

Lávka pro chodce v Račicích

B. STATICKÝ VÝPOČET

Fakulta stavební

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D

Martin Kucián

Obsah

1. Úvod	3.
2. Popis konstrukce	4.
3. Zatížení	5.
4. Kombinace zatížení	8.
5. Výpočetní model a vnitřní síly	10.
6. Návrh a posouzení MSÚ	15.
7. Posouzení MSP	21.
8. Posouzení montážních stavů	24.
9. Posouzení dynamické odezvy lávky	28.
10. Posouzení konstrukčních detailů	30.
11. Posouzení spodní stavby	33.
12. Závěr	39.

1. Úvod

1.1. Průvodní zpráva

Předmětem statického výpočtu je posouzení nosné konstrukce lávky pro chodce v Račicích. Základním nosným prvkem je dvojice ocelových kruhových trubek, které jsou vyztužené parabolickým obloukem. Mostovka je betonová, spřažená s ocelovými příčníky. 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
- [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] ČAMBULA, 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] JRC Scientific and Technical Reports: Design of Leghtweight Footbridges for Human Induced Vibrations, EUR 23984 EN, 2009
- [15] ČSN EN 1993-1-8 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčnicků
- [16] KUCIÁN, Martin. Most přes sportovní kanál v Račicích. Praha, 2016. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze.
- [17] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddubelleiste, No. Z-26.4-56, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013

1.3. Použitý software

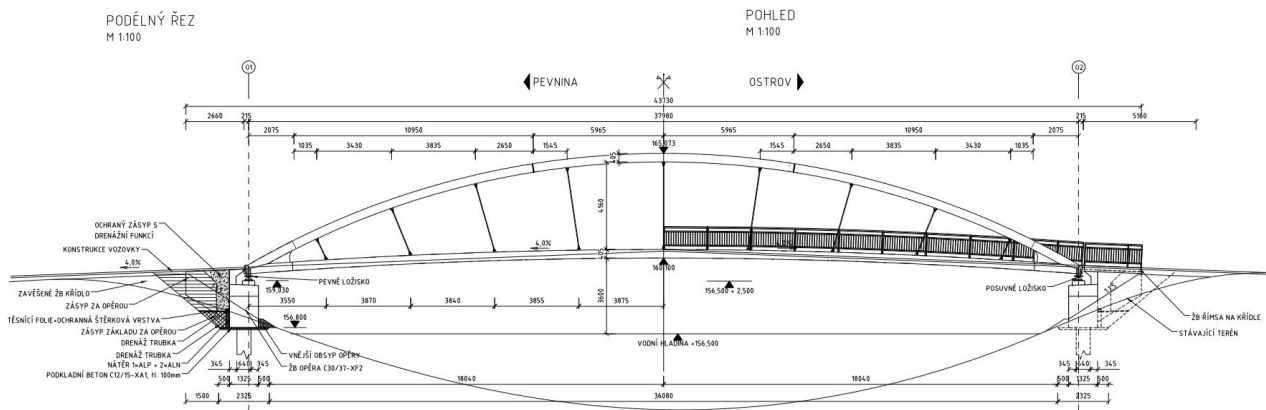
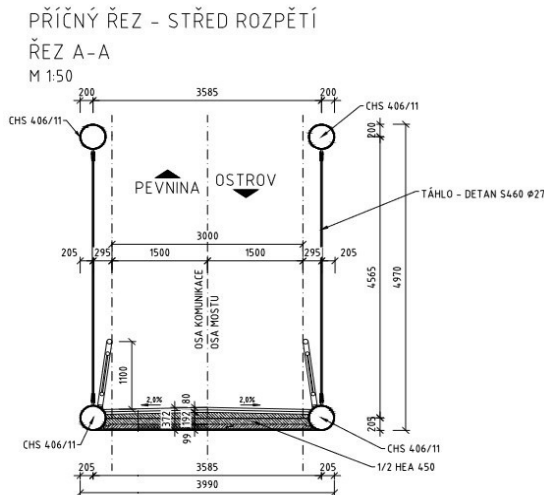
MICROSOFT OFFICE EXCEL 2010 - tabulkový editor, Microsoft.
Scia Engineer 17.1.2029
GEO 5 - Piloty, verze 5.4.18.3
GEO 5 - Opěra, verze 5.4.18.3
IDEA StatiCa 9

2. Popis konstrukce

2.1. Popis konstrukce

Lávka pro chodce je navržena jako tzv. Langerův trám. Dvojice hlavních podélných nosníků je vyztužena parabolickým obloukem. Deska mostovky je železobetonová, spřažená s ocelovými příčníky. Příčníky jsou zabetonované a jejich pásnice je upravena do tvaru hřebenové lišty, tak aby nebylo nutné používat další spřahovací prostředky. Příčníky zároveň tvoří podporu pro ŽB prefabrikáty, které slouží jako ztracené bednění při betonáži.

