

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Most přes sportovní kanál v Račicích

Bakalářská práce

A. Statický výpočet

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Martin Kucián

Praha 2016

Obsah

1.	Úvod	2	
	1.1.	Průvodní zpráva	
	1.2.	Použitá literatura	
	1.3.	Použitý software	
2.	Konstrukce	3	
	2.1.	Popis konstrukce	
	2.2.	Schéma konstrukce	
3.	Zatížení a vnitřní síly	4	
	3.1.	Zatížení na celý most	4
	3.2.	Zatížení na jeden nosník	5
	3.3.	Zatížení spodní stavby	8
	3.4.	Vnitřní síly	8
	3.5.	Kombinace zatížení pro MSÚ	11
	3.6.	Přehled vnitřních sil a reakcí	12
4.	Posouzení nosné konstrukce	13	
	4.1.	Posouzení MSÚ	13
	4.2.	Posouzení MSP	17
	4.3.	Návrh spřažení	23
	4.4.	Návrh a posouzení konstrukčních detailů	25
	4.5.	Posouzení na únavu	26
	4.6.	Posouzení ŽB desky mostovky	30
	4.7.	Návrh mostního závěru	34
	4.8.	Návrh ložiska	35
	4.9.	Posouzení montážního ztužení	37
5.	Posouzení spodní stavby	39	
	5.1.	Úložný práh	39
	5.2.	Posouzení opěry	40
	5.3.	Posouzení pilot	50
6.	Závěr	55	
7.	Seznam obrázků a tabulek	56	

1. Úvod

1.1. Průvodní zpráva

Předmětem statického výpočtu je posouzení nosné konstrukce a spodní stavby mostu přes sportovní kanál v Račicích. Výpočet je proveden dle platných norem a předpisů.

1.2. Použitá literatura

- [1] ČSN EN 1990, Změna A1 Zásady navrhování konstrukcí, Změna A1. Příloha A2: Použití pro mosty
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- [4] EN 1991-1-5-Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
- [5] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [6] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn
- [8] ČSN EN 1993-2 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [9] ČSN EN 1993-1-9 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava
- [10] ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1994-2 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [12] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [13] ČÁMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.
- [14] DOLEJŠ, Jakub a Pavel RYJÁČEK. *Ocelové mosty: cvičení. 3., přeprac. vyd.* Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05222-8.

1.3. Použitý software

MICROSOFT OFFICE EXCEL 2010 - tabulkový editor, Microsoft.
Geo 5, verze 5.4.18.3, FINE s.r.o.
Scia Engineer 15.1.106

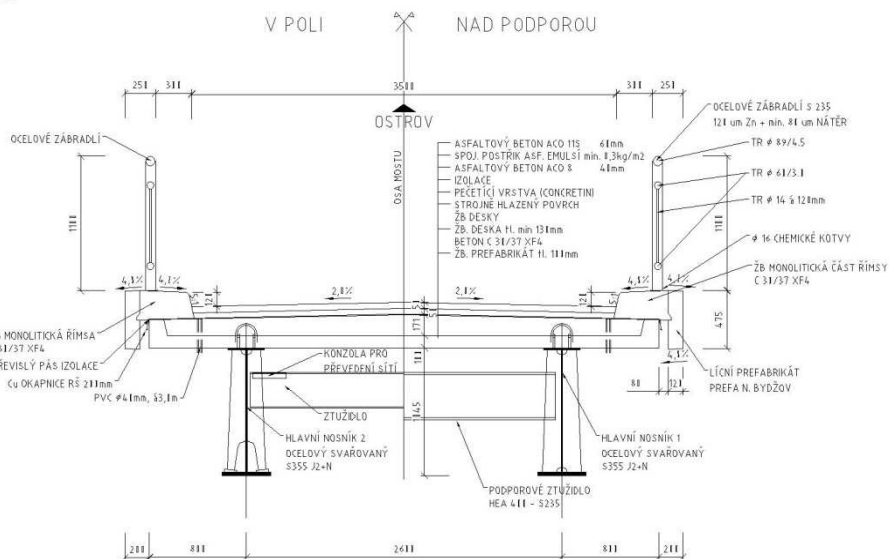
2. Konstrukce

2.1. Popis konstrukce

Mostní konstrukce je navržena jako sprážená ocelo-betonová konstrukce. Dvojice plnostěnných svařovaných nosníků je sprážená s částečně prefabrikovanou ŽB deskou mostovky. Teoretické rozpětí mostu je 28,0m.

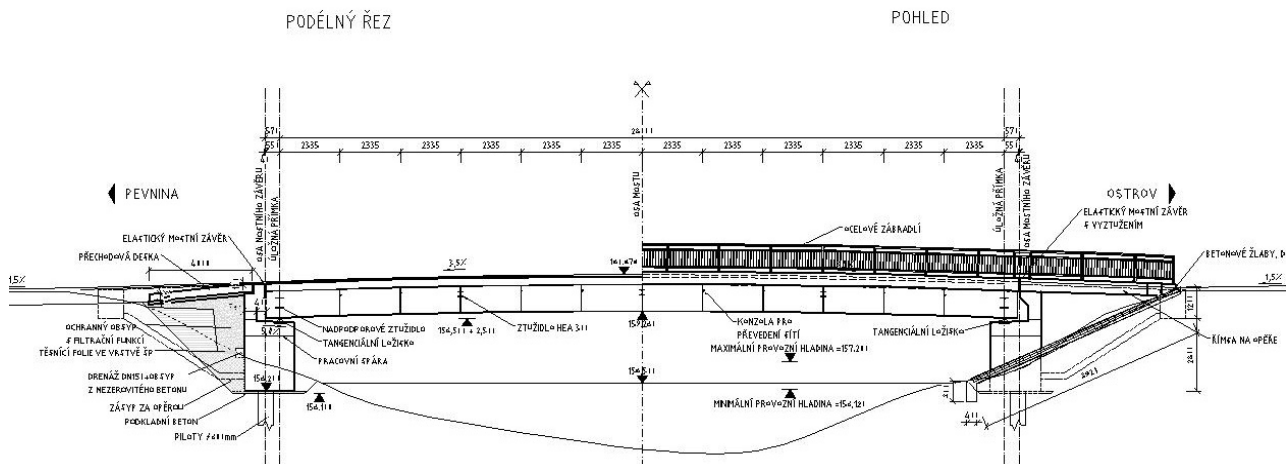
2.2. Schéma konstrukce

PŘÍČNÝ ŘEZ
M 1:25



Obr. 2-1: Příčný řez

PODÉLNÝ ŘEZ
M 1:100



Obr. 2-2: Podélný řez

3. Zatížení a vnitřní síly

3.1. Zatížení na celý most

Stálé

Charakteristické hodnoty

			$g'_{1,k}$ [kN/m]
montážní:	ŽB prefabrikát	$\gamma * A = 25 * 0,11 * 4,1$	11,275
	ŽB deska	$\gamma * A = 25 * 0,15 * 4,1$	15,375
	ocelové nosníky	$\gamma * A = 78,5 * 2 * 0,0265$	4,1605
			Σ 15,4355

			$g'_{2,k}$ [kN/m]
ostatní	asfaltový beton	$0,05 * 22 * \text{šířka} = 0,05 * 22 * 3,5$	3,85
stálé:	asfaltový beton - ochr. izolace	$0,05 * 25 * \text{šířka} = 0,04 * 25 * 3,5$	4,375
	izolace	$0,005 * 15 * \text{šířka} = 0,005 * 15 * 3,5$	0,2625
	2x římsa	$A * 25 = (2 * 0,167) * 25$	8,35
	vybavení		3
			Σ 19,8375

Nahodilé - Zatížení větrem

Kategorie terénu : I

Základní rychlost větru: $v_{b,0} = 25$ m/s

Referenční výška $z_e = 8$ m

Měrná hmotnost vzduchu: $\rho = 1,25$ kg/m³

Charakteristický maximální dynamický tlak:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 25^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

Celkový tlak větru:

$$W_{net} = q_b * C$$

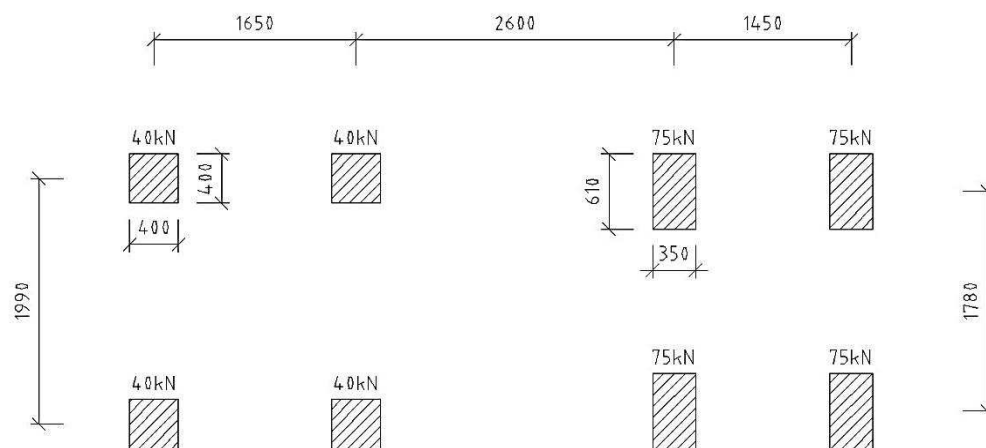
$$\text{Součinitel zatížení větre } C = 6,1 \quad (\text{dle ČSN EN 1991-1-4} \\ \text{pro } b/d_{tot} = 0,98 \\ z_e = 8,0 \text{ m})$$

$$\underline{W_{net}} = 390,625 * 6,1 = 2382,81 \text{ N/m}^2 \\ = \underline{2,38} \text{ kN/m}^2$$

Nahodilé - doprava

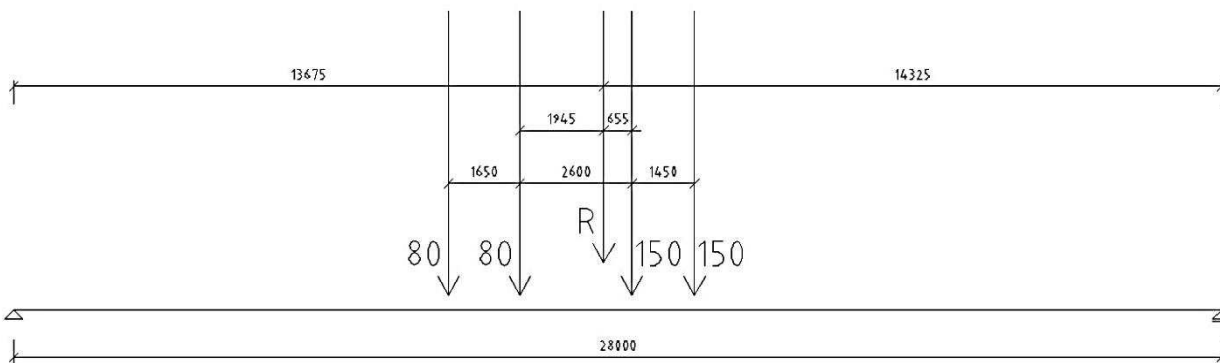
Model zatížení - Tatra T 815-270S8T

SCHÉMA ZATÍŽENÍ
TATRA T815-270S8T



Obr. 3-1: Schéma zatížení - Tatra T815

SCHÉMA ZATÍŽENÍ - V PODÉLNÉM SMĚRU
TATRA T815-270S8T



Obr. 3-2: Schéma zatížení - Tatra T815 v podélném směru

3.2. Zatížení na jeden nosník

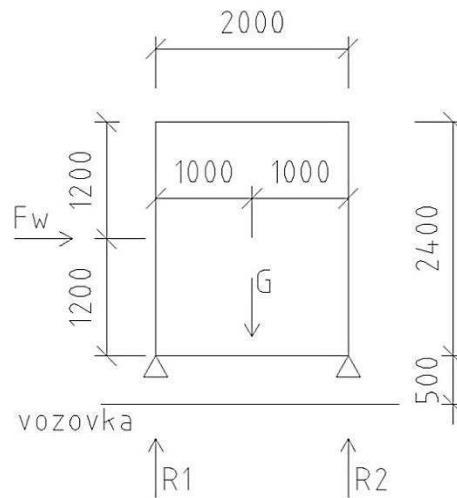
Stálé

$$\begin{aligned}
 \text{montážní: } g_{1,k} &= g'_{1,k}/n = \underline{7,718 \text{ kN/m}} \\
 \text{ostatní: } g_{2,k} &= g'_{2,k}/n = \underline{9,919 \text{ kN/m}}
 \end{aligned}$$

Nahodilé - Tatra 815

Nápravové síly při současném působení tlaku větru na vozidlo

SCHÉMA ZATÍŽENÍ
NÁPRAVOVÉ SÍLY PŘI PŮSOBNÍ VĚTRU:



Obr. 3-3: Schéma zatížení - Nápravové síly při působení větru

Síla od větru - na celé vozidlo

$$A_t = 28 \text{ m}^2 \text{ ...plocha vozidla}$$

$$F = A_t * W_{net} = 28 * 2,38 = 66,64 \text{ kN síla na celé vozidlo}$$

Síla od větru - na jednu nápravu

$$F_w = F/4 = 66,64/4 = 16,7 \text{ kN}$$

Více zatížená nápravová síla při působení větru:

přítížení:

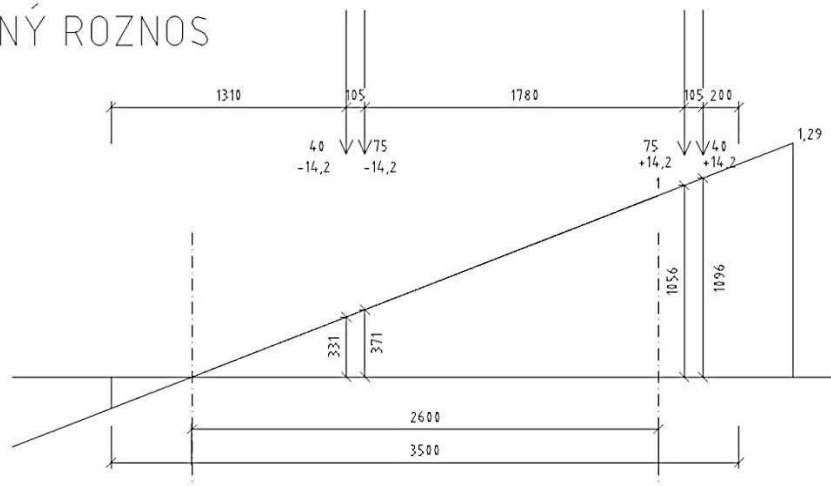
$$P_{w1} = + \frac{16,7 * (1,2 + 0,5)}{2} = + 14,20 \text{ kN}$$

Méně zatížená nápravová síla při působení větru:

odlehčení:

$$P_{w2} = - \frac{16,7 * (1,2 + 0,5)}{2} = - 14,20 \text{ kN}$$

SCHÉMA ZATÍŽENÍ
PŘÍČNÝ ROZNOŠ



Obr. 3-4: Schéma zatížení - Příčný roznoš

Dynamický součinitel zatížení:

$$\rho = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*L} + \frac{0,6}{1+4*(g/p)} = 1,19$$

Nápravové síly na více zatížený nosník - vlastní tíha vozidla

Nápravové síly - přední náprava

$$\begin{aligned} Q_{k,1} &= (40*(0,331)+40*(1,096))*1,19 \\ &= 67,9252 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nápravové síly - zadní náprava

$$\begin{aligned} Q_{k,2} &= (75*(0,371)+75*(1,056))*1,19 = \\ &= 127,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

