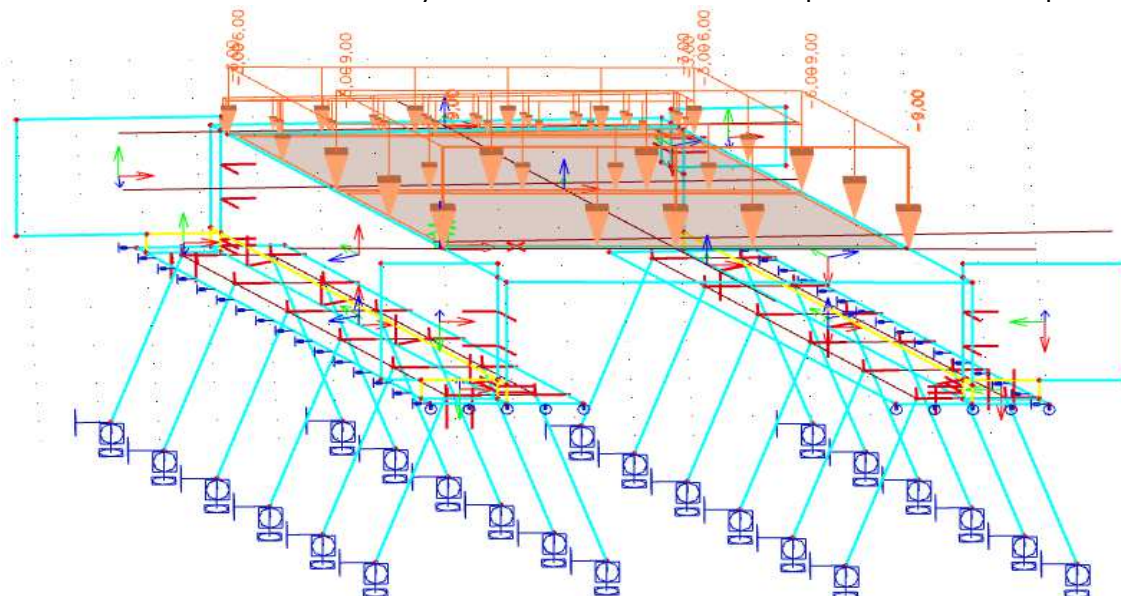


Zatěžovací stav - zemní tlak:Zatěžovací stav - TS1:

Série zatěžovacích stavů s různým postavením dounáprav na rámové příčli.

Zatěžovací stav - UDL:

Série zatěžovacích stavů s různým rozdělením zatěžovacích pruhů na rámové příčli.



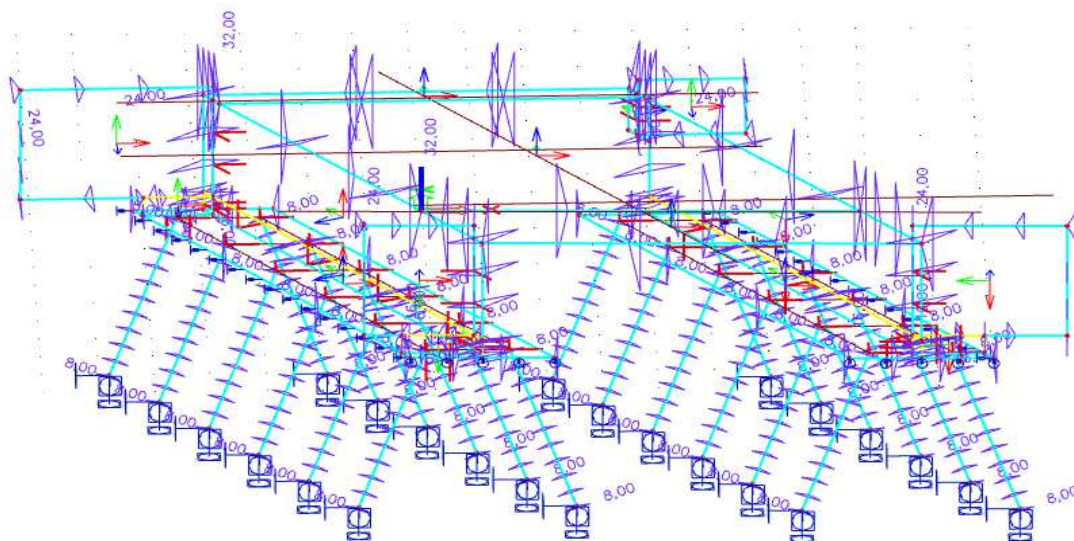
REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 343-015 KAMENIČKY, PD