2.2. Schéma konstrukce



3. Zatížení

3.1. Stálé zatížení

Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou generované pomocí programu SCIA Engineer.

Ostatní stálé

		$g'_{2,k}$ [kN/m ²]
asfaltový beton	$0,04 \cdot 22 = 0,04 \cdot 22$	0,88
asfaltový beton - ochr. Izolace	$0,045 \cdot 25 = 0,045 \cdot 25$	1,125
izolace	$0,005 \cdot 15 = 0,005 \cdot 15$	0,075
		2,08

Zábradlí: $g_{3,k} = 1 \text{ kN/m}$

3.2. Model zatížení 4

Dle ČSN EN 1991-2 5.3.2.1. hodnota q_{fk} definována jako:

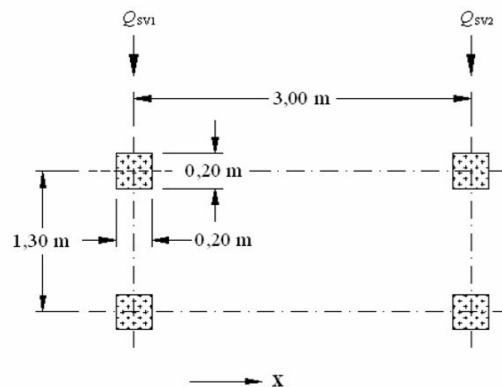
$$q_{fk} = 2,0 + 120/(L + 30) \text{ kN/m}^2,$$

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{fk} = \quad \quad \quad \mathbf{3,76 \text{ kN/m}^2}$$

3.3. Zatížení obslužným vozidlem

Jako obslužné vozidlo je dle požadavků investora zvolené vozidlo definované v ČSN EN 1991-2 5.6.3 s 50% nápravových sil dle normových hodnot.



Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Obr. Schéma zatížení - obslužné vozidlo

Brzdná síla $Q_{sv,h}$ uvažována 60% svislého zatížení.

3.4. Statický model vodorovných sil

Charakterická hodnota vodorovné síly ve směru podélné osy lávky je rovna vyšší z hodnot:

a) 10% z celkového rovnoměrného zatížení

$$3,76 \cdot 3 \cdot 38 \cdot 0,1 = \quad \quad \quad \mathbf{42,864 \text{ kN}}$$

b) 60% celkové tíhy obslužného vozidla

$$120 \cdot 0,6 = 72 \text{ kN}$$

$$\gg Q_{\text{flk}} = 72 \text{ kN}$$

3.5. Zatížení větrem

Kategorie terénu : II

Základní rychlost větru: $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Referenční výška: $z_e = 10 \text{ m}$
Měrná hmotnost vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Charakteristický maximální dynamický tlak:

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

Sily ve směru x

Celkový tlak větru:

$$W_{\text{net}} = q_b \cdot C$$

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

$$c_e = 2,5$$

$$c_{f,x} = 1,3$$

Součinitel zatížení větre C = 3,25 (dle ČSN EN 1991-1-4 pro $b/d_{\text{tot}}=7$)

$$W_{\text{net},x} = 390,625 \cdot 3,25 = 1269,5 \text{ N/m}^2 = 1,27 \text{ kN/m}^2$$

3.6. Účinek smršťování betonu

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

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

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

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

$$RH_0 = 100 \%$$

$$RH = 80 \%$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

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

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot (1 - 0,8^3) = 0,76$$

pevnost betonu v čase $t = 36\,500$ dní:

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

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot ((220 + 110 \cdot 5) \cdot \exp(-0,11 \cdot 4,85)) \cdot 10^{-6} \cdot 0,76$$

$$= 0,0002917$$

$$dt = 0,000292 / 0,00001 = 29,17 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.7. Zatížení teplotou

Maximální teplota vzduchu ve vestínu $t_{\text{max}} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$
Minimální teplota vzduchu ve vestínu $t_{\text{min}} = -32 \text{ } ^\circ\text{C}$
Součinitel teplotní roztažnosti: $\alpha_T = 0,000012$
Základní teplota $t_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$

Rovnoměrná složka teploty - spřažená deska mostovky (typ 2.)