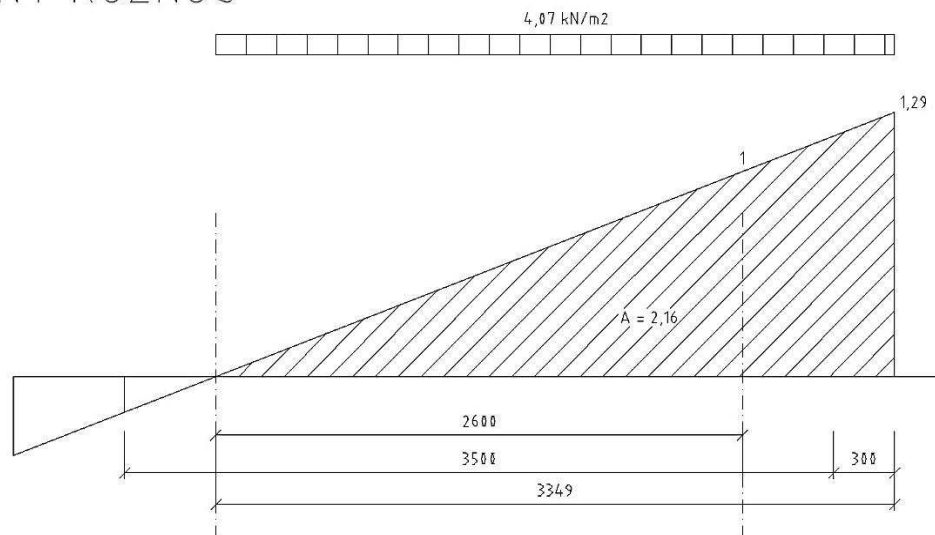
Nápravové síly na více zatížený nosník - působení tlaku větru na vozidlo

Nápravové síly - přední náprava

$$\begin{aligned} Q_{k,1w} &= (-14,2*(0,331)+14,2*(1,096)) \\ &= 10,863 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nápravové síly - zadní náprava

$$\begin{aligned} Q_{k,2w} &= (-14,2*(0,371)+14,2*(1,056)) = \\ &= 9,727 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nahodilé - Model zatížení LM4SCHÉMA ZATÍŽENÍ LM4
PŘÍČNÝ ROZNOŠ

Obr. 3-5: Schéma zatížení - LM4 příčný roznoš

redukce zatížení pro L=28m:

$$\begin{aligned} q_{4,k} &= q_{sk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} = 4,07 \text{ kN/m}^2 \\ &= 4,07 * 2,16 = 8,7912 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3.3. Zatížení spodní stavby

Přítížení od nápravového zatížení (zjednodušení):

$$\sigma_{x,g} = 460 / (8,5 * 2) = 27,1 \text{ kN/m}^2$$

(pro zjednodušení přepočteno na plochu celého vozidla, nejsou tedy uvažovány doporučené plochy pro jednu nápravu 2*1m. V posouzení spodní stavby je proto uvažováno přítížení 35 kN/m²)

3.4 Vnitřní síly

Moment

montážní

$$M_{g1,k} = 1/8 * g_1 * L^2 = 1/8 * 7,72 * 28^2 = 756,364 \text{ kNm}$$

ostatní stálé

$$M_{g2,k} = 1/8 * g_2 * L^2 = 1/8 * 9,92 * 28^2 = 972,16 \text{ kNm}$$

doprava

zatížení Tatra T815 - vlastní tíha vozidla

reakce v pravé podpoře při postavení pro max. moment

$$V_{p,Q} = \frac{67,925 * (10,08 + 11,73) + 127,36 * (14,33 + 15,78)}{28} = 189,866 \text{ kN}$$

příslušný ohybový moment ve vzdálenosti 13,68m od pravé podpory:

$$M_{p,Q} = (189,866 * 13,68) - (127,36 * 1,45) = 2412,69 \text{ kNm}$$

vítr - působení tlaku větru na vozidlo

reakce v pravé podpoře při postavení pro max. moment

$$V_{p,w} = \frac{10,86 * (10,08 + 11,73) + 9,727 * (14,33 + 15,78)}{28} = 18,9192 \text{ kN}$$

příslušný ohybový moment ve vzdálenosti 13,68m od pravé podpory:

$$M_{p,w} = (18,92 * 13,68) - (9,727 * 1,45) = 244,721 \text{ kNm}$$

LM4

$$M_{q4} = 1/8 * q_{4,k} * L^2 = 861,538 \text{ kNm}$$

Posouvající síla - při postavení pro max. moment

reakce v levé podpoře - od char. zatížení Tatra T815:

$$V_{l,Q} = (67,925 * 2 + 127,36 * 2) - 189,866 = 200,704 \text{ kN}$$

reakce v levé podpoře - působení větru na vozidlo:

$$V_{l,w} = (10,863 * 2 + 9,727 * 2) - 18,92 = 22,26 \text{ kN}$$

reakce v levé podpoře od char. montážního zatížení:

$$V_{g1,k} = (f * L) / 2 = 7,718 * 28 * 0,5 = 108,049 \text{ kN}$$

reakce v levé podpoře od char. Ostatního stálého zatížení:

$$V_{g1,k} = (f * L) / 2 = 9,919 * 28 * 0,5 = 138,863 \text{ kN}$$

Celková reakce v levé podpoře od char. Zatížení:

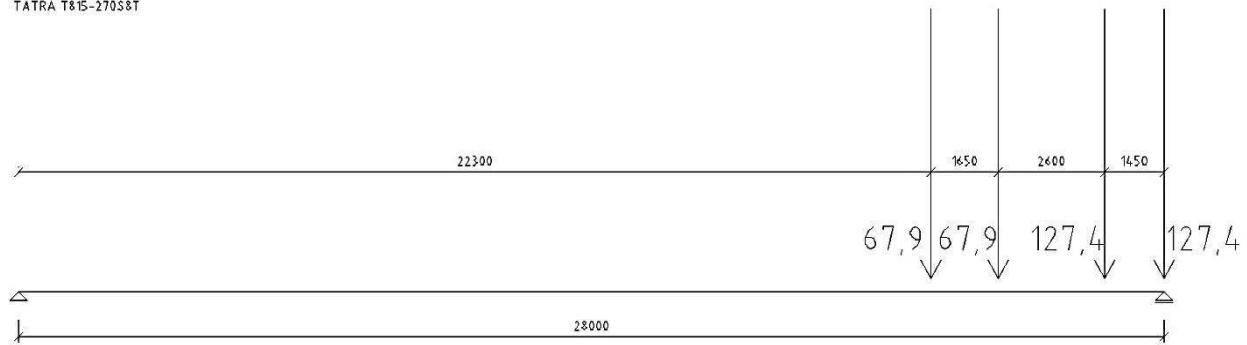
$$R_l = 200,704 + 22,26 + 108,049 + 138,863 = 447,615 \text{ kN}$$

Posouvající síla na nosníku od char. zatížení (v místě levé podpory):

$$V_{k,max} = 447,615 \text{ kN}$$

Posouvající síla - při postavení pro max. posouvající sílu

SCHÉMA ZATÍŽENÍ - V PODÉLNÉM SMĚRU,
MAXIMÁLNÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLA
TATRA T815-270S&T



Obr. 3-6: Schéma zatížení - Tatra T815 postavení pro max posouvající sílu

reakce v pravé podpoře při postavení pro max. moment od vozidla

$$V_{p,Q} = \frac{67,925 \cdot (22,3 + 23,95) + 127,36 \cdot (28,0 + 26,55)}{28} = 360,322 \text{ kN}$$

reakce v levé podpoře - od char. zatížení Tatra T815:

$$V_{l,Q} = (67,925 \cdot 2 + 127,36 \cdot 2) - 360,322 = 30,248 \text{ kN}$$

reakce v pravé podpoře při postavení pro max. moment

$$V_{p,w} = \frac{10,86 \cdot (22,3 + 23,95) + 9,727 \cdot (28,0 + 26,55)}{28} = 36,8887 \text{ kN}$$

reakce v levé podpoře - působení větru na vozidlo:

$$V_{l,w} = (10,863 \cdot 2 + 9,727 \cdot 2) - 36,89 = 4,29 \text{ kN}$$

reakce v pravé podpoře od char. montážního zatížení:

$$V_{g1,k} = (f \cdot L) / 2 = 7,718 \cdot 28 \cdot 0,5 = 108,049 \text{ kN}$$

reakce v pravé podpoře od char. Ostatního stálého zatížení:

$$V_{g1,k} = (f \cdot L) / 2 = 9,919 \cdot 28 \cdot 0,5 = 138,863 \text{ kN}$$

Celková reakce v pravé podpoře od char. Zatížení:

$$R_l = 360,322 + 36,8887 + 108,049 + 138,863 = 644,122 \text{ kN}$$

Maximální posouvající síla na nosníku od char zatížení:

$$V_{k,max} = 644,122 \text{ kN}$$

Vodorovné síly - podélné síly

- od účinků tření v ložisku

$$Q_{tř,d} = 1,35 \cdot (108,049 + 138,863) \cdot 0,05 = 16,67 \text{ kN}$$

(reakce uvažována pouze od stálého zatížení)

- brzdná síla

$$Q_{q,k} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) = 0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 150) = 180 \text{ kN}$$

- rozjezdová síla

uvažována stejná velikost jako pro brzdou sílu, pouze s opačným směrem

- návrhová síla od vozidla na jeden nosník
(za předpokladu, že síla působí v ose vozovky a je rovnoměrně rozložena po zatěžovací délce)

$$Q_{1q,d} = (1,35 \cdot 180) / 2 = 121,5 \text{ kN}$$

- podélné síly od větru

účinky podélných sil od větru jsou v tomto případě zanedbatelné

- celková návrhová vodorovná síla na jedno ložisko

$$Q_{1,d} = 16,67 + 121,5 = 138,17 \text{ kN}$$

Vodorovné síly - příčné síly

- šikmá brzdící síla

(uvažováno 25% podélné brzdící síly, veškeré zatížení od šikmého brždění převezme pouze pevné ložisko)

$$Q_{qp,k} = 0,25 \cdot 180 = 45 \text{ kN}$$

$$Q_{qp,d} = 1,35 \cdot 45 = 60,75 \text{ kN}$$

- odstředivé síly

nejsou na této konstrukci uvažovány, most je v přímé

- příčné síly od větru

$$\text{Celkový tlak větru: } W_{\text{net}} = 2,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zatěžovací výška pro samotnou konstrukci mostu } h_m = 1,51 \text{ m}$$

$$\text{Zatěžovací výška pro prodyšné zábradlí: } h_z = 0,6 \text{ m}$$

Celková zatěžovací výška pro most bez dopravy:

$$d_g = 1,51 + 0,6 = 2,11 \text{ m}$$

Celková zatěžovací výška pro most s dopravou (zat. Vozidlo $h = 3,3\text{m}$):

$$d_q = 1,51 + 3,3 = 4,81 \text{ m}$$

Spojité zatížení větrem po délce mostu s dopravou:

$$f_{wp} = W_{\text{net}} \cdot d_q = 2,38 \cdot 4,81 = 11,4613 \text{ kN/m}$$

Příčná síla na pevné ložisko na jedné opěře od větru:

$$Q_{wp,1d} = 1,5 \cdot f_{wp} \cdot L/2 = 1,5 \cdot 11,4613 \cdot 14 = 240,688 \text{ kN}$$

Celková návrhová příčná síla na jedno ložisko:

$$Q_{p,d} = \psi_0 \cdot Q_{wp,1d} + Q_{qp,kd} = 0,6 \cdot 240,688 + 60,75 = 205,163 \text{ kN}$$

(kombinační součinitel pro zatížení větrem $\psi_0 = 0,6$)

3.5. Kombinace zatížení pro MSÚ

Součinitele spolehlivosti zatížení

dle ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,

Zatížení	Značka	Situace	
		T / D	M
Stálé zatížení			
působící nepříznivě	g_{Gsup}	1,35	1,00
působící příznivě	g_{Ginf}	1,00	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	g_{Gset}	1,20	1,00
Předpětí	g_P	1,00	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci	g_Q		
nepříznivě		1,35	1,00
příznivě		0,00	0,00
Ostatní proměnná zatížení	g_Q		
nepříznivá		1,50	1,00
příznivá		0,00	0,00
Mimořádné zatížení	g_A		1,00

tab. 3.1. - Součinitele spolehlivosti zatížení

Součinitele kombinace ψ pro silniční mosty

dle ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,

Zatížení	Značka	y_0	y_1	y_2	$y_{1,infq.}$
Zatížení dopravou	gr1a TS	0,75	0,75	0,00	0,80
	(LM1) UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
	zat.chodci+cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)	0,00	0,75	0,00	0,80
	gr2 (vodorovné síly)	0,00	0,00	0,00	1,00
	gr3 (zatížení chodci)	0,00	0,40	0,00	0,80
Zatížení větrem	gr4 (LM4 - zatížení davem)	0,00	-	0,00	0,80
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)	0,00	-	0,00	1,00
	F_{wk} : trvalé návrhové situace provádění	0,60	0,20	0,00	0,60
	F_w^*	1,00	-	-	-
Zatížení teplotou	T_k	0,60	0,60	0,50	0,80
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,80	-	-	1,00
Staveništní zat.	Q_c	1,00	-	1,00	1,00

tab. 3.2. - Součinitele kombinace ψ pro silniční mosty

a) Kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace - základní kombinace:

$$Sg_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10})$$

Nebo alternativně pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$Sg_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}V_{0,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$Sx_j g_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

Kombinace pro maximální moment:

Výraz 6.10a

$$Sg_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}V_{0,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} = 1,35*(756,36+972,16) + 1,35*0,75*2412,69 + 1,5*0,2*244,7 = 4849,77 \text{ kNm}$$

Výraz 6.10b

$$Sx_j g_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} = 1,35*0,85*(756,36+972,16) + 1,35*2412,69 + 1,5*0,6*244,7 = 5460,86 \text{ kNm}$$

>> rozhoduje výraz 6.10b

Návrhový moment působící na nosník 1:

$$M_{1,Ed} = 5460,86 \text{ kNm}$$

Kombinace pro maximální posouvající sílu:

Výraz 6.10a

$$Sg_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}V_{0,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} = 1,35*(108,05+138,86) + 1,35*0,75*360,32 + 1,5*0,2*36,89 = 709,22 \text{ kN}$$

Výraz 6.10b

$$Sx_j g_{G,j}G_{k,j} "+" g_{pP} "+" g_{Q,1}Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i}V_{0,i}Q_{k,i} = 1,35*0,85*(108,05+138,86) + 1,35*360,32 + 1,5*0,6*36,89 = 802,962 \text{ kN}$$

>> rozhoduje výraz 6.10b

Návrhová posouvající síla na nosník 1:

$$V_{1,Ed} = 802,962 \text{ kN}$$

3.6. Přehled vnitřních sil a reakcí

Návrhové hodnoty vnitřních sil:

Návrhový ohybový moment na hlavní nosník:

$$M_{1,Ed} = 5460,86 \text{ kNm}$$

Návrhová posouvající síla na hlavní nosník:

$$V_{1,Ed} = 802,96 \text{ kN}$$

Návrhová příčná síla na jedno ložisko:

$$Q_{p,d} = 205,16 \text{ kN}$$

Návrhová podélná síla na jedno ložisko:

$$Q_{1,d} = 138,17 \text{ kN}$$

Návrhové hodnoty reakcí:

Maximální návrhová hodnota reakce:

$$R_{d,max} = 802,962 \text{ kN}$$

4. Posouzení nosné konstrukce

4.1. Posouzení MSÚ

Posouzení ohybové únosnosti - spřažený průřez

Návrhové pevnosti dle [13]

beton C30/37:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,5 = 20$	Mpa
ocel S355:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_y = 355/1,0 = 355$	Mpa
ocel S235:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_y = 235/1,0 = 235$	Mpa

Ocelový svařovaný průřez:

geometrie průřezu:

	šířka - b	výška - h	plocha - Ai
horní pásnice	300	15	4500
stojina	12	1000	12000
dolní pásnice	400	30	12000

plocha celkem 28500

těžiště ocelového průřezu - vzdálenost od horních vláken:

$$t = \frac{4500 * 7,5 + 12000 * 515 + 12000 * 1030}{4500 + 12000 + 12000} = 651,711 \text{ mm}$$

Betonový průřez - účinná šířka betonové desky u nosníku:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$$b_0 = 200 \text{ mm (odhad vzdálenosti řad trnů)}$$

$$b_e = L/8 = 3500 \text{ mm (pro rozpětí 28m)}$$

$$b_{e,1} = \min(L_{náběh}, b_e)$$

$$L_{náběh} = 600 \text{ mm}$$

$$b_{e,1} = 600 \text{ mm}$$

$$b_{e,2} = \min(L_n/2, b_e)$$

$$L_n/2 = 1150 \text{ mm}$$

$$b_{e,2} = 1150 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 200 + 600 + 1150 = 1950 \text{ mm}$$

výška betonového průřezu:

$$h_b = 230 \text{ mm}$$

plocha bet. Průřezu:

$$A_{eff} = 448500 \text{ mm}^2$$

Poloha neutrální osy průřezu:

neutrální osa prochází horní pásnicí:

$$x = \frac{28500 * 323 - 0,85 * 20 * 448500}{2 * 355 * 300} =$$

$$= 7,42254 \text{ mm} > \text{předpoklad splněn} \rightarrow \text{neutrální osa prochází horní pásnicí}$$