SO 201 - Most ev.č. 343-015

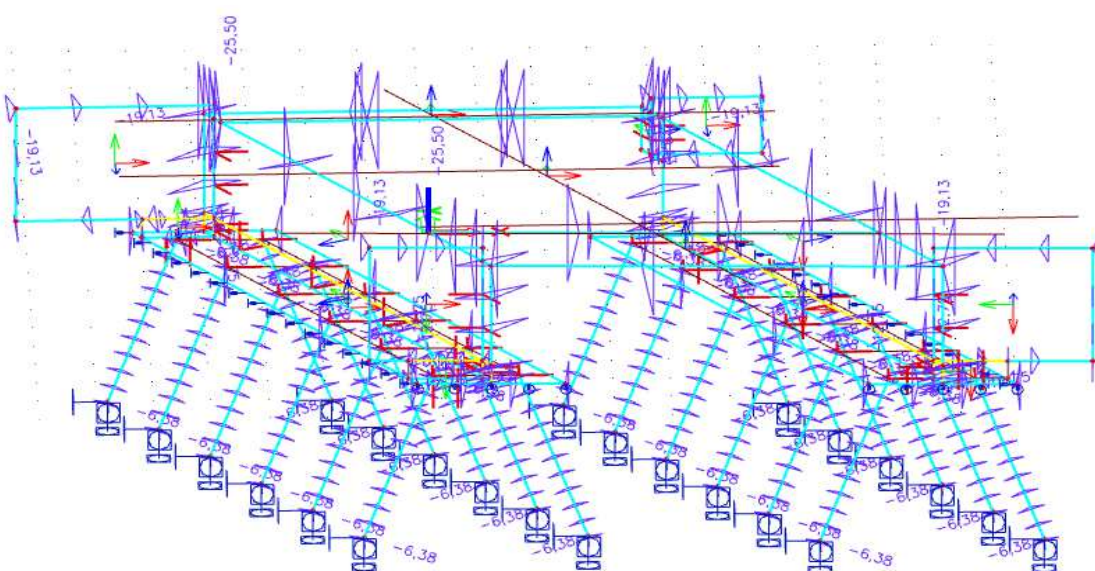
Statický výpočet

Stupeň
DUSP, PDPS

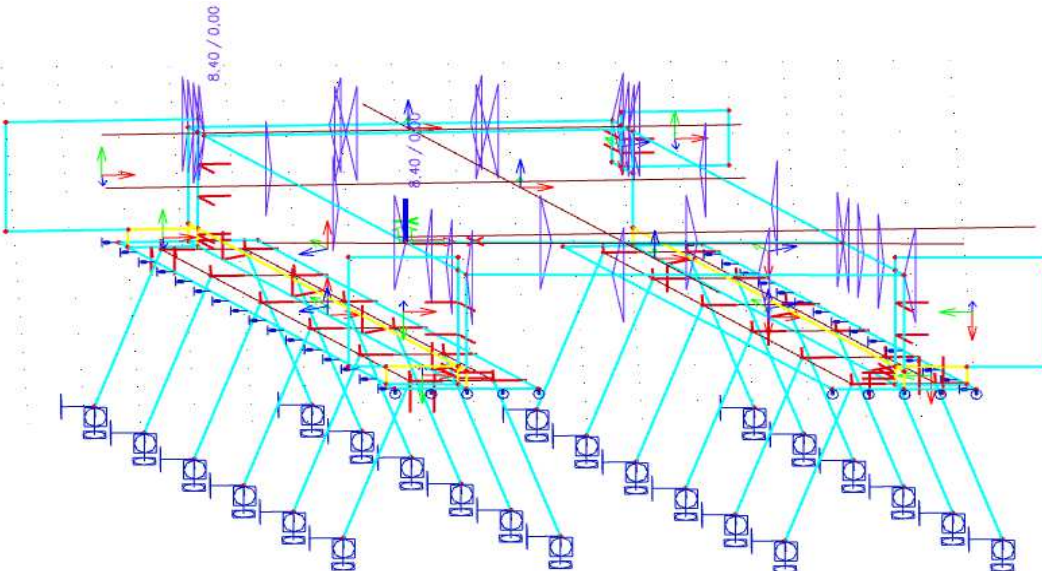
Zatěžovací stav - TR+:

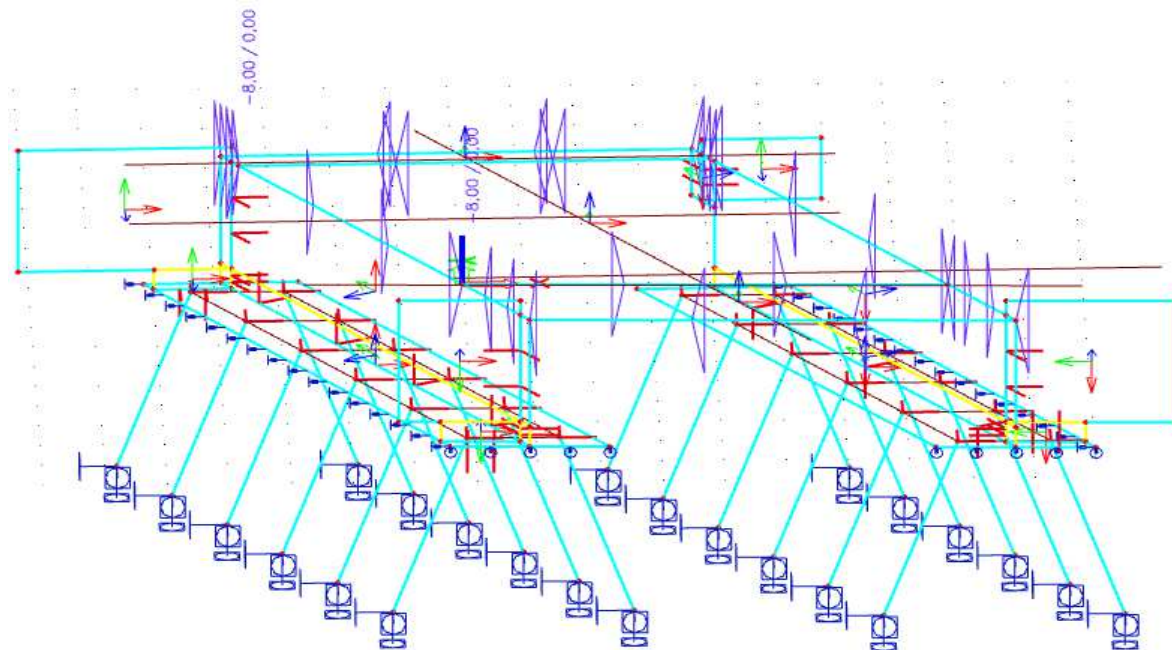


Zatěžovací stav - TR-:



Zatěžovací stav - TN+:



Zatěžovací stav - TN-:

3.4.6. Skupiny zatížení

Jméno	Zatížení	Vztah	Typ
SZ1	Stálé		
SZ3	Proměnné	Výběrová	Doprava - gr1a - TS
SZ4	Proměnné	Výběrová	Doprava - gr1a - UDL
SZ5	Proměnné	Standard	Teplotní zatížení - Tk
SZ6	Proměnné	Výběrová	Doprava - gr1a - chodci

3.5. Kombinace zatížení

Kombinace zatížení včetně součinitelů bezpečnosti byly provedeny v software SCIA Engineer dle ČSN EN 1990/A1 tabulky A2.1 - Doporučené hodnoty součinitelů γ pro mosty pozemních komunikací.

3.5.1. Kombinace pro MSÚ

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	γ_P	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\xi \gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	γ_P	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.						
POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10) 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. ^(NP27)						
POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující: ^(NP20)						
$\gamma_{G, sup} = 1,35$ ¹⁾						
$\gamma_{G, inf} = 1,00$						
$\gamma_Q = 1,35$, 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 ³⁾ a 27 ³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravy; (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 dopravy a pro další proměnná zatížení; ²⁾						
$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).						
$\gamma_{G, set} = 1,20$ 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 γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.						
γ_E = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.						
¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.						
²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.						
³⁾ Pro zatížení železniční dopravy u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravy související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM apod.						
POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G, sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G, inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).						
POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_G a γ_Q rozdělit na γ_G a γ_Q a na součinitel γ_{Gd} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{Gd} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v neobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze. ^(NP27)						
POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.						

Pro MSÚ byla brána rozhodující kombinace z dvojice 6.10a a 6.10b.

3.5.2. Kombinace pro MSP

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	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

3.5.3. Hodnoty součinitelů ψ

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{q,i}$, $\alpha_{q,j}$, $\alpha_{q,r}$ a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

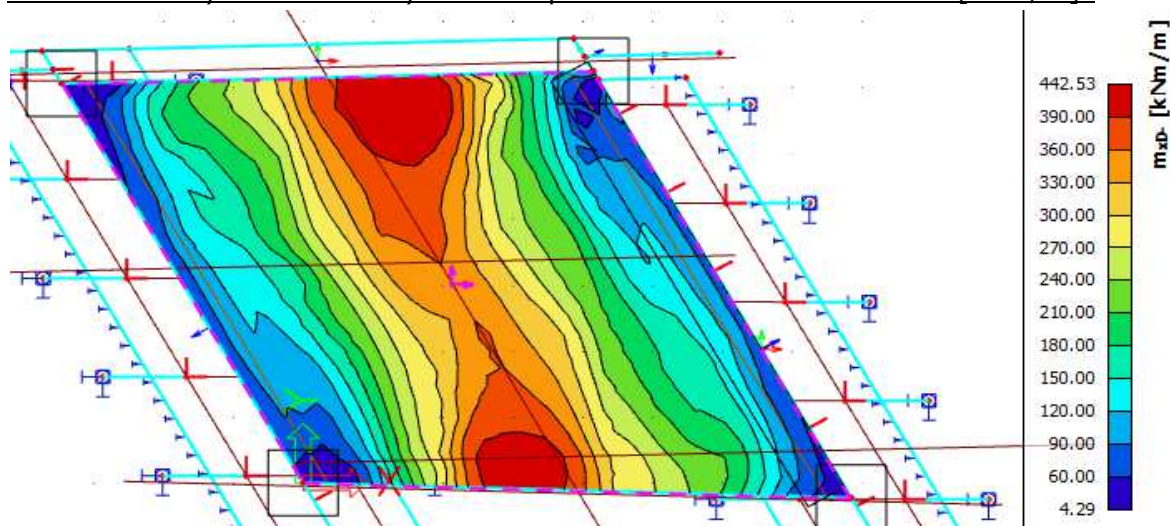
³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