Maximální mezní teplota konstrukce	$t_{e,max} =$	42	°C	(obr. 6.1 ČSN EN 1991-1-5)
Minimální mezní teplota konstrukce	$t_{e,min} =$	-25	°C	(obr. 6.1 ČSN EN 1991-1-5)

Maximální oteplení konstrukce: $\Delta t^+ = t_{e,max} - t_0$

$$\Delta t^+ = 42 - 10 = 32 \text{ °C}$$

Maximální ochlazení konstrukce: $\Delta t^- = t_{e,min} - t_0$

$$\Delta t^- = -25 - 10 = -35 \text{ °C}$$

Rovnoměrná složka teploty - ocelové konstrukce (typ 1.)

Maximální mezní teplota konstrukce	$t_{e,max} =$	52	°C	(obr. 6.1 ČSN EN 1991-1-5)
Minimální mezní teplota konstrukce	$t_{e,min} =$	-35	°C	(obr. 6.1 ČSN EN 1991-1-5)

Maximální oteplení konstrukce: $\Delta t^+ = t_{e,max} - t_0$

$$\Delta t^+ = 52 - 10 = 42 \text{ °C}$$

Maximální ochlazení konstrukce: $\Delta t^- = t_{e,min} - t_0$

$$\Delta t^- = -35 - 10 = -45 \text{ °C}$$

Rozdílové složky teploty - Typ 2

Stanoveno pomocí ČSN-EN 1991-1-5 6.1.4.1 (postup 1)

Typ konstrukce: 2.typ

$$k_{sur} = 1 \quad (\text{pro oba případy})$$

Horní povrch teplejší než dolní:

$$T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$$

Dolní povrch teplejší než horní:

$$T_{M,cool} = 18 \text{ °C}$$

Rozdílové složky teploty - Typ 1

Stanoveno pomocí ČSN-EN 1991-1-5 6.1.4.1 (postup 1)

Typ konstrukce: 1.typ

$$k_{sur} = 1 \quad (\text{pro oba případy})$$

Horní povrch teplejší než dolní:

$$T_{M,heat} = 18 \text{ °C}$$

Dolní povrch teplejší než horní:

$$T_{M,cool} = 13 \text{ °C}$$

4. Kombinace zatížení

4.1. 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

4.2. 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 (LM1) TS	0,75	0,75	0,00	0,80
	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 lidí)	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
		0,80	-	0,00	-
	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

4.3. Kombinace pro MSÚ

Pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z následujících dvou výrazů:

$$Sg_{G_i} G_{k,i} "+" g_{P,P} "+" g_{Q,1} \nu_{0,1} Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i} \nu_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$Sx_{g_{G_i} G_{k,i} "+" g_{P,P} "+" g_{Q,1} Q_{k,1} "+" Sg_{Q,i} \nu_{0,i} Q_{k,i}} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

Výpis použitých kombinací - MSÚ

	MSÚ_a_1	MSÚ_a_2	MSÚ_b_1	MSÚ_b_v2	MSÚ_b_t2
stálé	1,35	1,35	1,15	1,15	1,15
předpětí	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
chodci	0,54		1,35	0,54	0,54
vozidlo		1,35			
teplota	0,90		0,90	0,75	1,50
vítr	0,90		0,90	1,50	0,30

4.4. Kombinace pro MSP

Charakteristická kombinace zatížení

$$\Sigma G_k + Q_{k1} + \Sigma \Psi_0 \times Q_{ki}$$

Častá kombinace zatížení

$$\Sigma G_k + \Psi_1 \times Q_{k1} + \Sigma \Psi_2 \times Q_{ki}$$

Kvazistálá kombinace zatížení

$$\Sigma G_k + \Sigma \Psi_2 \times Q_k$$

Kombinační součinitele - MSP

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Chodci	0,4	0,4	0
Teplota	0,6	0,6	0,5
Staveništní zatížení	1	-	1
Vítr	0,6	0,2	0