Moment únosnosti spřaženého průřezu:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 0,85 \cdot 20 \cdot 448500 = 7624,5 \text{ kN} \\
 e_c &= 230 : 2 = 115 \text{ mm} \\
 N_{a1} &= 323 \cdot 28500 = 9205,5 \text{ kN} \\
 e_{Na1} &= 651,711 \text{ mm} \\
 N_{a2} &= 2 \cdot 323 \cdot 300 \cdot 7,42254 = 1438,49 \text{ kN} \\
 e_{Na2} &= 7,42254 : 2 = 3,71127 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

vzdálenost neutrální osy od horní hrany desky:

$$z_{pl} = 237,423 < 510 = 0,4 \cdot h \\
 > 191,25 = 0,15 \cdot h$$

>> moment únosnosti se musí redukovat součinitelem β

$$\frac{z_{pl}}{H} = \frac{237,423}{1275} = 0,18621$$

$$\beta = 0,98$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= \beta \cdot (N_c \cdot e_c + N_{a1} \cdot e_{Na1} - N_{a2} \cdot e_{Na2}) = \\
 &= 6733,38 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd} = 6733,38 \text{ kNm} > 5460,86 \text{ kNm} = M_{1,Ed}$$

>> spřažený průřez VYHOVÍ

Únosnost ve smyku

S redukcí vlivem boulení ve smyku dle [7]

Vzdálenost výztuh $a = 2,335 \text{ m}$ $a = 2335 \text{ mm}$ $d = 1000 \text{ mm}$

$$\frac{a}{d} = \frac{2335}{1000} = 2,335$$

Součinitel kritického napětí ve smyku pro poměr $a/d > 1$ a stěny bez podélných výztuh:

$$k_T = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} = 5,34 + \frac{4}{(2,335)^2} = 6,07$$

Štíhlost stojiny:

$$\lambda_w = \frac{d/t_w}{37,4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_T}} = \frac{1000/12}{37,4 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{6,07}} = 1,12$$

Součinitel příspěvku stojiny χ_w k únosnosti v boulení při smyku:pro nosník s netuhou koncovou výztuhou a $\lambda_w > 1,08$:

$$\chi_w = 0,83 / \lambda_w = 0,83 / 1,12 = 0,74107$$

Únosnost stojiny ve smyku s vlivem boulení (se zanedbáním pásnic):

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot d \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m1}} = \frac{0,741 \cdot 323 \cdot 1000 \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1658,22 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = 1658,22 > 802,962 = V_{1,Ed}$$

>> nosník VYHOVÍ

$$2 \cdot V_{1,Ed} = 1605,92 < 1658,22 = V_{bw,Rd}$$

>> malý smyk, není nutné posuzovat interakci M+V

Posouzení ohybové únosnosti - montážní stav

Pozn. Klopení ocelových nosníků je zabráněno montážním ztužením

Návrhový ohybový moment v montážním stavu - stálé zatížení:

$$M_{g1,d} = 1,35 * 756,364 = 1021,09 \text{ kNm}$$

Staveništní zatížení při betonování dle ČSN EN 1991-1-6:

$$\begin{aligned} 1) \text{ Mimo pracovní plochu: } q_{u0,k} &= 0,75 \text{ kN/m}^2 \\ 2) \text{ Na prac. Ploše 3x3m: } q_{u3,k} &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Návrhový ohybový moment v montážním stavu - staveništní zatížení:

$$\begin{aligned} M_{u,d} &= 1,5 * (0,25 * b * 0,75 * L + 0,125 * 0,75 * b * L^2) = \\ &= 1,5 * ((0,25 * 3 * 0,75 * 28) + (0,125 * 0,75 * 2,05 * 28^2)) = \\ &= 249,638 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Celkový montážní návrhový moment:

$$M_{mont,d} = 1021,09 + 249,638 = 1270,73 \text{ kNm}$$

Průřezové charakteristiky průřezu:

poloha těžiště:

$$e_h = 651,71 \text{ mm} - \text{vzdálenost od horních vláken}$$

$$e_d = 393,29 \text{ mm} - \text{vzdálenost od dolních vláken}$$

moment setrvačnosti ocel. Průřezu:

$$\begin{aligned} I_y &= 1/12 * (300 * 15^3 + 12 * 1000^3 + 400 * 30^3) + \\ &+ 300 * 15 * 654,52^2 + 12 * 1000 * 1472^2 + 400 * 30 * 368^2 = \\ &= 4,810E+09 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Montážní stav - posouzení

Zatřídění stojiny

- napětí v místě styku stojiny a pásnice

$$\sigma'_h = \frac{M_{mont,d}}{I_y} * (e_h - t_1) = \frac{1270,73}{4,8E+09} * 636,711 = -168,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_d = \frac{M_{mont,d}}{I_y} * (e_d - t_2) = \frac{1270,73}{4,8E+09} * 363,29 = 95,975 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma'_d}{\sigma'_h} = \frac{95,975}{-168,21} = -0,5706$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81 \quad \frac{d}{t_w} = \frac{1000}{12} = 83,3333$$

$$\frac{42 * \varepsilon}{0,67 + 0,33 * (\psi)} = \frac{42 * 0,81}{0,67 + 0,33 * (-0,57)} = 70,5956$$

$$\frac{d}{t_w} = 83,3333 > 70,5956$$

>> stojina třídy 4

součinitel kritického napětí

$$k_6 = 7,81 - 6,29 * \psi + 9,78 * \psi^2 = 14,57$$

štíhlost

$$\lambda_p = \frac{b}{t} * \frac{1}{28,4 * \epsilon * \sqrt{(k_6)}} = \frac{1000}{12} * \frac{1}{28,4 * 0,81 * \sqrt{14,57}}$$

$$= 0,95$$

redukční součinitel

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 * (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = \frac{0,95 - 0,055 * (3 - 0,57)}{0,95} = 0,86$$

účinná výška tlačené části stojiny

$$b_{eff} = \rho * b_c = \rho * \frac{b}{1 - \psi} = 0,86 * \frac{1000}{1 + 0,57} =$$

$$= 547,8 \text{ mm}$$

efektivní část přiléhající k horní pásnici

$$b_{e1} = 0,4 * b_{eff} = 0,4 * 547,8 = 219,12 \text{ mm}$$

efektivní část přiléhající k dolní pásnici

$$b_{e2} = 0,6 * b_{eff} = 0,6 * 547,8 = 328,68 \text{ mm}$$

$$b_{e2} + b_t = 393,29 - 30 + 328,68 = 691,97 \text{ mm}$$

výška neefektivní části stojiny

$$1000 - 219,12 - 691,97 = 88,91 \text{ mm}$$

Průřezové charakteristiky efektivního průřezu

plocha:

$$A_{eff} = 28500 - 88,91 * 12 = 27434 \text{ mm}^2$$

poloha těžiště - vzdálenost od horních vláken:

$$e_h = \frac{(300 * 15) * 7,5 + (691,97 * 12) * 669 + (219,12 * 12) * 124,56 + (400 * 30) * 103}{27434} =$$

$$= 666,2 \text{ mm}$$

poloha těžiště - vzdálenost od dolních vláken:

$$e_d = 378,8 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti:

$$I_{y,eff} = \frac{1}{12} * (300 * 15^3 + 12 * 691,97^3 + 12 * 219,12^3 + 400 * 30^3) +$$

$$+ (300 * 15 * 658,7^2) + (12 * 691,97 * 2,8^2) + (12 * 219,12 * 541,64^2) + (400 * 30 * 363,8^2) =$$

$$= 4,7E+09 \text{ mm}^4$$

Napětí v krajních vláknech - efektivní průřez:

$$\sigma_h = \frac{M_{mont,d}}{I_{y,eff}} * e_h = \frac{1270,73}{4,7E+09} * 666 = -181,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{M_{mont,d}}{I_{y,eff}} * e_d = \frac{1270,73}{4,7E+09} * 379,00 = 103,46 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_h| = 181,806 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} = f_{yd}$$

>> nosníky v montážním stavu VYHOVÍ

4.2. Posouzení MSP

Výpočet pracovních součinitelů

	OCEL	KRÁTKODOB. ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	
E_a	210000	210000	210000	210000	MPa
E_c	-	32000	32000	32000	MPa
n_o	-	6,56	6,56	6,56	-
ψ_L	-	0	1,1	0,55	-
A_c	-	448500	448500	448500	mm ²
u	-	3600	3600	3600	mm
h_o	-	249,1666667	249,1666667	249,1666667	mm
t	-	1	36500	36500	den
t_o	-	1	30	1	den
RH	-	70	70	70	%
β_H	-	640,0	640,0	640,0	
β_c	-	0	0,994795028	0,994799117	
Φ_{RH}	-	1,477	1,477	1,477	
$\beta(f_{cm})$	-	2,725	2,725	2,725	
$\beta(t_o)$	-	0,909	0,482	0,909	
ϕ_o	-	3,659	1,940	3,659	
ϕ_t	-	0,000	1,930	3,640	
n_L	-	6,56	20,50	19,70	-

tab. 4.1. - Výpočet pracovních součinitelů

$$n_o = E_a / E_{cm}$$

$$h_o = \frac{2A_c}{u}$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_o + 250 \leq 1\,500$$

$$\beta_c(t - t_o) = \left(\frac{t - t_o}{\beta_H + t - t_o} \right)^{0,3}$$

$$\phi_{RH} = 1 + (1 - RH / 100) / (0,1 \sqrt[3]{h_o})$$

$$\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}}$$

$$\beta(t_o) = 1 / (0,1 + t_o^{0,2})$$

$$\phi_t = \phi_o \beta_c(t - t_o)$$

$$n_L = n_o (1 + \psi_L \phi_t)$$

Výpočet průřezových charakteristik

PRŮŘEZ		OCEL	KRÁTKODOB. ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	
BETON						
prac.součinitel	n_L	-	6,56	20,50	19,70	-
šířka	b_c	0	1950	1950	1950	mm
ideální šířka	b_{ci}	0	297,1	95,1	99,0	mm
tloušťka	t_{ci}	0	230	230	230	mm
OCEL						
š.horní pásnice	b_{Ft}	300	300	300	300	mm
tl.horní pásnice	t_{Ft}	15	15	15	15	mm
tl.stěny	t_w	12	12	12	12	mm
v.stěny	h_w	1000	1000	1000	1000	mm
š.dolní pásnice	b_{Fb}	400	400	400	400	mm
tl.dolní pásnice	t_{Fb}	30	30	30	30	mm
celková výška	h_{steel}	1045	1045	1045	1045	mm
IDEÁLNÍ PRŮŘEZ						
výška	h_i	1045	1275	1275	1275	mm
plocha	A_i	28500,0	96842,9	50383,1	51267,0	mm ²
stat.moment k dol.líci	S_{y0}	11208750	90486464,29	36593117,74	37618429,22	mm ³
poloha těžiště	e_t	651,7	340,6	548,7	541,2	mm
	e_b	393,3	934,4	726,3	733,8	mm
moment setrvačnosti	$I_{i,y}$	4810029112	16934458546	12183145519	12350432992	mm ⁴
beton-horní líc	$W_{i,y,ct}$	-	-49714213	-22203567	-22819416	mm ³
beton-dolní líc	$W_{i,y,cb}$	-	-153064416	-38227367	-39683323	mm ³
ocel-horní líc	$W_{i,y,at}$	-7380622	-153064416	-38227367	-39683323	mm ³
ocel-dolní líc	$W_{i,y,ab}$	12230251	18124052	16774311	16831357	mm ³

tab. 4.2. - Výpočet průřezových charakteristik

Výpočet normálových napětí v MSP

NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU $t=30$ dni			
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem
	moment M_k	922,8	972,16	2657,41	kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý	
	n	-	6,56	6,56	-
beton - horní líc	$M/(W*N)$	0,0	-3,0	-8,1	-11,1 MPa
beton - dolní líc	$M/(W*N)$	0,0	-1,0	-2,6	-3,6 MPa
ocel - horní líc	M/W	-125,0	-6,4	-17,4	-148,7 MPa
ocel - dolní líc	M/W	75,5	53,6	146,6	275,7 MPa

NAPĚTÍ V MSP		KONEC ŽIVOTNOSTI $t=3650$ dni			
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem
	moment M_k	922,8	972,16	2657,41	kNm
	průřez	ocelový	dlouhodobý	krátkodobý	
	n	-	20,50	6,56	-
beton - horní líc	$M/(W*N)$	0,0	-2,1	-8,1	-10,3 MPa
beton - dolní líc	$M/(W*N)$	0,0	-1,2	-2,6	-3,9 MPa
ocel - horní líc	M/W	-125,0	-25,4	-17,4	-167,8 MPa
ocel - dolní líc	M/W	75,5	58,0	146,6	280,0 MPa

tab. 4.3. - Výpočet normálových napětí v MSP

Posouzení normálových napětí

Posouzení napětí bez vlivu smršťování betonu a nerovnoměrného oteplení desky

Ocelový průřez - stav na konci životnosti

$$\sigma_{a,max} = 280,0 \text{ MPa} < 308,7 \text{ MPa} = f_a/1,15$$

>> VYHOVUJE

Betonová deska - okamžik uvedení do provozu

$$|\sigma_{c,max}| = 11,1 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} = 0,6 * f_{ck}$$

>> VYHOVUJE

Prověření třídy průřezu - zatřídění stojiny

$$\psi = \frac{\sigma'_d}{\sigma'_h} = \frac{280}{-167,8} = -1,6687$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81 \quad \frac{d}{t_w} = \frac{1000}{12} = 83,3333$$

$$62 * \varepsilon * (1 - \psi) * \sqrt{-\psi} = 62 * 0,81 * (1 + 1,66) * \sqrt{1,66} = 172,11$$

$$83,3333 < 172,11$$

>> Průřez pro výsledné namáhání třídy 3

>> lze provést pružný výpočet

Účinek smršťování betonu

Výpočet poměrného přetvoření od smršťování dle [12]

Zjednodušeně uvažována celá betonová deska dle parametrů na místě dobetonované části.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

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

$$\alpha_{ds,1} = 5 \quad (\text{pro cement třídy R})$$

$$\alpha_{ds,2} = 0,11 \quad (\text{pro cement třídy R})$$

$$RH_0 = 100 \%$$

$$f_{cm,0} = 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * (1 - 0,6^3) = 1,22$$

pevnost betonu v čase t = 36 500 dní:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = \exp\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] \cdot f_{cm} = \exp\left[0,25 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{36500}}\right)\right] \cdot 38 = 48,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * ((220 + 110 * 5) * \exp(-0,11 * 4,85)) * 10^{-6} * 1,22 =$$

$$= 0,0004683$$

Napětí v desce, je-li zabráněno jejímu smršťování:

$$\sigma_c = \varepsilon_{cd,0} E_c = 0,00047 * 10659,9 = 4,99 \text{ MPa}$$

$$E_c = E_a / n_s = 210000/19,7 = 10659,9 \text{ MPa}$$

Napětí odpovídá síle:

$$N_c = \sigma_c \cdot A_c = 4,99 \cdot 230 \cdot 1950 = 2238,93 \text{ kN}$$

Moment vyvolaný tlakovou silou N_c , působící v těžišti desky:

$$M_c = N_c \cdot (541 - 115) = 953,782 \text{ kNm}$$

Napětí vyvolané silou a momentem:

- v horních vláknech betonové desky

$$\sigma_c^h = \frac{1}{19,7} \cdot \left(\frac{-2 \cdot 10^6}{51267} - \frac{953,8 \cdot 10^6 \cdot 541}{12,35 \cdot 10^9} \right) = -4,338 \text{ MPa}$$

- v dolních vláknech betonové desky

$$\sigma_c^d = \frac{1}{19,7} \cdot \left(\frac{-2 \cdot 10^6}{51267} - \frac{953,8 \cdot 10^6 \cdot 311}{12,35 \cdot 10^9} \right) = -3,436 \text{ MPa}$$