3.6. Výsledky a posouzení

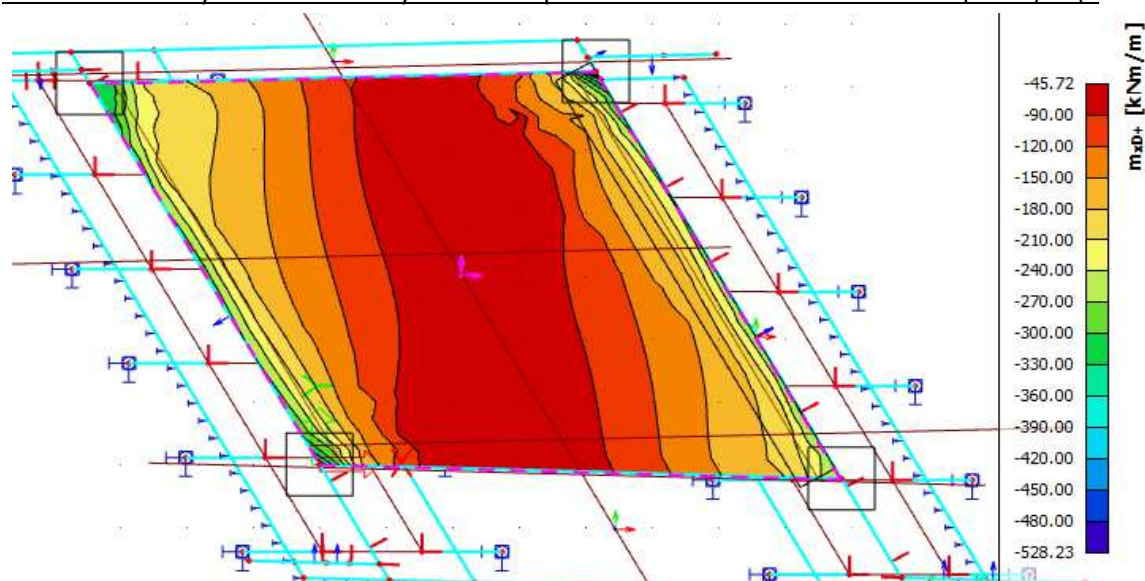
S ohledem na množství výsledků budou dále prezentovány pouze kombinace zatížení pro MSÚ a pro rozhodující posuzované prvky konstrukce.

3.6.1. Rámová příčel

Dimenzační ohybové momenty v MSÚ v podélném směru mostu m_{xD-} [kNm/m]:



Dimenzační ohybové momenty v MSÚ v podélném směru mostu m_{xD+} [kNm/m]:



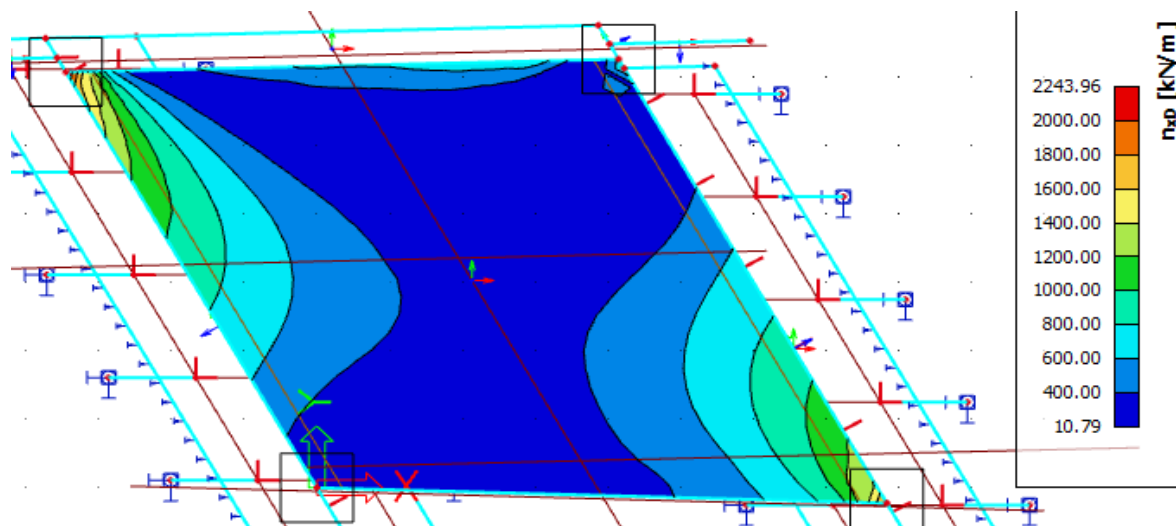
REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 343-015 KAMENIČKY, PD