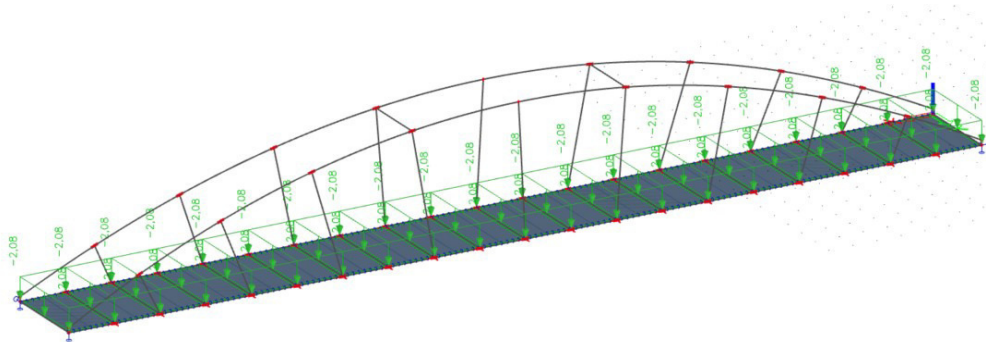
5. Výpočetní model a vnitřní síly

5.1. Výpočetní model

Celkový 3D model konstrukce byl vytvořen v programu Scia Engineer ver. 17.1.2029. Hlavní nosník a ocelový oblouk byly vytvořeny jako prutové dílce. Deska mostovky a ocelové příčníky jsou zadány pomocí plošného prvku (desky) s vloženými žebry. Při návrhu ocelových částí konstrukce je zadrženo spolupůsobení železobetonové desky v globálním tahu pomocí zadané ortotropie desky. V matici tuhosti desky je zadána nulová tuhost v podélném směru mostu. Pro návrh ŽB desky je využit model s izotropní deskou.

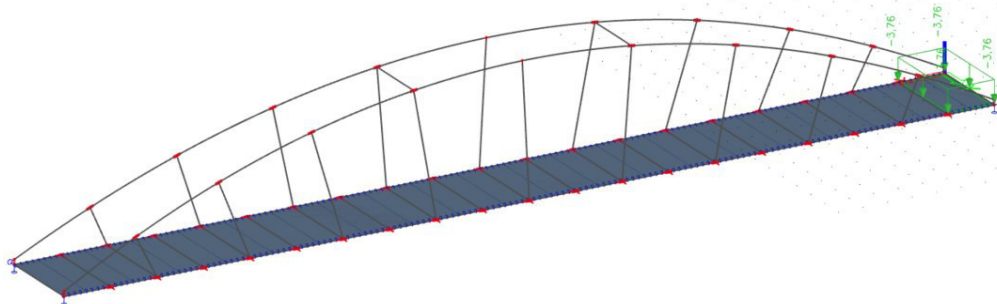
5.2. Přehled zatěžovacích stavů

Ostatní stálé zatížení

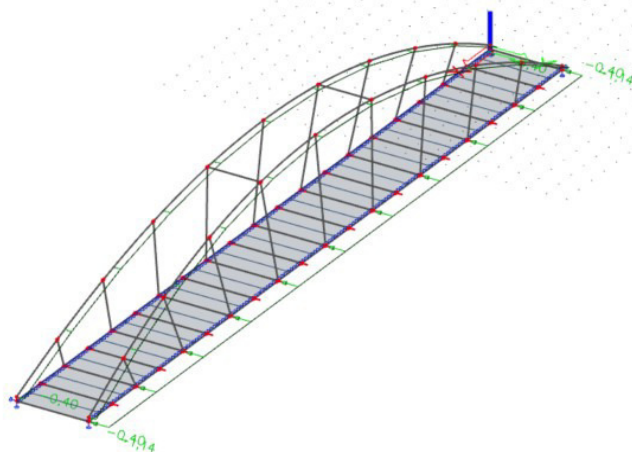


Zatížení chodci

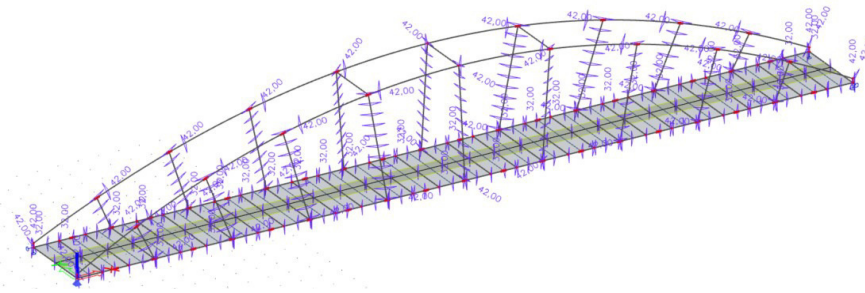
Vloženo jako plošné zatížení na jednotlivých částech desky pro kombinace s nerovnoměrným zatížením konstrukce.