- v dolních vláknech ocelového průřezu

$$\sigma_a^d = \frac{-2 \cdot 10^6}{51267} + \frac{953,8 \cdot 10^6 \cdot 734}{12,35 \cdot 10^9} = 13,02 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí v desce:

$$\sigma_c^h = 4,99 - 4,338 = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c^d = 4,99 - 3,436 = 1,56 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí v dolní pásnici:

$$\sigma_a^d = 13,02 \text{ MPa}$$

Účinky smršťování v součtu s nejméně příznivým vnějším zatížením

- v betonové desce (bez přitížení krátkodobým zatížením)

$$\sigma_c^h = 0,65 - 2,1 = -1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c^d = 1,56 - 1,0 = 0,56 \text{ MPa} < 2,9 \text{ MPa} = f_{ctm}$$

>> VYHOVUJE

- v ocelovém průřezu

$$\sigma_a^d = 13,02 + 280 = 293,02 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} = f_a$$

>> VYHOVUJE

Účinek nerovnoměrného oteplení konstrukce

dle [4] - ocelobetonový most s deskou tlustou 250mm a vrstvou vozovky 100mm

účinek ochlazení desky není uvažován

vliv teploty v MSÚ není uvažován

$$0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 230 = 138 \text{ mm} \quad 492$$

$$0,00813 \quad 0,86992$$

Zatížení pozitivní teplotou - teplejší betonová deska:

Poměrné protažení jednotlivých vláken:

$$\varepsilon_0 = 0,000012 \cdot 16 = 0,00019$$

$$\varepsilon_1 = 0,000012 \cdot 4 = 4,8 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_2 = 0,000012 \cdot 3,25 = 3,9 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_3 = 0,000012 \cdot 3,14 = 3,8 \cdot 10^{-5}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_4 &= 0 \\ \varepsilon_5 &= 0 \\ \varepsilon_6 &= 0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_1^{-} &= \frac{\varepsilon_i + \varepsilon_{(i-1)}}{2,0} \\ \varepsilon_1^{-} &= 0,00012 \\ \varepsilon_2^{-} &= 4,4E-05 \\ \varepsilon_3^{-} &= 3,8E-05 \\ \varepsilon_4^{-} &= 1,9E-05 \\ \varepsilon_5^{-} &= 0 \\ \varepsilon_6^{-} &= 0\end{aligned}$$

Rameno z_i - vzdálenost působíště výslednice zatížení úseju od horního líce betonové desky

$$\begin{aligned}z_1 &= \frac{190 \cdot 138 + 48 \cdot 2 \cdot 138}{6 \cdot 120} = 54,8167 \text{ mm} \\ z_2 &= \frac{48 \cdot (2 \cdot 138 + 230) + 39 \cdot (138 + 2 \cdot 230)}{6 \cdot 44} = 180,3 \text{ mm} \\ z_3 &= \frac{39 \cdot (2 \cdot 230 + 315) + 38 \cdot (230 + 2 \cdot 315)}{6 \cdot 38} = 275,9 \text{ mm} \\ z_4 &= \frac{38 \cdot (2 \cdot 315 + 630)}{6 \cdot 19} = 420 \text{ mm}\end{aligned}$$

Síla působící na sprážený průřez, je-li zabráněno roztažení úseku: $F_i = E_i + \varepsilon_1^{-} + h_i + b_i$

$$\begin{aligned}\text{beton: } F_1 &= 32000 \cdot 120 \cdot 10^{-6} \cdot 1950 \cdot 138 = 1033,34 \text{ kN} \\ F_2 &= 32000 \cdot 44 \cdot 10^{-6} \cdot 1950 \cdot 92 = 252,595 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ocel: } F_3 &= 210000 \cdot 38 \cdot 10^{-6} \cdot 300 \cdot 15 = 35,91 \text{ kN} \\ F_4 &= 210000 \cdot 19 \cdot 10^{-6} \cdot 12 \cdot 385 = 18,4338 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{celkem } F_c = 1340,28 \text{ kN}$$

$$\sum(F_i \cdot z_i) = F_c \cdot z_t + M$$

$$\begin{aligned}M &= (1033,34 \cdot 0,055 + 252,6 \cdot 0,18 + 35,9 \cdot 0,276 + 18,4 \cdot 0,42) - 1340,28 \cdot 0,340,6 \\ &= -456,38 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Výsledná napětí

- součet od zabránění přetvoření při působení teploty a od účinků M a F_c na průřez

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0} &= \frac{1}{6,56} \cdot \left(-210000 \cdot 19 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1340280}{96843} + \frac{456 \cdot 10^6 \cdot 340,6}{16,93 \cdot 10^9} \right) = \\ &= -2,57 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,2} &= \frac{1}{6,56} \cdot \left(-210000 \cdot 3,9 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1340280}{96843} + \frac{456 \cdot 10^6 \cdot 110,6}{16,93 \cdot 10^9} \right) = \\ &= 1,31 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{a,2} &= \left(-210000 \cdot 4,8 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{1340280}{96843} + \frac{456 \cdot 10^6 \cdot 110,6}{16,93 \cdot 10^9} \right) = \\ &= 8,63 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_{a,4} = \frac{1340280}{96843} - \frac{456 \cdot 10^6 \cdot 289,4}{16,93 \cdot 10^9} = 6,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,6} = \frac{1340280}{96843} - \frac{456 \cdot 10^6 \cdot 934,4}{16,93 \cdot 10^9} = -11,33 \text{ MPa}$$

Posouzení normálového napětí v MSP + vliv teploty

- kombinační součinitel pro MSP pro zatížení teplo $\psi = 0,6$
v čase $t=30$ dní

beton - horní líc:	σ_c^h	=	$-11,1 - 0,6 \cdot 2,57$	=	$-12,642 \text{ MPa}$
beton - dolní líc:	σ_c^d	=	$-3,6 + 0,6 \cdot 1,31$	=	$-2,814 \text{ MPa}$
ocel - horní líc:	σ_a^h	=	$-148,7 + 0,6 \cdot 8,63$	=	$-143,52 \text{ MPa}$
ocel - dolní líc:	σ_a^d	=	$275,7 - 0,6 \cdot 11,33$	=	$268,902 \text{ MPa}$

v čase $t=36\ 500$ dní

beton - horní líc:	σ_c^h	=	$-10,3 - 0,6 \cdot 2,57$	=	$-11,842 \text{ MPa}$
beton - dolní líc:	σ_c^d	=	$-3,9 + 0,6 \cdot 1,31$	=	$-3,114 \text{ MPa}$
ocel - horní líc:	σ_a^h	=	$-167,8 + 0,6 \cdot 8,63$	=	$-162,62 \text{ MPa}$
ocel - dolní líc:	σ_a^d	=	$280 - 0,6 \cdot 11,33$	=	$273,202 \text{ MPa}$

Vliv teploty na spřahovací trny:

- koncová síla v betonové desce:

$$N_k = 1950 \cdot 230 \cdot \left(\frac{-2,57 + 1,31}{2} \right) = -282,555 \text{ kN}$$

- síla působící na koncové trny u podpory:

$$V_{t,k} = (2 \cdot 282,555) / 1950 = 289,8 \text{ N/mm}$$

Výpočet průhybu a nadvýšení

- průhyb ocelového nosníku - montážní stav

$$\delta_1 = \frac{5}{48} \cdot \frac{ML^2}{EI} = \frac{5 \cdot 922,8 \cdot 10^6 \cdot 28000^2}{48 \cdot 210000 \cdot 4,8 \cdot 10^9} = 74,76 \text{ mm}$$

- průhyb spřaženého nosníku:

- od zbytku stálého zatížení

$$\delta_2 = \frac{5}{48} \cdot \frac{ML^2}{EI} = \frac{5 \cdot 972,16 \cdot 10^6 \cdot 28000^2}{48 \cdot 210000 \cdot 12,18 \cdot 10^9} = 30,61 \text{ mm}$$

- od smršťování betonové desky

$$\delta_3 = \frac{1}{8} \cdot \frac{ML^2}{EI} = \frac{953,78 \cdot 10^6 \cdot 28000^2}{8 \cdot 210000 \cdot 12,35 \cdot 10^9} = 36,04 \text{ mm}$$

- od zatížení dopravou

$$\delta_4 = \frac{5}{48} \cdot \frac{ML^2}{EI} = \frac{5 \cdot 2657,41 \cdot 10^6 \cdot 28000^2}{48 \cdot 210000 \cdot 16,93 \cdot 10^9} = 61,04 \text{ mm}$$

$$\delta_4 = 61,04 = L/460 < 70 = L/400$$

>> VYHOVUJE

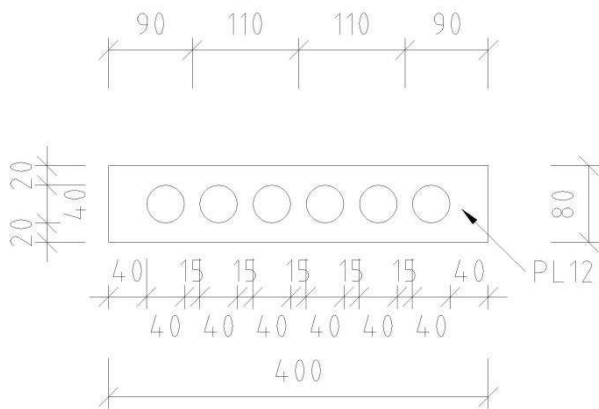
- doporučené nadvýšení ocelového nosníku

$$\Delta = 74,76 + 30,61 + 36,04 + 30,52 = 171,93 \text{ mm}$$

4.3. Návrh spřažení

Posouzení spřažení v MSÚ

Spřažení pomocí dvojice perforovaných lišt:



Obr. 4-1: Schéma perforované lišty

Lištu nelze považovat za dostatečně tažný prvek spřažení ve smyslu ČSN EN 1994-1-1, proto je spřažení bezpečně navrženo podle teorie pružnosti

Výpočet podélné posouvající síly mezi betonovou deskou a pásnicí:

Postavení vozidla vyvolávající největší posouvající sílu na nosníku:

$$\begin{aligned} V_{p,k} &= V_{p,Q} + V_{p,w} + V_{g1,k} = \\ &= 360,322 + 36,88 + 138,86 = 536,062 \text{ kN} \end{aligned}$$

(nevažuje se montážní zatížení)

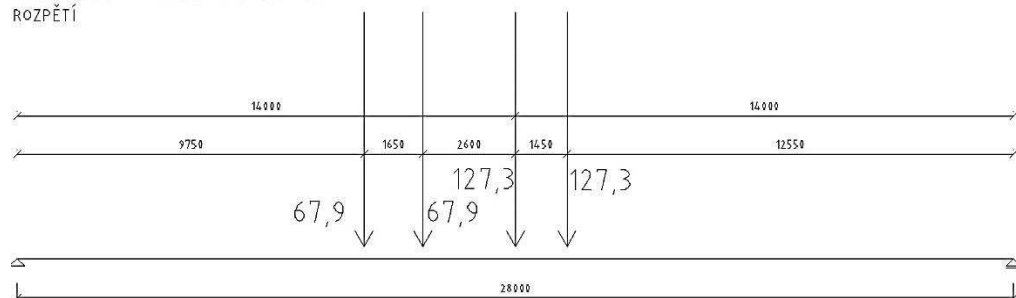
$$\begin{aligned} V_{1p,k} &= V_{p,k} * \frac{S_i}{I_i} = 536062 * 9,11E-04 = 488,38 \text{ N/mm} \\ \frac{S_i}{I_i} &= \frac{(230*1950/6,56)*(340,6-230/2)}{16,93*10^9} = \frac{1,5E+07}{#####} = \\ &= 9,11E-04 \text{ mm}^{-1} \end{aligned}$$

$$V_{1p,d} = 1,35 * 488,38 = 659,31 \text{ N/mm}$$

Postavení vozidla pro maximální posouvající sílu ve středu nosníku:

$$V_{s,k} = \frac{67,9*(16,6+18,25) + 127,3*(12,55+14)}{28} = 205,219 \text{ kN}$$

SCHEMA ZATÍŽENÍ - POSTAVENÍ NÁPRAV PRO
STANOVENÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLY UPROSTŘED
ROZPĚTÍ

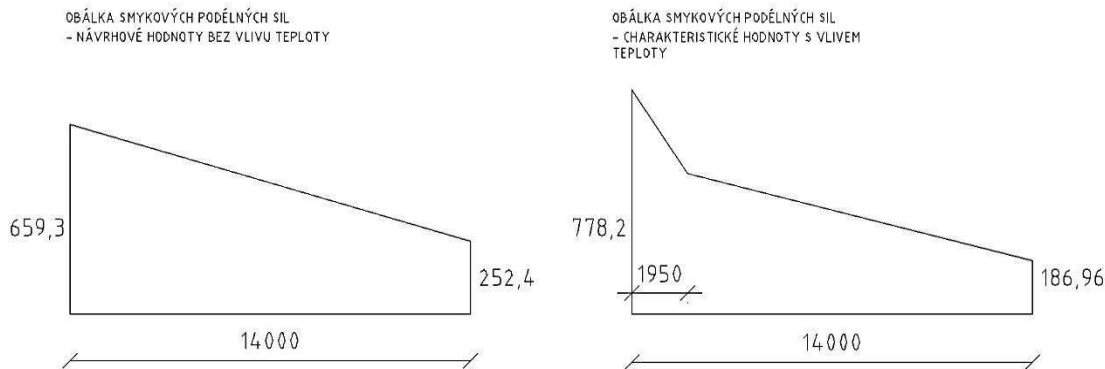


Obr. 4-2: Schéma zatížení - stanovení posouvající síly uprostřed rozpětí

$$V_{1s,k} = \frac{205,219}{536,062} * 488,38 = 186,964 \text{ N/mm}$$

$$V_{1s,d} = 1,35 * 186,964 = 252,401 \text{ N/mm}$$

Obálka smykové podélné síly [N/mm] na polovině rozpětí:



Obr. 4-3: Obálka podélných smykových sil

Síla působící na koncovou lištu:

$$N_{Ep,d} = 659,31 \cdot 945 = 623,048 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost jedné lišty:

Únosnost stanovena dle [13] str. 95 pro zde použitou spřahovací lištu redukována na 80%

$$P_{Rk} = 273 + 14,1f_{ck} + 313A_{st}$$

$$P_{Rk} = 273 \cdot 0,8 + 14,1 \cdot 30 \cdot 0,8 + 313 \cdot 1,69 \cdot 0,8 = 979,976 \text{ N/mm}$$

Návrhová únosnost jedné lišty:

$$P_{Rd,l} = P_{Rk}/\gamma_v = 979,976 / 1,25 = 783,981 \text{ N/mm}$$

$$P_{Rd,l} = 783,981 \cdot 400 \cdot 2 = 627,185 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost dvou lišt:

Pro dvojici lišt únosnost zvětšena o 30%:

$$P_{Rd} = 627,1846 \cdot 1,3 = 815,34 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 815,34 > 623,048 = N_{Ep,d}$$

>> VYHOVUJE

4.4. Návrh a posouzení konstrukčních detailů

Podporová výztuha

tloušťka plechu výztuhy:

$$t = 15 \text{ mm}$$

část stojiny započítaná do průřezu výztuhy:

$$15 \cdot \epsilon \cdot t_w = 15 \cdot 0,81 \cdot 12 = 145,8 \text{ mm}$$

Největší podporová reakce:

$$R_{d,max} = 802,962 \text{ kN}$$

Charakteristiky průřezu výztuhy:

$$A = (2 \cdot 145,8 + 15) \cdot 12 + 2 \cdot 100 \cdot 15 = 6679,2 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 15 \cdot 212^3 = 1,2 \text{E}+07 \text{ mm}^4$$

$$i = 42,21 \text{ mm}$$

Vzpěrná délka výztuhy:

$$L_{cr} = 1000 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1,0 \cdot \frac{1000}{42,21} = 23,6911$$

Poměrná štíhlost:

$$\bar{\lambda} = \frac{23,6911}{93,9 \cdot 0,81} = 0,31148$$

Součinitel vzpěrnosti (pro křivku c):

$$\chi = 0,95$$

Únosnost výztuhy:

$$N_{b,Rd} = 6679,2 \cdot 0,95 \cdot \frac{355}{1,0} = 2252,56 \text{ kN} > 802,962 = R_{d,max}$$

>> VYHOVUJE

Krční svar hlavního nosníku

$$\tau_{II} = \frac{V_{sd} \cdot S_{f,y}}{I_y \cdot 2a}, \text{ napětí v koutovém svaru}$$