SO 201 - Most ev.č. 343-015

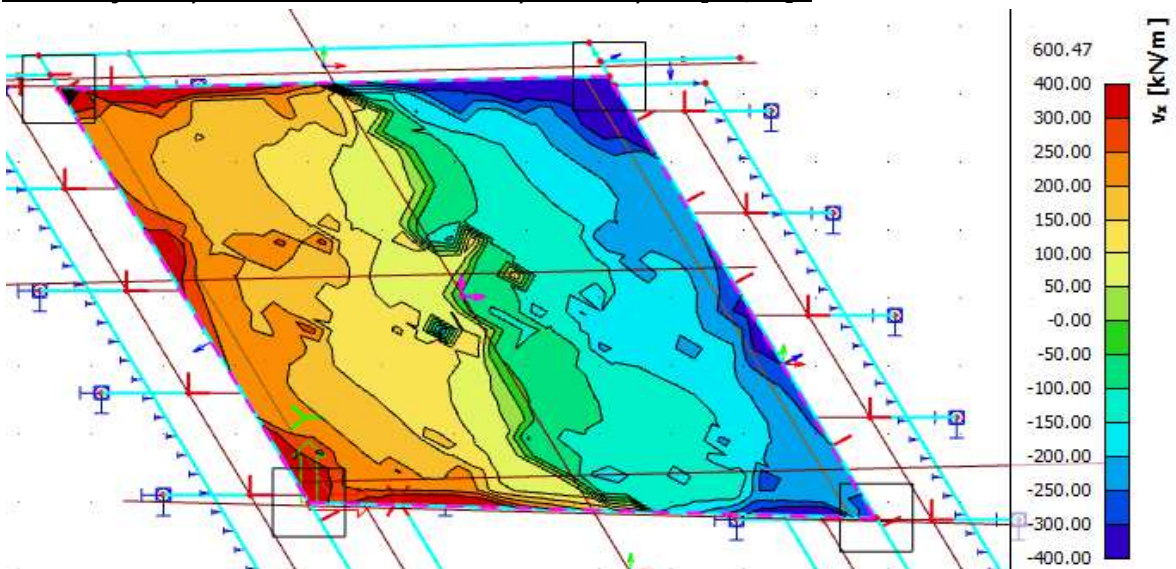
Statický výpočet

Stupeň
DUSP, PDPS

Dimenzační normálové síly v MSÚ v podélném směru mostu n_{xD} [kN/m]:

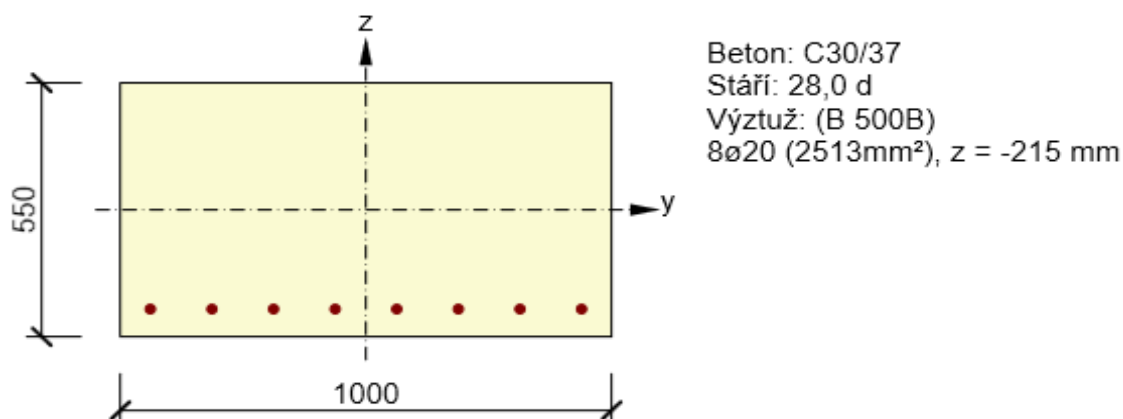


Posouvající síly v MSÚ - maximální smykové síly v_x [kN/m]:



Návrh výztuže a posouzení pro rámovou příčel v poli:

Je uvažováno pro nejvíce namáhané místo. Pro jiná místa je možné návrh výztuže redukovat (v RDS). Posouzení v software IDEA StatiCa RCS.

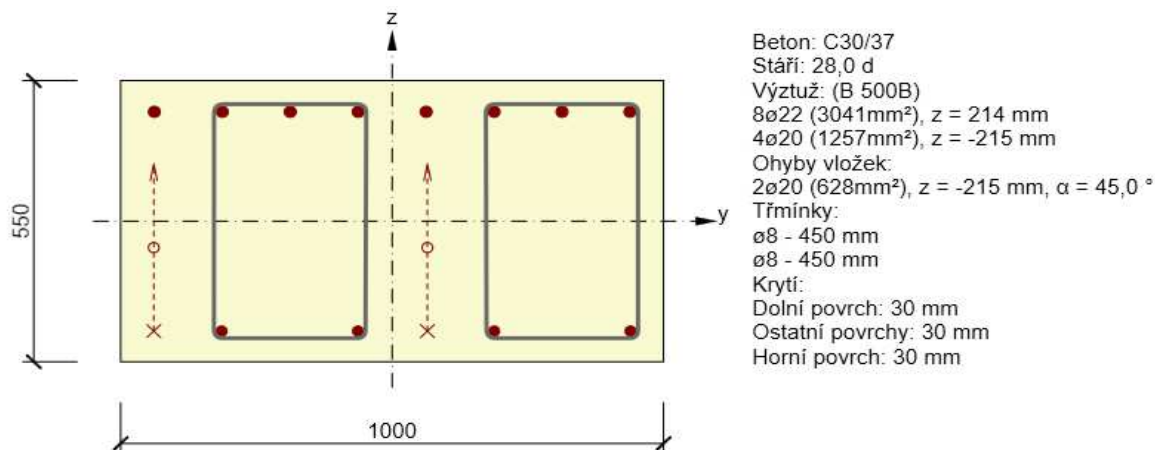


Kombinace pro max mxD-:

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	108,0	442,5	0,0			90,2	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	108,0	442,5	0,0			90,2	OK
Smyk	108,0			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	108,0	442,5	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	78,0	324,6	0,0			77,9	OK
Šířka trhliny	25,0	53,6	0,0			24,1	OK

Návrh výztuže a posouzení pro rámovou příčel ve vetknutí:



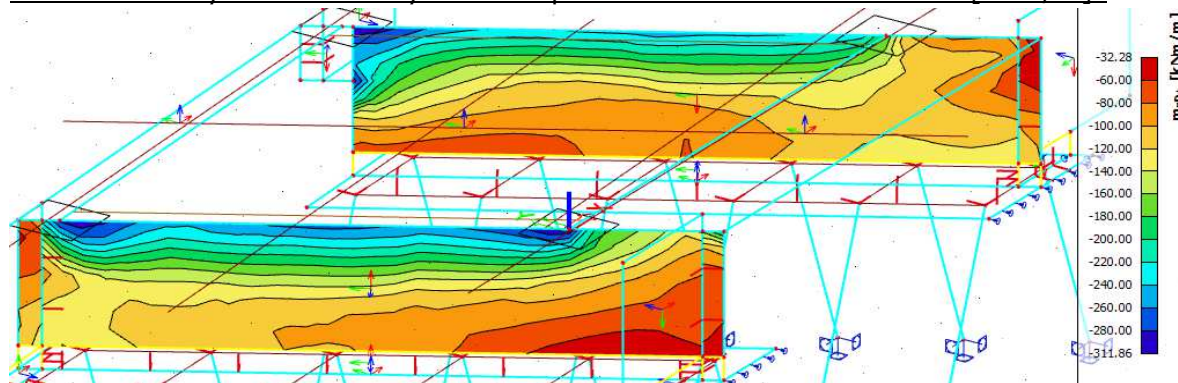
Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	1194,0	-275,0	0,0	400,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1194,0	-275,0	0,0			85,5	OK
Smyk	1194,0			400,0	0,0	55,4	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	1194,0	-275,0	0,0	400,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	809,0	-211,0	0,0			73,2	OK
Šířka trhliny	431,0	-135,0	0,0			78,3	OK

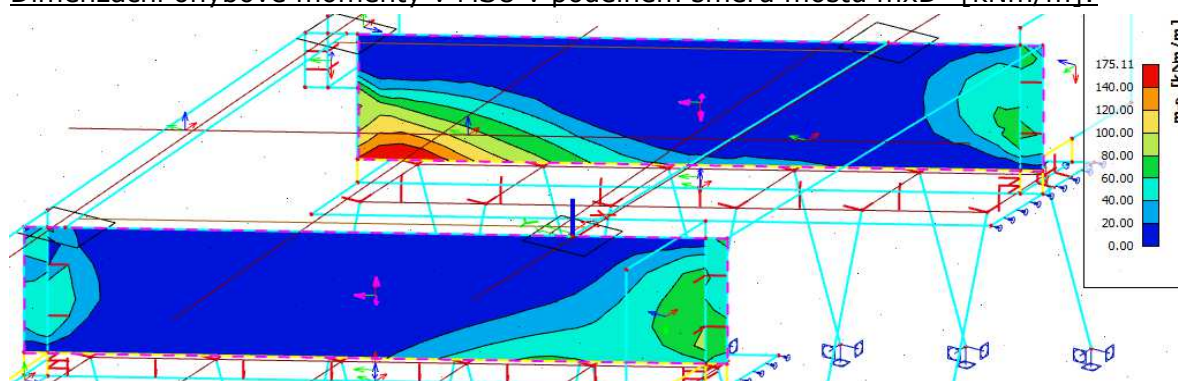
3.6.2. Rámové stojky

Rámové stojky byla modelována jako desky. Extrémní hodnoty vnitřních sil v krajích rámových stojek budou ignorovány s ohledem na vetknutí zavěšených křídel mostu v krajích stojek.

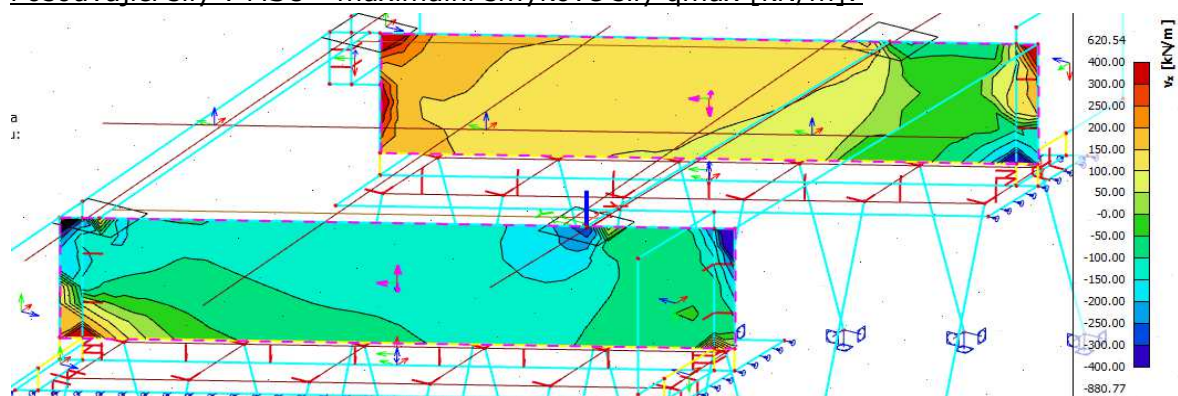
Dimenzační ohybové momenty v MSÚ v podélném směru mostu m_{xD+} [kNm/m]:



Dimenzační ohybové momenty v MSÚ v podélném směru mostu m_{xD-} [kNm/m]:

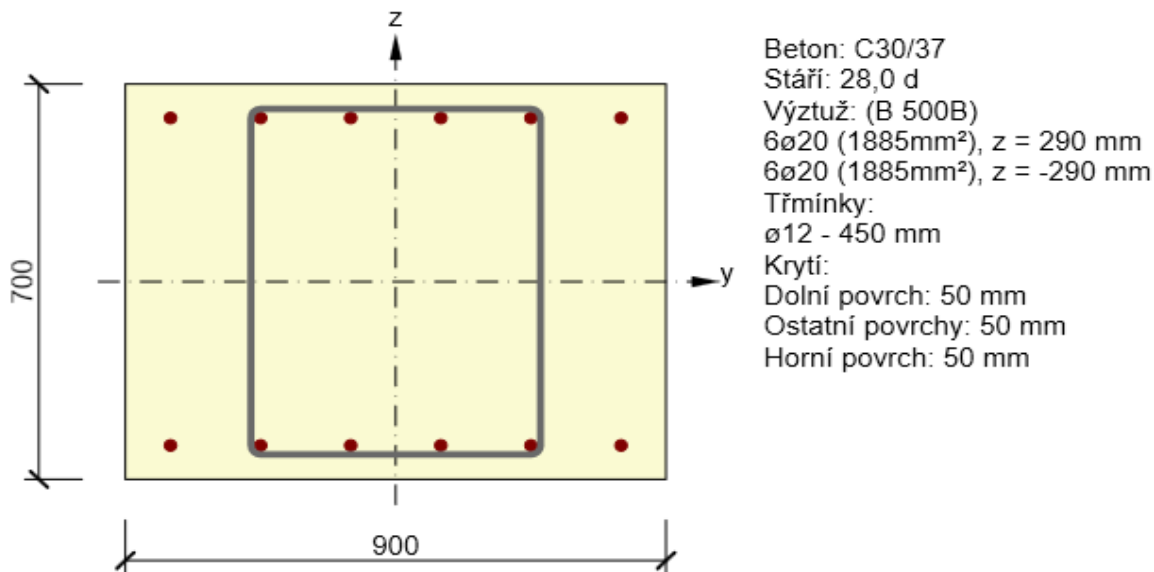


Posouvající síly v MSÚ - maximální smykové síly q_{max} [kN/m]:



Návrh výztuže a posouzení pro rámovou stojku:

Jsou uvažovány vnitřní síly pro nejvíce namáhaná místa. Pro jiná místa je možné návrh výztuže redukovat (v RDS). Posouzení v software IDEA StatiCa RCS.



Kombinace pro max mxD+:

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	-312,0	0,0	200,0	0,0	88,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-312,0	0,0			59,2	OK
Smyk	0,0			200,0	0,0	67,5	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	0,0	-312,0	0,0	200,0	0,0	88,7	OK
Omezení napětí	0,0	-248,0	0,0			54,7	OK
Šířka trhliny	0,0	-185,0	0,0			85,9	OK

3.7. Návrh a posouzení mikropilotového založení**3.7.1. Výpočet únosnosti kořene mikropiloty**

$U_{mv} = U_{ms} + U_{mp}$ celková únosnost mikropiloty

U_{ms} - únosnost na plášti kořene mikropiloty

U_{mp} - únosnost na patě tlačené mikropiloty v případě vetknutí či opření (pouze R1-R3)

$$U_{mp} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot q_{br}$$

$$U_{ms} = \pi \cdot d \cdot \sum l_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$$

Únosnost na plášti kořene mikropiloty:

Délka kořene mikropiloty		Plášť tření		Součinitel zatížení postup 2 dle EC7	
				tlak	tah
l_{ti} [m]	0	τ_k [Mpa]	0,000	1,1	1,15
l_{ti} [m]	2,5	τ_k [Mpa]	0,300	1,1	1,15
l_{ti} [m]	1,5	τ_k [Mpa]	0,700	1,1	1,15

Celková délka kořene mikropiloty $l_{ti} = 4$ m

Průměr mikropiloty $d = 0,15$ m

Únosnost na patě tlačené mikropiloty:

Únosnost na patě pro skalní horniny R1-R3 (jinak 0):

$q_{br} = 2,2$ MPa

Celková únosnost mikropiloty - charakteristická hodnota

celková únosnost v tlaku

celková únosnost v tahu

$U_{mv} = 810,68$ kN

$U_{mv} = 737,57$ kN

3.7.2. Výpočet únosnosti dříku mikropiloty**Charakteristická pevnost**

Ocel $f_y = 355$ MPa

Injektážní směs $R_{bn} = 27$ MPa

Návrhová pevnost:

Ocel $R_{sd} = 355$ MPa

Injektážní směs $R_{bd} = 18$ MPa

Geometrie

Délka celkem $L_c = 7$ m

Délka dříku+pul kořene $L = 5$ m

Délka kořene $L_k = 4$ m

REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 343-015 KAMENIČKY, PD

SO 201 - Most ev.č. 343-015

Statický výpočet

Stupeň
DUSP, PDPS

Ocel S 355

Směs podle TKP 29

Modul pružnosti

Ocel	E_s	210000
Injektážní směs	E_b	31000
Poměr modulů	n	0,148

Výpočet únosnosti mikropiloty

trubka mikropiloty

průměr	d	89 mm
tloušťka stěny	t	10 mm

Plocha průřezu

Ocelové trubky	A_o	0,002482 m ²
Betonové výplně	A_b	0,003739 m ²

Redukce plochy výztužné trubky vlivem koroze

Koeficient	F_{ut}	1,0
Součinitel vlivu koroze	r_e	1,2 mm
Redukovaná plocha ocelové trubky	A_a	0,002151 m ²