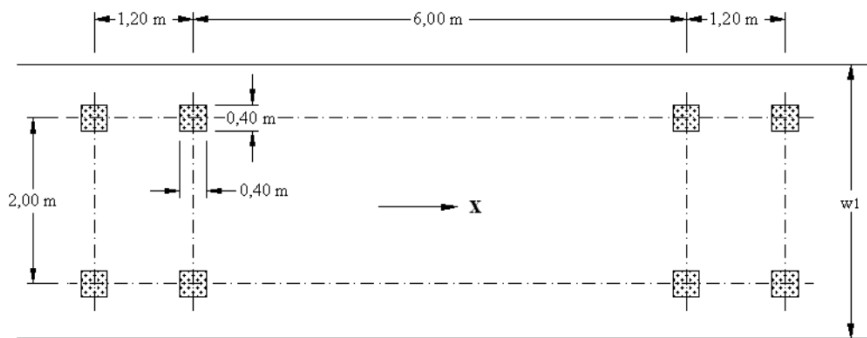
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \text{ návrhová pevnost svaru ve smyku}$$

	Montážní	Provozní s.	konec životnosti		
$V_{ed} =$	145,9	803,0	803,0	kN	Návrhová posouvající síla
$S_{yf} =$	0,0029	0,0155	0,0096	m ³	st. moment setrv. Horní pásnice
$I_y =$	0,0048	0,0169	0,0122	m ⁴	moment setrvačnosti průřezu
a =	6	6	6	mm	svar
$f_u =$	510	510	510	MPa	
$\beta_w =$	0,9	0,9	0,9		
$\gamma_{M2} =$	1,25	1,25	1,25		
$\tau_{II} =$	7,3	61,2	52,5	MPa	napětí v koutovém svaru
$f_{v,wd} =$	327,2	327,2	327,2	MPa	návrhová pevnost svaru ve smyku
$\tau_{II} < f_{v,wd}$	Vyhovuje	Vyhovuje	Vyhovuje		

4.5. Posouzení na únavu

Dle [5], uvažovaný doporučený Model zatížení 3, velikost každé nápravové síly $Q=120\text{kN}$

Půdorysné schéma Modelu zatížení 3:

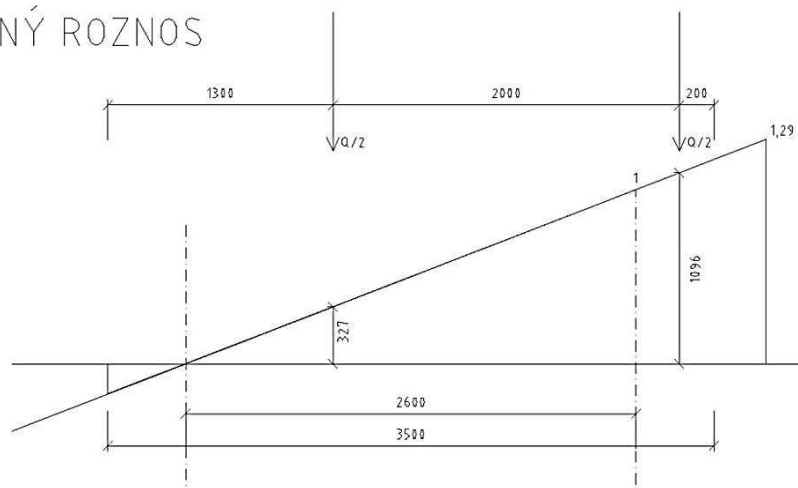


Obr. 4-4: Půdorysné schéma Modelu zatížení 3

Posouzení normálových napětí

Schéma příčného roznosu Modelu zatížení 3:

MODEL ZATÍŽENÍ 3
PŘÍČNÝ ROZNOS



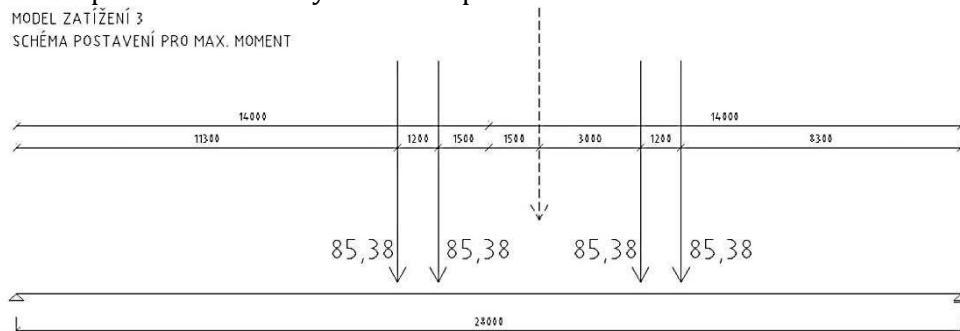
Obr. 4-5: Schéma příčného roznosu Modelu zatížení 3

Nápravová síla na více zatížený nosník:

$$Q_{k,3} = 60 \cdot 0,327 + 60 \cdot 1,096 = 85,38 \text{ kN}$$

Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru:

Postavení pro maximální ohyb moment podle kritéria max max M



Obr. 4-6: Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru, max M

reakce v pravé podpoře při postavení pro max. moment

$$V_{p,f} = \frac{85,38 \cdot (11,3 + 12,5 + 18,5 + 19,7)}{28} = 189,056 \text{ kN}$$

příslušný ohybový moment ve vzdálenosti 12,5m od levé podpory:

$$M_{k,f} = (189,056 \cdot 15,5) - (85,38 \cdot 6) - (85,38 \cdot 7,2) = 1803,35 \text{ kNm}$$

Rozkmit tahového napětí ve výšce 280mm od dolních vláken ocel. průřezu:

Uvažován ideální průřez pro krátkodobé zatížení.

Průřezový modul ve výšce 280mm od spodních vláken

$$W_{i,y} = \frac{I_{i,y}}{e} = \frac{16934458546}{904,4} = 1,9E+07 \text{ mm}^3$$

$$\Delta\sigma = \frac{M_{k,f}}{W_{i,y}} = \frac{1803}{18,7245} = 96,2908 \text{ MPa}$$

Součinitel Návrhového rozkmitu:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$$

$$\lambda_1 = 2,55 - (0,7 \cdot (28 - 10) / 70) = 2,37$$

(uprostřed rozpětí, délka mostu 28m)

$$\lambda_2 = (Q_{m1}/Q_0) \cdot (N_{obs}/N_0)^{1/5} = (200/480) \cdot (0,05/0,5)^{1/5} = 0,262$$

$$Q_{m1} = 200 \text{ kN}$$

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_{obs} = 0,05 \cdot 10^6 \text{ (dle [5] tab. 4.5. kategorie dopravy 4)}$$

$$N_0 = 0,5 \cdot 10^6$$

$$\lambda_3 = 1,0 \text{ (životnost mostu 100 let)}$$

$$\lambda_4 = 1,0 \text{ (pro jeden pruh)}$$

$$\lambda = 2,37 * 0,262 * 1,0 * 1,0 = 0,62094$$

Návrhový rozkmit:

$$\Delta\sigma_E = \Delta\sigma * \lambda = 96,2908 * 0,62094 = 59,7908 \text{ MPa}$$

Referenční únavová pevnost detailu připojení výztuhy na stojinu:

$$\Delta\sigma_C = 80 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$Y_{Ff} * Y_{Mf} * \Delta\sigma_E < \Delta\sigma_C$$

$$1,0 * 1,15 * 59,7908 < 80$$

$$68,7595 < 80 \text{ MPa}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení krčního svaru hlavního nosníku na únavu**Rozkmit tahového napětí v místě krčního svaru:**

Uvažován ideální průřez pro krátkodobé zatížení.

Průřezový modul ve výšce 30mm od spodních vláken

$$W_{i,y} = \frac{I_{i,y}}{e} = \frac{16934458546}{904,4} = 1,9E+07 \text{ mm}^3$$

$$\Delta\sigma = \frac{M_{k,f}}{W_{i,y}} = \frac{1803,35}{19} = 94,9133 \text{ MPa}$$

Součinitel Návrhového rozkmitu:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$$

$$\lambda_1 = 2,55 - (0,7 * (28 - 10) / 70) = 2,37$$

(uprostřed rozpětí, délka mostu 28m)

$$\lambda_2 = 0,262$$

$$\lambda_3 = 1,0 \quad (\text{životnost mostu 100 let})$$

$$\lambda_4 = 1,0 \quad (\text{pro jeden pruh})$$

$$\lambda = 2,37 * 0,262 * 1,0 * 1,0 = 0,62094$$

Návrhový rozkmit:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_E &= \Delta\sigma * \lambda = \\ &= 94,9133 * 0,62094 = 58,9354 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Referenční únavová pevnost detailu krčního svaru:

$$\Delta\sigma_C = 112 \text{ MPa}$$

(Nepřerušované podélné svary - automatové nebo plně mechanizované nebo oboustranné koutové svary)

Posouzení:

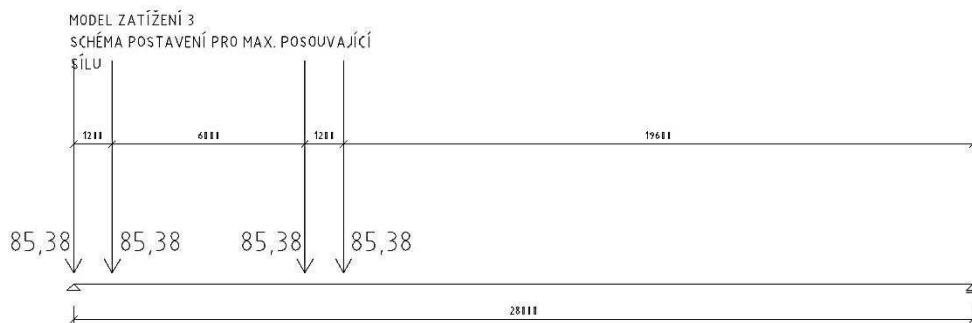
$$\begin{aligned} \gamma_{Ff} * \gamma_{Mf} * \Delta\sigma_E &< \Delta\sigma_C \\ 1,0 * 1,15 * 58,9354 &< 112 \\ 67,7758 &< 112 \text{ MPa} \\ &>> \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Posouzení spřahovací lišty**Nápravová síla na více zatížený nosník:**

$$Q_{k,3} = 60 * 0,327 + 60 * 1,096 = 85,38 \text{ kN}$$

Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru:

Postavení pro maximální posouvající sílu



Obr. 4-7: Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru, max V

reakce v levé podpoře při postavení pro pos. sílu:

$$V_{p,f} = \frac{85,38 \cdot (19,6 + 20,8 + 26,8 + 28)}{28} = 290,292 \text{ kN}$$

Podélná posouvající síla vyvolaná únavovým zatížením:

$$V_{1p,k} = V_{p,f} \cdot \frac{S_i}{I_i} = 290292 \cdot 9,11E-04 = 264,47 \text{ N/mm}$$

$$\frac{S_i}{I_i} = \frac{(230 \cdot 1950 / 6,56) \cdot (340,6 - 230 / 2)}{16,93 \cdot 10^9} = \frac{1,5E+07}{1,7E+10} = 9,11E-04 \text{ mm}^{-1}$$

Návrhový rozkmit podélných smykových sil pro lištu:

Rozkmit podélných smykových napětí na rozhraní beton-ocel odpovídající 2 milionům cyklů (dle [13] str. 95):

$$V_{liš,c} = 400 \text{ N/mm}$$

Posouzení:

$$Y_{Ff} \cdot V_{1p,k} < Y_{Mf} \cdot V_{liš,c}$$

$$1,0 \cdot 264,47 < 1,15 \cdot 400$$

$$304,14 < 400 \text{ N/mm}$$

>> VYHOVUJE

4.6. Posouzení ŽB desky mostovky

Posouzení prefabrikátů - montážní stav

Zatížení - montážní stav, dle ČSN EN 1991-1-6

Stálé				g_k [kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
-	prefabrikát	25*0,1	=	2,5	1,35	3,38
-	čerstvý beton	26*0,17	=	4,42	1,35	5,97

Nahodilé				q_k [kN/m ²]	γ	q_d [kN/m ²]
-	montážní			0,75	1,5	1,13
-	zvětšené			0,75	1,5	1,13

Obr. 4-8: Zatížení prefabrikátů - montážní stav

Vnitřní síly - montážní stav:

Reakce:

$$R_{ed, mont} = (3,51 \cdot 2,6 + 9,25 \cdot 4,2 + 5,24 \cdot 4,2) / 2 = 34,99 \text{ kN}$$

Moment nad podporou:

$$M_1 = -(9,25 + 5,24) \cdot 0,8 \cdot 0,4 = -4,64 \text{ kNm}$$

Maximální kladný moment:

$$M_{ed, mont} = -4,64 - (9,25 + 5,24 + 3,51) \cdot 1,3 \cdot 0,65 + 34,99 \cdot 1,3 = 10,57 \text{ kNm}$$

Posouzení ohybové únosnosti - prefabrikát:

$$f_{cd} = 45 / 1,5 = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 434 \text{ MPa}$$

$$\text{NÁVRH: } 9\emptyset 12 \gg A_s = 1018 \text{ mm}^2$$

...viz výkres - Schéma hlavní nosné výztuže prefabrikátů

$$d = 0,1 - 0,03 - 0,006 = 0,064 \text{ m}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{1018 \cdot 434}{0,8 \cdot 1550 \cdot 1 \cdot 30} = 12 \text{ mm}$$

$$z = 64 - 12 = 52 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 1018 \cdot 434 \cdot 52 = 22,97 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 22,97 \text{ kNm} > 10,57 \text{ kNm} = M_{ed, mont}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení smykové únosnosti - prefabrikát:

$$V_{ed} = 34,99 \text{ kN}$$

Smyková únosnost prostého betonu:

$$V_{Rd, c} = (C_{Rd, c} \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd, c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = + \sqrt{(200/d)} = 1 + \sqrt{(200/64)} = 2,76 \gg k = 2$$

$$\rho_1 = A_s / (b_w * d) = 1018 / (1550 * 64) = 0,01$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 * 2 * (100 * 0,01 * 45)^{1/3}) * 1550 * 64 = 84,68 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 84,68 \text{ kN} > V_{ed} = 34,99 \text{ kN}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení ŽB desky - provozní stádium

Zatížení - provozní stav

Stálé	g_k [kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
- ŽB deska 25*0,27 =	6,75	1,35	9,11
- vozovka 0,05*(25+22) =	2,35	1,35	3,17
- římsa 25*0,235 =	5,87	1,35	7,92

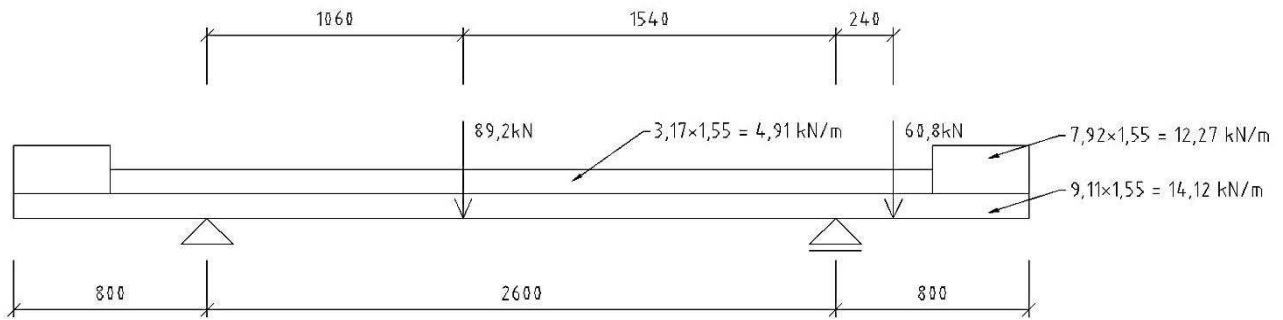
Nahodilé

- zatížení dopravou

$$Q_1 = 89,2 \text{ kN}$$

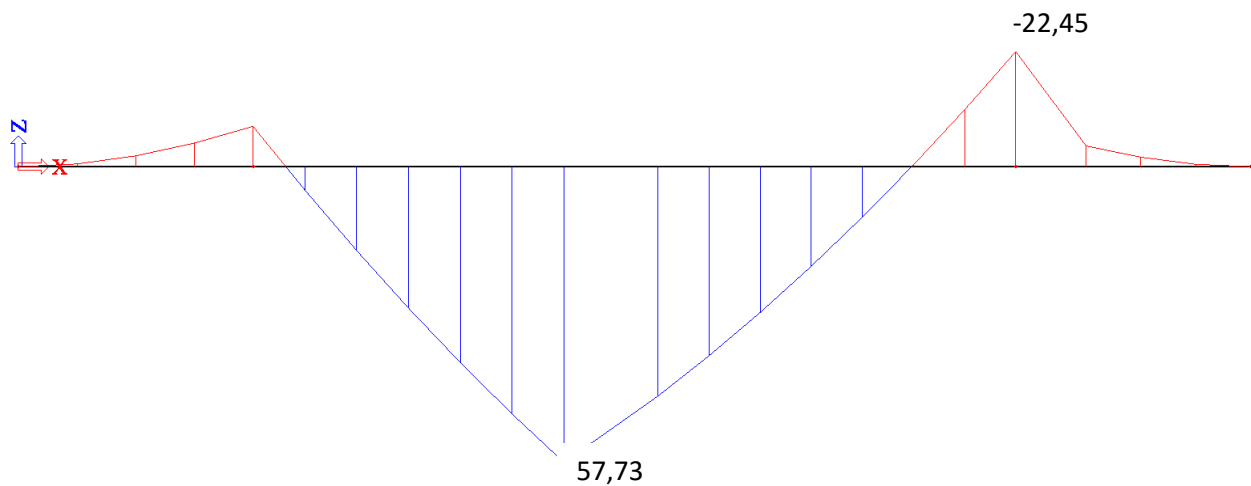
$$Q_2 = 60,8 \text{ kN}$$

Postavení sil pro max. kladný moment:



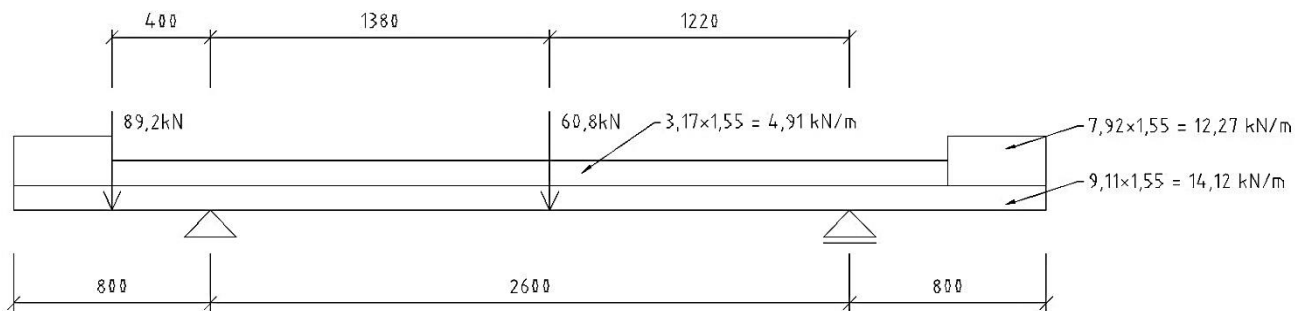
Obr. 4-9: Zatížení ŽB desky pro max. kladný ohybový moment

Průběh ohybového momentu [kNm]:



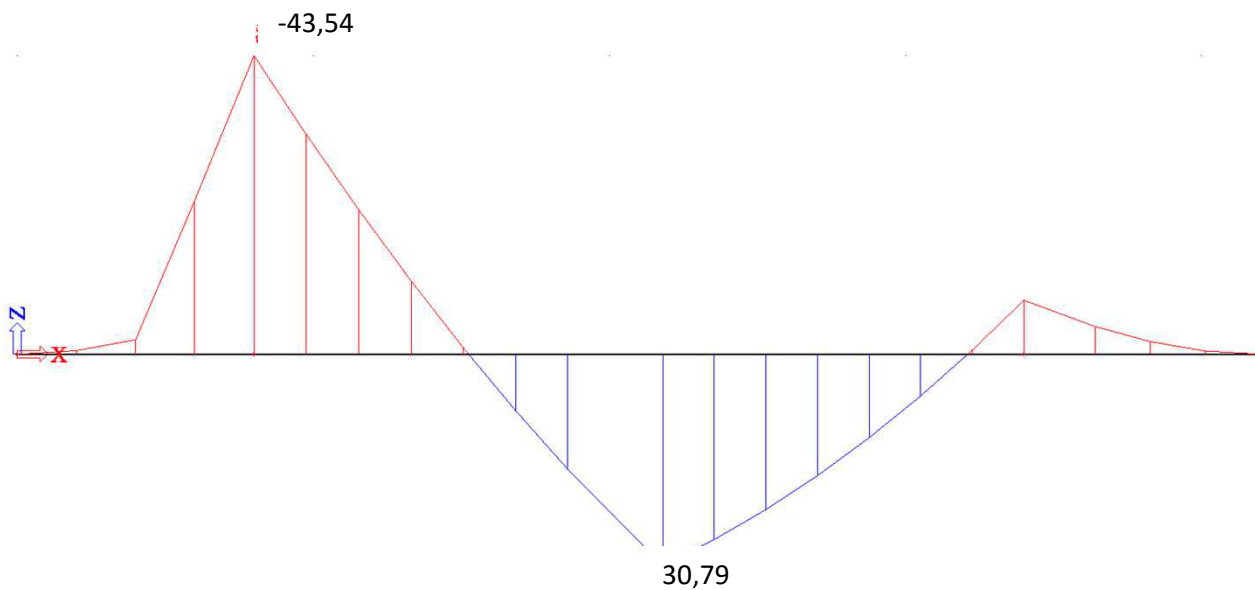
Obr. 4-10: Průběh ohybového momentu pro zatížení dle Obr. 4-9

Postavení sil pro max. posouvající sílu a záporný ohyb. moment:



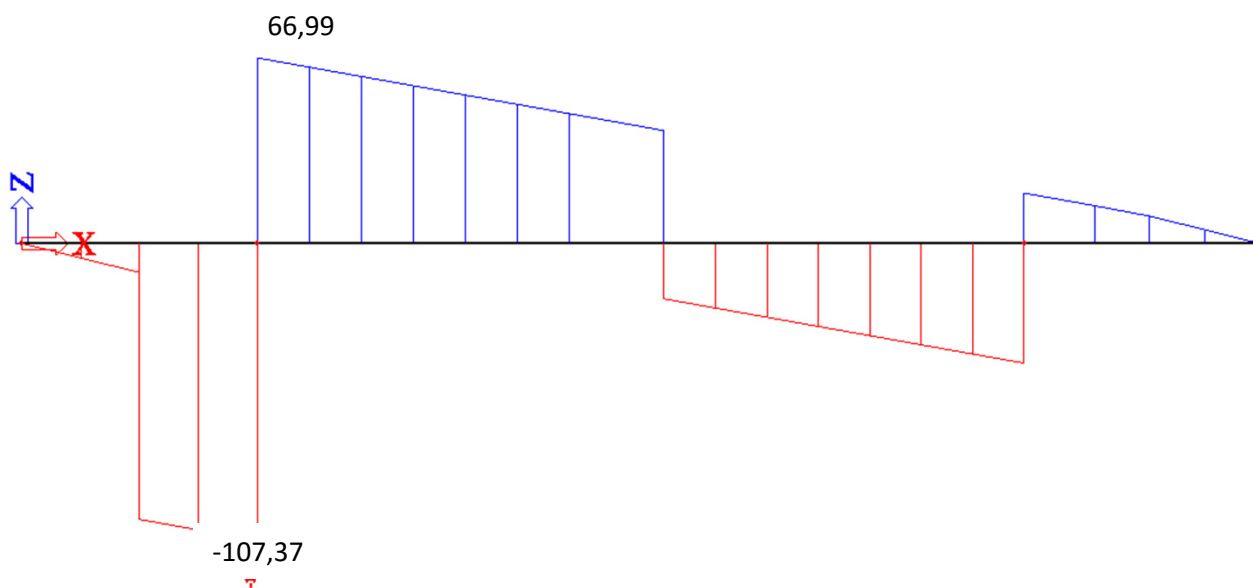
Obr. 4-11: Zatížení ŽB desky pro min. ohybový moment a max. posouvající sílu

Průběh ohyb. Momentu [kNm]:



Obr. 4-12: Průběh ohybového momentu pro zatížení dle Obr. 4-11

Průběh posouvající síly [kN]:



Obr. 4-13: Průběh posouvající síly pro zatížení dle Obr. 4-11

Posouzení ohybové únosnosti - ŽB deska v poli:

$$f_{cd} = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500/1,15 = 434 \text{ MPa}$$

$$\text{NÁVRH: } 9\emptyset 12 \gg A_s = 1018 \text{ mm}^2$$

...viz výkres - Schéma hlavní nosné výztuže prefabrikátů

$$d = 0,23 - 0,03 - 0,006 = 0,194 \text{ m}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{1018 \cdot 434}{0,8 \cdot 1550 \cdot 1 \cdot 20} = 17,79 \text{ mm}$$

$$z = 194 - 18 = 176 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 1018 \cdot 434 \cdot 176 = 77,76 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 77,76 \text{ kNm} > 57,73 \text{ kNm} = M_{ed, mont}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení ohybové únosnosti - ŽB deska nad podporou:

$$f_{cd} = 30/1,5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500/1,15 = 434 \text{ MPa}$$

$$b = 1550 \text{ mm}$$

$$\text{NÁVRH: } 15\emptyset 11 \gg A_s = 1178 \text{ mm}^2$$

...viz výkres - Schéma hlavní nosné výztuže prefabrikátů

$$d = 0,23 - 0,047 = 0,183 \text{ m}$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}} = \frac{1178 \cdot 434}{0,8 \cdot 1550 \cdot 1 \cdot 20} = 20,6 \text{ mm}$$

$$z = 183 - 20,6 = 162,4 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 1178 \cdot 434 \cdot 162,4 = 83,03 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 83,03 \text{ kNm} > 43,54 = M_{ed, mont}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení smykové únosnosti - ŽB deska:

$$V_{ed} = 107,37 \text{ kN}$$

Smyková únosnost prostého betonu:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$k = + \sqrt{(200/d)} \leq 1 + \sqrt{(200/194)} = 2,01 \gg k = 2$$

$$\phi_1 = A_s / (b_w \cdot d) = 1018 / (1550 \cdot 194) = 0,0034$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0034 \cdot 30)^{1/3}) \cdot 1550 \cdot 194 = 156,51 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 156,51 \text{ kN} > V_{ed} = 107,37 \text{ kN}$$

>> VYHOVUJE

4.7. Návrh mostního závěru

Posuny od teploty

Teplotní účinek dle ČSN EN 1991-1-5

Teplota vzduchu ve stínu pro danou lokalitu:

$$T_{\max} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -32 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pro most typu 2 - ocelobetonová nosná konstrukce platí:

$$T_{e,\max} = 40 + 4,5 = 44,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -32 + 4,5 = -27,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Výchozí teplotu NK uvažována:

$$T_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Návrhové rozsahy teplot:

$$\Delta T_{N,\text{exp,d}} = T_{e,\max} - T_0 + 20 = 44,5 - 10 + 20 = 54,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con,d}} = T_{e,\min} - T_0 - 20 = -27,5 - 10 - 20 = -57,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Součinitel tepelné roztažnosti:

$$\alpha_{\text{st}} = 12 \cdot 10^6 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Návrhové dilatační posuny:

$$u_{x,\text{exp}} = \alpha_{\text{st}} \cdot \Delta T_{N,\text{exp,d}} \cdot L = 12 \cdot 10^6 \cdot 54,5 \cdot 28000 = 18,312 \text{ mm}$$

$$u_{x,\text{con}} = \alpha_{\text{st}} \cdot \Delta T_{N,\text{con,d}} \cdot L = 12 \cdot 10^6 \cdot (-57,5) \cdot 28000 = -19,32 \text{ mm}$$

Návrhový posun od ostatního stálého a zatížení od dopravy:

$$u_{xq,d} = u_{xq,k} \cdot \gamma_f = 7,5 \cdot 1,35 = 10,1 \text{ mm}$$

Celkový návrhový posun v závěru:

$$\Delta u_d = u_{x,\text{exp}} + u_{x,\text{con}} + u_{xq,d} = 18,312 + (-19,32) + 10,1 = 47,8 \text{ mm}$$

Celkový možný posun v závěru Polyflex PU - PA 50:

$$\Delta u_p = 50 \text{ mm}$$

$$\Delta u_d = 47,8 \text{ mm} < 50 \text{ mm} = \Delta u_p$$

>> VYHOVUJE

4.8. Návrh ložiska

Ložiska jsou navržena jako tangenciální svařovaná.

Návrhová reakce na jedno ložisko:

$$R_{d,max} = 802,962 \text{ kN}$$

Namáhání soustředným tlakem

Napětí v soustředném tlaku, vypočtené podle vzorců Hertze

Pro dotyk roviny s válcovou plochou:

$$\sigma_0 = 0,42 \cdot \sqrt{(n \cdot E)} < f_{dH}$$

n... extrémní zatížení na jednotku délky dotyku

r... poloměr válce

E... modul pružnosti v tahu a tlaku

f_{dH} ... návrhová pevnost v soustředném tlaku

$$f_{dH} = 850 \text{ MPa} = (f_u / \gamma_{M0}) \cdot \gamma_r \quad (\gamma_r = 4)$$

Délka dotykové plochy:

$$b_1 = 200 \text{ mm}$$

Minimální poloměr dotykové plochy:

$$r_{min} = 0,42^2 \cdot \frac{n \cdot E}{f_{dH}^2} = 0,42^2 \cdot \frac{R_{d,max} \cdot E}{b_1 \cdot f_{dH}^2} = 0,42^2 \cdot \frac{8 \cdot 10^5 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{200 \cdot 850^2} = 205 \text{ mm}$$

NÁVR: r = 300mm

Napětí v centrální liště od návrhové reakce:

$$A = 200 \cdot 25 = 5000 \text{ mm}^2$$

$$R_{d,max} = 802,962 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{R_{d,max}}{A} = \frac{803 \cdot 10^3}{5000} = 160,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 160,6 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} = f_{yd}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení ložiska na překlopení

Vodorovná síla na ložisko od zatížení dopravou:

$$H = 138 \text{ kN}$$

$$\text{excentricita síly: } e_1 = 185 \text{ mm}$$

Vodorovná třecí síla v ložisku od návrhové reakce pro tření kluzné při opracovaných plochách:

$$H_{sd} = \mu \cdot R_{d,max} = 0,15 \cdot 803 = 120,45 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,15$$

$$\text{excentricita síly: } e_2 = 185 \text{ mm}$$

Uvažována možná excentricita svislé reakce vlivem průhybu nosníku:

$$R_{d,max} = 803 \text{ kN}$$

$$\text{excentricita síly: } e_3 = 20 \text{ mm}$$

Moment na úložné desce:

$$M = 138 \cdot 0,185 + 120,45 \cdot 0,185 + 803 \cdot 0,02 = 63,87 \text{ kNm}$$

Vzdálenost kotev v podélném směru:

$$t = 200 \text{ mm}$$

Síla od momentu na taženou dvojici kotev:

$$F_{\text{kotv}} = 63,87 / 0,2 = 319,366 \text{ kN}$$

Výsledná tahová síla na jednu kotvu:

$$F_{\text{kotv},1} = 319,37 / 2 = 159,683 \text{ kN}$$

NÁVRH: šroub lepený ve vrtaných kanálech M36x3 ocel S235

$$\text{návrhová únosnost: } F_{\text{rd}} = 172,78 \text{ kN}$$

$$F_{\text{kotv},1} = 159,683 < 172,78 = F_{\text{rd}}$$

>> VYHOVUJE

Potřebná výška kotvení v betonu:

$$h_{\text{min}} = \sqrt{(F_{\text{rd}}/2,1 * f_{\text{ctk},0,05})} = \sqrt{(172,780/2,1 * 2,0)} = 202,8 \text{ mm}$$

$$\text{NÁVRH: } h = 250 \text{ mm}$$

4.9. Posouzení montážního ztužení

Montážní ztužení je provedeno pomocí systému táhel - viz B.4. Výkres ocelové konstrukce Uvažován zetěžovací stav, kdy na samotnou ocelovou konstrukci působí kolmo zatížení větrem. Výpočet vnitřních sil vypočten pomocí programu Scia Engineer.