Ideální průřez

Plocha průřezu	A	0,002703 m ²
Moment setrvačnosti	I	1,812E-06 m ⁴
Poloměr setrvačnosti	i	0,025895 m
Modul pružnosti	E	210000 MPa
modul reakce prostředí	E_p	10,000 MN/m ³

Moment setrvačnosti

Ocelové trubky	I_o	1,648E-06 m ⁴
Betonové výplně	I_b	1,113E-06 m ⁴

Uložení piloty avě a vetknutí v patě

Počet půlvln	n	3,01
--------------	-----	------

Kritická síla	N_{krit}	11,375 MN
---------------	------------	-----------

Vzpěrná délka	l_{vzp}	0,575 m
---------------	-----------	---------

Únosnost při vzpěrném tlaku

štíhlost prvku	λ	22,192		
	λ_1	76,399	α_1	0,49
	λ^-	0,290		
	Φ	0,564		
	χ	0,954		

	N_c	792,6 kN	$\chi \times (A_o \times R_{sd} + A_b \times R_{bd})$
Únosnost v prostém tahu	N_t	763,6 kN	$A_o \times R_{sd}$

3.7.3. Výsledná únosnost mikropiloty

Celková únosnost mikropiloty v tahu - návrhová hodnota

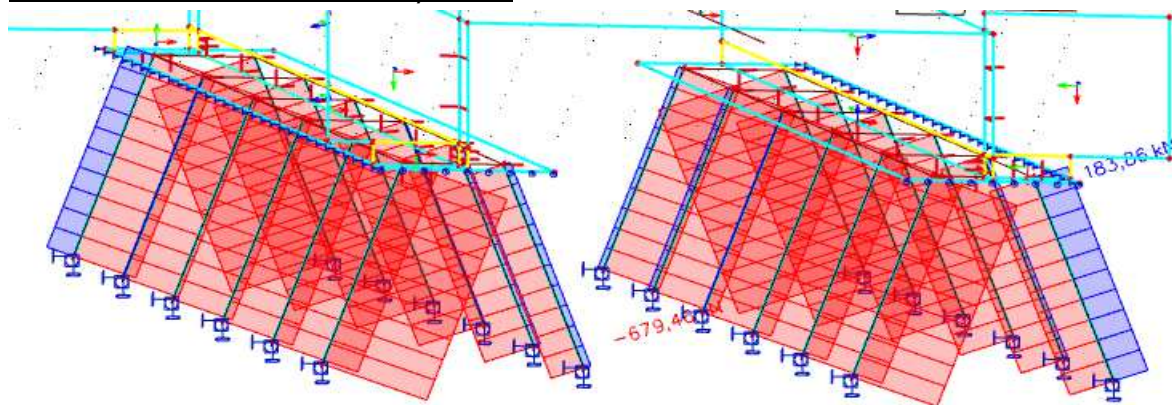
$$U_{mv} = 737,57 \text{ kN}$$

Celková únosnost mikropiloty v tlaku - návrhová hodnota

$$U_{mv} = 792,64 \text{ kN}$$

3.7.4. Posouzení mikropilot

Kombinace MSÚ normálové síly v kN:



Nejvíce tažená mikropilota:

$U_{mv} =$	737,6 kN	$>$	$F_{Ed} =$	183,9 kN
VYHOVUJE				

Nejvíce tlačaná mikropilota:

$U_{mv} =$	792,6 kN	$>$	$F_{Ed} =$	679,5 kN
VYHOVUJE				

4. ZÁVĚR

Rozsah statického výpočtu je odpovídající stupni projektové dokumentace DUSP a PDPS. Statický výpočet byl proveden dle platných norem soustavy ČSN EN a principů stavební mechaniky.

Součástí výpočtu je prostorový 3D model z plošných prvků.

Statickým výpočtem byla navržena výztuž rámové konstrukce a posouzen podélný směr celé rámové konstrukce jak v prvním, tak v druhém mezním stavu. V rozhodujících řezech bylo prokázáno, že lze dané prvky vyztužit standardní betonářskou výztuží. Bylo navrženo a posouzeno hlubinné založení mostu na mikropilotách. S ohledem na rozsah provedených výpočtů se nepředpokládají další změny dimenzí konstrukce mostu.

V dalším stupni projektové dokumentace RDS bude nutné na prostorovém modelu nosné konstrukce vyšetřit detailněji zbylé části nosné konstrukce, zejména pak v příčném směru mostu. Bude nutné navrhnout vyztužení zavěšených křídel. Tyto parciální návrhy jsou předmětem RDS, musí být provedeny až po výběru dodavatele stavby s ohledem na jeho možnosti, skutečný postup výstavby a na požadavky zhotovitele.

Ve Vysokém Mýtě, leden 2020

Kontroloval:
Ing. Jan Bursa



MDS PROJEKT s.r.o.
Försterova č.p. 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938

02

Vypracoval:
Ing. František Černík



MDS PROJEKT s.r.o.
Försterova č.p. 175
566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938
DIČ: CZ 274 87 938

01