Zatížení větrem

Kategorie terénu : I

Základní rychlost větru: $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$

Referenční výška $z_e = 8 \text{ m}$

Měrná hmotnost vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Charakteristický maximální dynamický tlak:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 20^2 = 250 \text{ N/m}^2$$

Celkový tlak větru:

$$W_{\text{mont}} = q_b * C$$

Součinitel zatížení větre $C = 5,6$ (dle ČSN EN 1991-1-4 pro $b/d_{\text{tot}}=1,73$ $z_e = 8,0\text{m}$)

$$W_{\text{mont}} = 250 * 5,6 = 1400 \text{ N/m}^2 = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

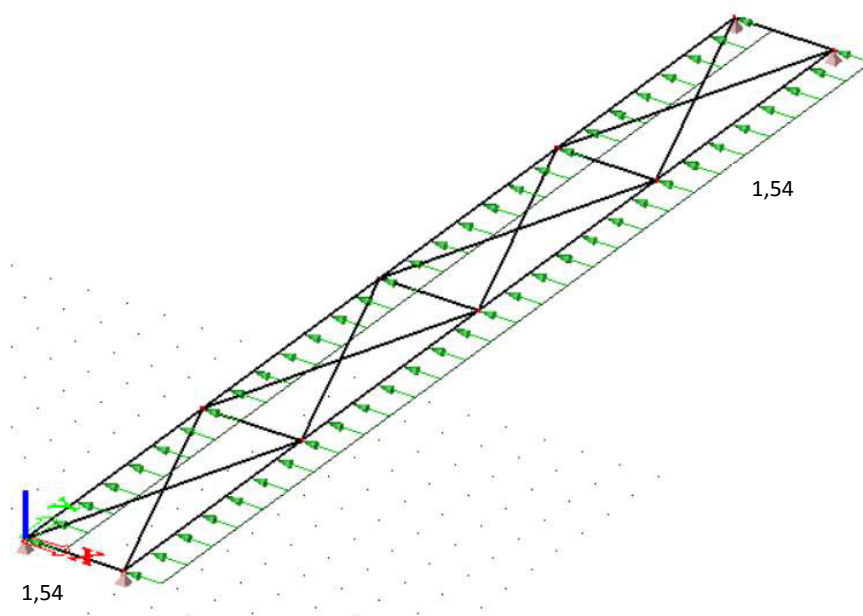
Zatěžovací výška:

$$h_{\text{mont}} = 1,1 \text{ m}$$

Spojitě zatížení na jeden nosník:

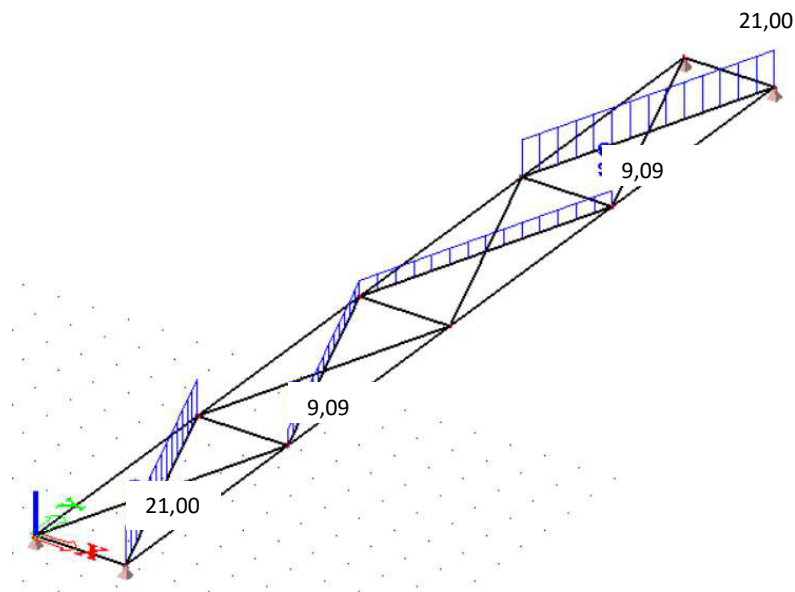
$$q_{w,\text{mont}} = W_{\text{mont}} * h_{\text{mont}} = 1,40 * 1,1 = 1,54 \text{ kN/m}$$

Scháma zatížení v montážním stavu [kN/m]:



Obr. 4-14: Schéma zatížení větrem v montážním stádiu

Výsledné normálové síly ve ztužení [kN]:



Obr. 4-15: Výsledné normálové síly v táhlech od zatížení větrem

Posouzení montážního ztužení

Návrh: kulatina Ø12mm, S235

Návrhová únosnost jednoho táhla:

$$N_{rd,táhl} = A * f_{yd} = 113 * 235 = 26,56 \text{ kN}$$

$N_{rd,táhl} = 26,56 \text{ kN} > 21,0 \text{ kN} = N_{ed,táhl}$
>> VYHOVUJE

5. Posouzení spodní stavby

5.1. Úložný práh

Příčný tah pod ložiskem

$$T = (1/4) * (1 - 0,7 * (a/H))^2 * F$$

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$H = 467 \text{ mm}$$

$$F = 802,96 \text{ kN}$$

$$T = (1/4) * (1 - 0,7 * (0,4/0,467))^2 * 802,96 = 80,38 \text{ kN}$$

Minimální plocha výztuže pro zachycení příčných tahů:

$$A_{s,min} = T / f_{yd} = 80\,380 / 435 = 184,8 \text{ mm}^2$$

Soustředný tlak pod ložiskem

$$F_{Rd,u} = A_{co} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} * A_{co})}$$

$$A_{co} = 0,4 * 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$A_{c1} = 0,16 + 2 * 0,35 * 1,1 + 0,4 * 0,35 = 1,07 \text{ m}^2$$

$$F_{Rd,u} = 0,16 * 16,7 * \sqrt{(1,07 * 0,16)} = 6,91 \text{ MN} =$$

$$= 6910 \text{ kN} > 802,96 \text{ kN}$$

>> VYHOVUJE

Vodorovné tahy při horním povrchu

$$T_2 = \frac{0,015}{1 - \sqrt{(2e/b)}} * R$$

$$b = 1,45 \text{ m}$$

$$e = 0,175 \text{ m}$$

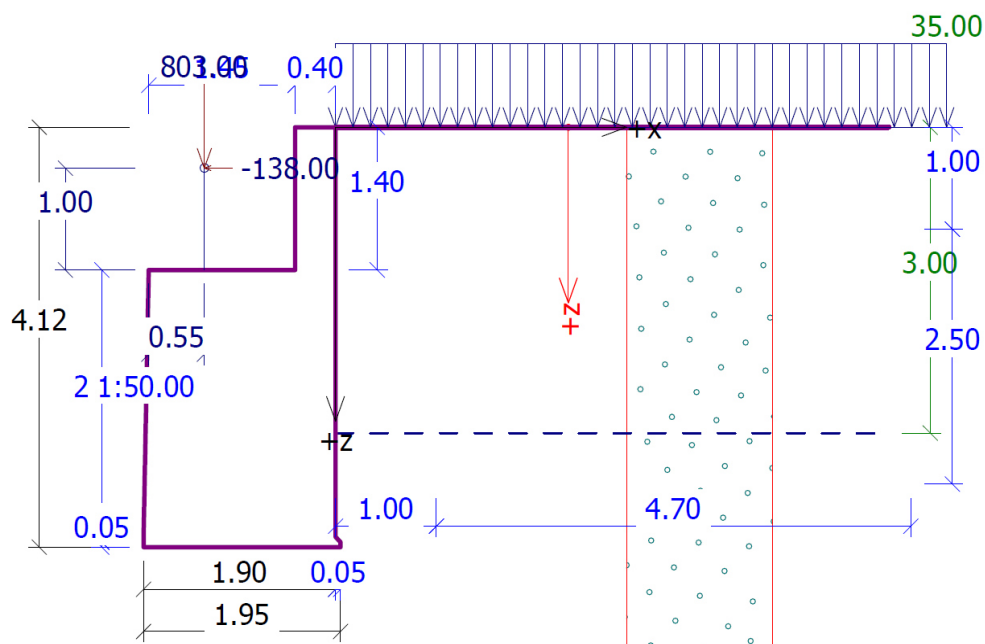
$$R = 802,96 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{0,015}{1 - \sqrt{(2 * 0,175 / 1,45)}} * 802,96 = 23,67 \text{ kN}$$

Minimální plocha výztuže pro zachycení vodorovných tahů:

$$A_{s,min2} = T_2 / f_{yd} = 23\,670 / 435 = 54,4 \text{ mm}^2$$

5.2. Posouzení opěry



Obr. 5-1: Schéma zatížení mostní opěry

Zatěžovací stav 1

Uvažováno maximální zatížení od mostu a zároveň plošné přitížení 35 kN/m^2

Síly od mostu:

$$\text{Svislá síla: } F_s = 803 \text{ kN}$$

$$\text{Vodorovná síla: } F_v = -138 \text{ kN}$$

Plošná přitížení:

$$\text{Celopl. doprava: } q_{\text{pl,dopr}} = 35 \text{ kN/m}^2$$

Zatěžovací stav 2

Bezpečně uvažována nulová svislá síla od mostu s maximální vodorovnou a plošné přitížení 35 kN/m^2

Síly od mostu:

$$\text{Svislá síla: } F_s = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Vodorovná síla: } F_v = -138 \text{ kN}$$

Plošná přitížení:

$$\text{Celopl. doprava: } q_{\text{pl,dopr}} = 35 \text{ kN/m}^2$$

Posouzení mostní opěry - zatěžovací stav 1

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Projekt

Datum : 6.3.2016

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.40
3	0.00	4.02
4	0.05	4.07
5	0.05	4.12
6	-1.90	4.12
7	-1.90	4.07
8	-1.90	4.02
9	-1.85	1.40
10	-0.40	1.40
11	-0.40	0.00

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

Plocha řezu zdi = 5.67 m².

Délka mostní opěry = 4.15 m

Délka základu opěry = 4.15 m

Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 0.50 m

Délka křídla za závěr. zídkou = 5.70 m

Výška křídla = 3.50 m

Vzdál. oříznutí křídla od z.z. = 1.00 m

Hloubka oříznutí křídla = 5.70 m

Materiál opěry

Objemová tíha = 25.00 kN/m³

Beton 300, Ocel 10505

Parametry zemin

Třída S1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 39,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel koe-zemina : $\delta = 35,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu

Svislá síla $F_s = 803.00 \text{ kN}$

Vodorovná síla $F_v = -138.00 \text{ kN}$

Umístění $a_1 = 0.55 \text{ m}$

Výška $v = 1.00$ m

Síly od přechodové desky
 Svislá síla $F_s = 0.00$ kN
 Vodorovná síla $F_v = 0.00$ kN
 Umístění $a_2 = 0.00$ m

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10.00	Třída S1, ulehlá	
2	-	Třída S1, ulehlá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.00 m
 Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové změna	Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		Celopl. doprava	35.00				na terénu

Číslo	Typ	Název	ZS1	ZS2	ZS3
1	Celopl.	doprava	-	ANO	ANO

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Norma výpočtu bet.konstrukcí - ČSN 73 6206
 Výpočet proveden podle ČSN 730037 (s redukcí vstupních parametrů zemín).

Posouzení čís. 1

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
1	1.40	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
2	1.80	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
3	0.98	0.00	35.91	0.00	10.00	31.82	0.238	
4	0.08	25.25	35.91	0.00	10.00	35.91	0.539	
5	0.05	25.25	35.91	0.00	10.00	35.91	0.539	
6	0.05	0.00	35.91	0.00	10.00	31.82	0.238	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.40	28.00	0.00	6.68	5.67	3.52
2	1.40	28.00	0.00	6.68	5.67	3.52
	3.00	60.00	0.00	14.31	12.16	7.54
3	3.00	60.00	0.00	14.31	12.16	7.54
	3.96	69.64	9.64	16.61	14.11	8.76
4	3.96	69.64	9.64	37.56	18.12	32.90
	4.02	70.20	10.20	37.86	18.26	33.17
5	4.02	70.20	10.20	37.86	18.26	33.17
	4.07	70.70	10.70	38.13	18.39	33.40
6	4.07	70.70	10.70	16.86	14.33	8.89
	4.12	71.20	11.20	16.98	14.43	8.95

Průběh tlaku od přitížení - doprava

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	7.09	4.40
2	1.40	7.09	4.40
3	3.00	7.09	4.40
4	3.96	7.09	4.40
5	3.96	9.11	16.54
6	4.02	9.11	16.54
7	4.07	9.11	16.54
8	4.07	7.09	4.40
9	4.12	7.09	4.40

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-1.56	141.74	1.04	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.10	0.01	1.92	1.000
Aktivní tlak	25.47	-1.40	17.56	1.91	1.000
Tlak vody	4.64	-0.38	0.28	1.94	1.000
doprava	22.34	-2.05	14.74	1.91	1.000
Křídla opěry	0.00	-2.75	84.79	4.22	1.000
Reakce mostu	33.25	-3.72	193.49	0.60	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-4.12	0.00	1.90	1.000

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 614.94$ kNm/mMoment klopící $M_{kl} = 206.71$ kNm/m

Zeď na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 294.97$ kN/mVodor. síla posunující $H_{pos} = 85.71$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáryCelkový moment $M = -34.71$ kNm/mNormálová síla $N = 452.61$ kN/mSmyková síla $Q = 85.71$ kN/m**Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE****Únosnost základové půdy****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	-34.71	452.61	85.71	0.00	231.82

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.0$ mmMaximální dovolená excentricita $e_{dov} = 644.3$ mm**Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Max. napětí v základové spáře $\sigma = 231.82$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 250.00$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**

Posouzení mostní opěry - zatěžovací stav 2

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Projekt

Datum : 6.3.2016

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.40
3	0.00	4.02
4	0.05	4.07
5	0.05	4.12
6	-1.90	4.12
7	-1.90	4.07
8	-1.90	4.02
9	-1.85	1.40
10	-0.40	1.40
11	-0.40	0.00

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

Plocha řezu zdi = 5.67 m².

Délka mostní opěry = 4.15 m

Délka základu opěry = 4.15 m

Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 0.50 m

Délka křídla za závěr. zídou = 5.70 m

Výška křídla = 3.50 m

Vzdál. oříznutí křídla od z.z. = 1.00 m

Hloubka oříznutí křídla = 5.70 m

Materiál opěry

Objemová tíha = 25.00 kN/m³

Beton 300, Ocel 10505

Parametry zemin

Třída S1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 39,50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 35,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu

Svislá síla $F_S = 0.00 \text{ kN}$

Vodorovná síla $F_V = -138.00 \text{ kN}$

Umístění $a_1 = 0.55 \text{ m}$

Výška $v = 1.00$ m

Síly od přechodové desky

Svislá síla $F_s = 0.00$ kN

Vodorovná síla $F_v = 0.00$ kN

Umístění $a_2 = 0.00$ m

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10.00	Třída S1, ulehlá	
2	-	Třída S1, ulehlá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.00 m

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna							
1	ANO		Celopl.	doprava	35.00				na terénu

Číslo	Typ	Název	ZS1	ZS2	ZS3
1	Celopl.	doprava	-	ANO	ANO

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - ČSN 73 6206

Výpočet proveden podle ČSN 730037 (s redukcí vstupních parametrů zemin).

Posouzení čís. 1

Výpočet aktivního tlaku za konstrukcí - mezivýsledky

Vrst. čís.	Mocnost [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Pozn.
1	1.40	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
2	1.60	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
3	0.96	0.00	35.91	0.00	10.00	31.82	0.238	
4	0.06	25.25	35.91	0.00	10.00	35.91	0.539	
5	0.05	25.25	35.91	0.00	10.00	35.91	0.539	
6	0.05	0.00	35.91	0.00	10.00	31.82	0.238	

Průběh aktivního tlaku za konstrukcí (bez přitížení)

Vrst. čís.	Poč. [m] Kon. [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Tlak [kPa]	Složka vod. [kPa]	Složka sv. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.40	28.00	0.00	6.68	5.67	3.52
2	1.40	28.00	0.00	6.68	5.67	3.52
	3.00	60.00	0.00	14.31	12.18	7.54
3	3.00	60.00	0.00	14.31	12.18	7.54
	3.98	69.64	9.64	16.61	14.11	8.76
4	3.98	69.64	9.64	37.56	18.12	32.90
	4.02	70.20	10.20	37.86	18.26	33.17
5	4.02	70.20	10.20	37.86	18.26	33.17
	4.07	70.70	10.70	38.13	18.39	33.40
6	4.07	70.70	10.70	16.86	14.33	8.89
	4.12	71.20	11.20	16.98	14.43	8.95

Průběh tlaku od přitížení - doprava

Bod čís.	Hloubka [m]	Vod.složka [kPa]	Svis. složka [kPa]
1	0.00	7.09	4.40
2	1.40	7.09	4.40
3	3.00	7.09	4.40
4	3.98	7.09	4.40
5	3.98	9.11	16.54
6	4.02	9.11	16.54
7	4.07	9.11	16.54
8	4.07	7.09	4.40
9	4.12	7.09	4.40

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svls} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-1.58	141.74	1.04	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.10	0.01	1.92	1.000
Aktivní tlak	25.47	-1.40	17.56	1.91	1.000
Tlak vody	4.64	-0.38	0.28	1.94	1.000
doprava	22.34	-2.05	14.74	1.91	1.000
Křídla opěry	0.00	-2.75	84.79	4.22	1.000
Reakce mostu	33.25	-3.72	0.00	0.60	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-4.12	0.00	1.90	1.000

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 510.03$ kNm/mMoment klopící $M_{kl} = 206.71$ kNm/m

Zeď na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 168.87$ kN/mVodor. síla posunující $H_{pos} = 85.71$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáryCelkový moment $M = -107.04 \text{ kNm/m}$ Normálová síla $N = 259.12 \text{ kN/m}$ Smyková síla $Q = 85.71 \text{ kN/m}$ **Cellkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE****Únosnost základové půdy****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	-107.04	259.12	85.71	0.00	132.72

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.0 \text{ mm}$ Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 644.3 \text{ mm}$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Max. napětí v základové spáře $\sigma = 132.72 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 250.00 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Cellkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace závěrné zídky****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{avis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-0.70	14.00	0.20	1.000
Aktivní tlak	2.55	-0.47	1.78	0.40	1.000
Tlak vody	0.00	-1.40	0.00	0.40	1.000
doprava	6.37	-0.70	4.48	0.40	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-1.40	0.00	0.40	1.000

Dimenzace závěrné zídky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 14.0 mm

Počet vložek = 6

Krytí výztuže = 45.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : $M = 4.40 \text{ kNm/m}$; $N = -20.24 \text{ kN/m}$; $Q = 8.91 \text{ kN/m}$ Výška průřezu $h = 0.40 \text{ m}$ **Dimenzace závěrné zídky - výsledky:**Namáhání průřezu - tlak s velkou výstředností ($x = 0.162 \text{ m}$).Napětí oceli v tahu : $\sigma = 5.32 \text{ MPa} < 280.00 \text{ MPa} = k_{at}$ Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.31 \text{ MPa} < 9.00 \text{ MPa} = k_{bd}$ Stupeň vyztužení [%] : $\min = 0.180 < 0.231 < 1.600 = \max$ Beton v dostřed. tlaku : $\sigma = 0.05 \text{ MPa} < 6.00 \text{ MPa} = k_{bd}$ **Průřez VYHOVUJE.**

Dimenzace dříku opěry

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svls} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-1.51	136.89	1.04	1.000
Aktivní tlak	20.32	-1.37	14.23	1.90	1.000
Tlak vody	3.95	-0.34	0.00	1.90	1.000
doprava	18.28	-2.01	12.80	1.90	1.000
Křídla opěry	0.00	-2.65	84.79	4.22	1.000
Reakce mostu	33.25	-3.62	193.49	0.60	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-4.02	0.00	1.90	1.000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 16.0 mm

Počet vložek = 18

Krytí výztuže = 45.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = -80.86 kNm/m; N = -442.20 kN/m; Q = 75.80 kN/m

Výška průřezu h = 1.90 m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Namáhání průřezu - tlak s malou výstředností.

Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.13$ MPa

Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.32$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}

Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.190 < 1.600 = max

Beton v dostřed. tlaku : $\sigma = 0.23$ MPa < 6.00 MPa = k_{bd}

Průřez VYHOVUJE.

Dimenzace spáry křídlo/opěra

Dimenzace spáry křídlo / opěra - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 14.0 mm

Počet vložek = 6

Krytí výztuže = 65.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = 36.35 kNm/m; N = 0.00 kN/m; Q = 19.34 kN/m

Výška průřezu h = 0.50 m

Dimenzace spáry křídlo / opěra - výsledky:

Namáhání průřezu - čistý ohyb (x = 0.096 m).

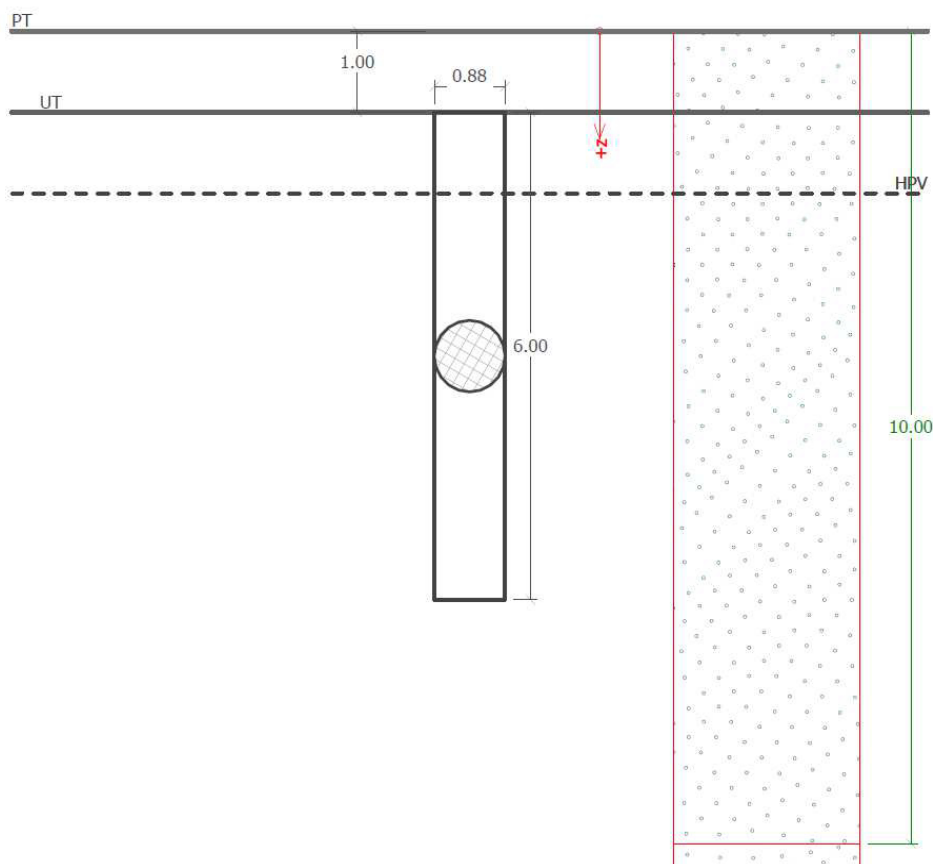
Napětí oceli v tahu : $\sigma = 99.37$ MPa < 280.00 MPa = k_{at}

Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 1.91$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}

Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.185 < 1.600 = max

Průřez VYHOVUJE.

5.3. Posouzení pilot



Obr. 5-2: Schéma piloty

Zatěžovací stav 1 - pilota

Síly působící ve středu základové spáry (převzato z posouzení opěry):

Celkový moment: $M =$	-107,04 kNm/m	(opěra - zatěžovací stav 2)
Normálová síla: $N =$	452,61 kN/m	(opěra - zatěžovací stav 1)
Smyková síla: $Q =$	85,71 kN/m	(opěra - zatěžovací stav 1)

Návrhové síly na jednu pilotu:

M	$=$	-107,04 *	$2,1 =$	-224,8 kNm
N	$=$	452,61 *	$2,1 =$	950,5 kN
Q	$=$	85,71 *	$2,1 =$	180,0 kN

Zatěžovací stav 2 - pilota

Zatěžovací stav reprezentuje situaci, kdy návrhové vozidlo najede na vnější okraj křídla.

Uvažována bodová síla 150 kN působící na rameni 6,54m (vzdálenost okraje křídla od osy piloty):

$F_{p,2}$	$=$	150 kN	
$r_{p,2}$	$=$	6,54 m	
$M_{p,2}$	$=$	$F_{p,2} * r_{p,2} =$	981 kNm

$$M_{p,2} = 981 \text{ kNm} < 1182,68 \text{ kNm} = M_{Rd} \text{ (jedené piloty)}$$

>> VYHOVUJE


Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Datum : 6.3.2016


Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]
1	Třída S1, ulehlá		39.50	0.00	20.00	10.00

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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_a [kN/m ³]	n [-]
1	Třída S1, ulehlá		96.00	-	20.00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [-]
1	Třída S1, ulehlá		soudržná	-

Parametry zemín

Třída S1, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 39,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν = 0,28
Edometrický modul :	E_{oed} = 96,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná

Geometrie konstrukce

Geometrie piloty

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr d = 0.88 mDélka l = 6.00 m

Umístění

Vysazení h = 0.00 mHloubka upraveného terénu h_z = 1.00 m

Redukce odporu na patě = 0.80

Redukce odporu na plášti = 0.60



Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Materiál konstrukce

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

Beton : C 30/37
Ocel podélná : 10505 (R)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10.00	Třída S1, ulehlá	
2	-	Třída S1, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
1	ANO	Zatížení č. 1	Výpočtové	951.00	0.00	-227.00	180.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2.00 m od původního terénu.

Nastavení výpočtu

Výpočet proveden podle teorie mezních stavů s redukcí vstupních parametrů zemín.

Součinitel redukce úhlu vnitřního tření $\gamma_{m\phi} = 1.10$
 Součinitel redukce soudržnosti $\gamma_{mc} = 1.40$

Posouzení čis. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti $N_c = 26.23$
 Součinitel únosnosti $N_d = 15.07$
 Součinitel únosnosti $N_b = 11.32$
 Součinitel únosnosti $K_1 = 1.10$
 Výpočtová únosnost na patě piloty $R_d = 1588.62 \text{ kPa}$
 Plocha příčného řezu piloty $A_g = 6.082E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty $L_p \text{ [m]} = 1.34 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	θ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	γR_2 [-]	f_s [kPa]	U _{fdi} [kN]
1.00	1.00	28.21	0.00	20.00	1.30	3.41	9.42
2.00	1.00	28.21	0.00	10.00	1.20	8.52	23.54
3.00	1.00	28.21	0.00	10.00	1.10	11.92	32.98
4.66	1.66	28.21	0.00	10.00	1.00	16.45	75.38

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel vlivu technologie $\gamma_{mR1} = 1.50$

Únosnost piloty na plášti $U_{fd} = 141.29 \text{ kN}$
 Únosnost piloty v patě $U_{bd} = 1082.84 \text{ kN}$
 Únosnost piloty $U_{vd} = 1204.13 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 951.00 \text{ kN}$

$U_{vd} = 1204.13 \text{ kN} > 951.00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost plovoucí piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

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

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě:

Vzdál. [m]	Modul k [kN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	56.89	-3.92	1.68	222.95	-180.00	227.00
0.30	2.84	-3.43	1.60	194.87	-124.88	272.55
0.30	2.84	-3.43	1.60	194.87	-124.88	272.55
0.60	5.69	-2.96	1.51	168.26	-76.98	302.65
0.60	5.69	-2.96	1.51	168.26	-76.98	302.65
0.90	8.53	-2.52	1.41	143.29	-35.89	319.41
0.90	8.53	-2.52	1.41	143.29	-35.89	319.41
1.20	11.38	-2.11	1.31	120.05	-1.17	324.82
1.20	11.38	-2.11	1.31	120.05	-1.17	324.82
1.50	14.22	-1.73	1.21	98.57	27.65	320.71
1.50	14.22	-1.73	1.21	98.57	27.65	320.71
1.80	17.07	-1.39	1.11	78.83	51.03	308.77
1.80	17.07	-1.39	1.11	78.83	51.03	308.77
2.10	19.91	-1.07	1.01	60.77	69.42	290.59
2.10	19.91	-1.07	1.01	60.77	69.42	290.59
2.40	22.76	-0.78	0.92	44.28	83.25	267.58
2.40	22.76	-0.78	0.92	44.28	83.25	267.58
2.70	25.60	-0.51	0.84	29.25	92.93	241.05
2.70	25.60	-0.51	0.84	29.25	92.93	241.05
3.00	28.44	-0.27	0.77	15.52	98.81	212.20
3.00	28.44	-0.27	0.77	15.52	98.81	212.20
3.30	31.29	-0.05	0.71	2.95	101.23	182.11
3.30	31.29	-0.05	0.71	2.95	101.23	182.11
3.60	34.13	0.15	0.65	-8.63	100.46	151.78
3.60	34.13	0.15	0.65	-8.63	100.46	151.78
3.90	36.98	0.34	0.61	-19.39	96.74	122.13
3.90	36.98	0.34	0.61	-19.39	96.74	122.13
4.20	39.82	0.52	0.57	-29.48	90.28	94.01
4.20	39.82	0.52	0.57	-29.48	90.28	94.01
4.50	42.67	0.69	0.55	-39.06	81.22	68.22
4.50	42.67	0.69	0.55	-39.06	81.22	68.22
4.80	45.51	0.85	0.53	-48.27	69.69	45.53
4.80	45.51	0.85	0.53	-48.27	69.69	45.53
5.10	48.36	1.01	0.52	-57.23	55.76	26.65
5.10	48.36	1.01	0.52	-57.23	55.76	26.65

Vzdál. [m]	Modul k [kN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
5.40	51.20	1.18	0.51	-66.04	39.48	12.31
5.40	51.20	1.18	0.51	-66.04	39.48	12.31
5.70	54.04	1.31	0.51	-74.78	20.89	3.19
5.70	54.04	1.31	0.51	-74.78	20.89	3.19
6.00	56.89	1.47	0.51	-83.51	0.00	0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = -3.9 mm

Max.deformace piloty = 3.9 mm

Max.posouvající síla = 180.00 kN

Maximální moment = 324.82 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 60.0 mm

Stupeň vyztužení $\rho = 0.310 \% > 0.151 \% = \rho_{\min}$ Zatížení : $N_{Ed} = -951.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 324.82$ kNmÚnosnost : $N_{Rd} = -3462.71$ kN; $M_{Rd} = 1182.68$ kNm**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

6. Závěr

Ve statickém výpočtu byly posouzeny významné prvky nosné konstrukce a rozhodující průřezy. Bylo prokázáno, že navržená konstrukce vyhoví požadavkům investora a norem ČSN EN.

7. Seznam obrázků a tabulek

Seznam obrázků

Obr. 2-1: Příčný řez

Obr. 2-2: Podélný řez

Obr. 3-1: Schéma zatížení - Tatra T815

Obr. 3-2: Schéma zatížení - Tatra T815 v podélném směru

Obr. 3-3: Schéma zatížení - Nápravové síly při působení větru

Obr. 3-4: Schéma zatížení - Příčný roznos

Obr. 3-5: Schéma zatížení - LM4 příčný roznos

Obr. 3-6: Schéma zatížení - Tatra T815 postavení pro max posouvající sílu

Obr. 4-1: Schéma perforované lišty

Obr. 4-2: Schéma zatížení - stanovení posouvající síly uprostřed rozpětí

Obr. 4-3: Obálka podélných smykových sil

Obr. 4-4: Půdorysné schéma Modelu zatížení 3

Obr. 4-5: Schéma příčného roznosu Modelu zatížení 3

Obr. 4-6: Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru, max M

Obr. 4-7: Schéma roznosu Modelu zatížení 3 v podélném směru, max V

Obr. 4-8: Zatížení prefabrikátů - montážní stav

Obr. 4-9: Zatížení ŽB desky pro max. kladný ohybový moment

Obr. 4-10: Průběh ohybového momentu pro zatížení dle Obr. 4-9

Obr. 4-11: Zatížení ŽB desky pro min. ohybový moment a max. posouvající sílu

Obr. 4-12: Průběh ohybového momentu pro zatížení dle Obr. 4-11

Obr. 4-13: Průběh posouvající síly pro zatížení dle Obr. 4-11

Obr. 4-14: Schéma zatížení větrem v montážním stádiu

Obr. 4-15: Výsledné normálové síly v táhlech od zatížení větrem

Obr. 5-1: Schéma zatížení mostní opěry

Obr. 5-2: Schéma piloty

Seznam tabulek

tab. 3.1. - Součinitele spolehlivosti zatížení

tab. 3.2. - Součinitele kombinace ψ pro silniční mosty

tab. 4.1. - Výpočet pracovních součinitelů

tab. 4.2. - Výpočet průřezových charakteristik

tab. 4.3. - Výpočet normálových napětí v MSP