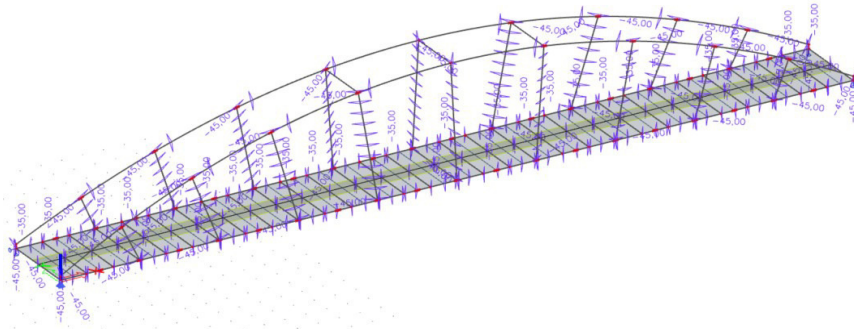
Zatížení větrem



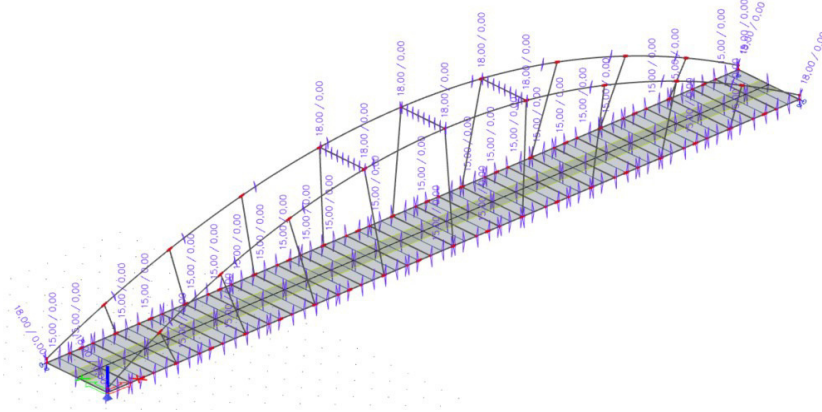
Zatížení teplotou - rovnoměrné, oteplení



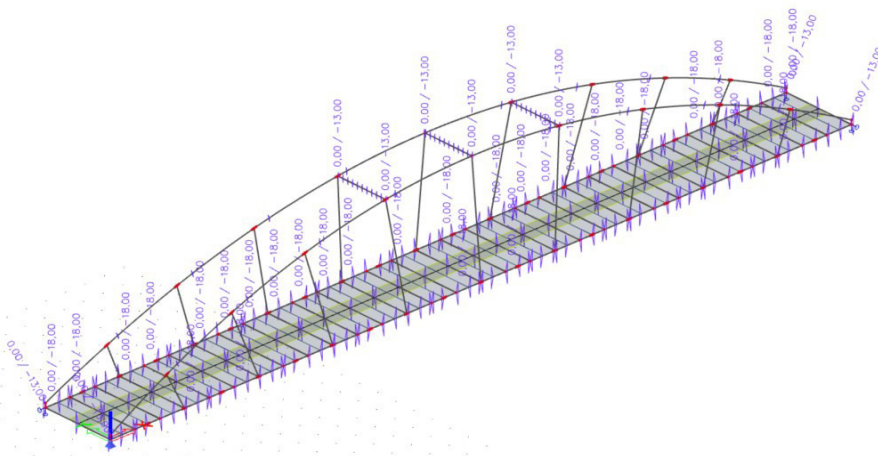
Zatížení teplotou - rovnoměrné, ochlazení



Zatížení teplotou - nerovnoměrné, T(m,heat)

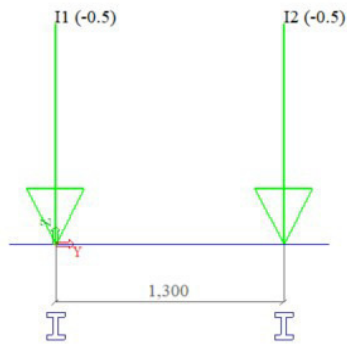


Zatížení teplotou - nerovnoměrné, T(m,cool)

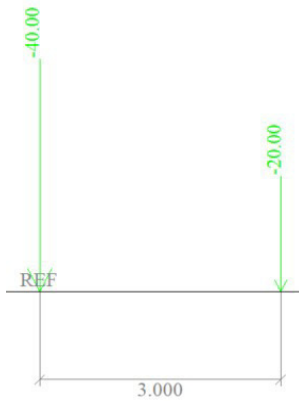


Zatížení obslužným vozidlem

Vloženo jako pohyblivé zatížení, excentricky pro maximální zatížení jednoho hlavního nosníku.
Impulzy v příčném směru:

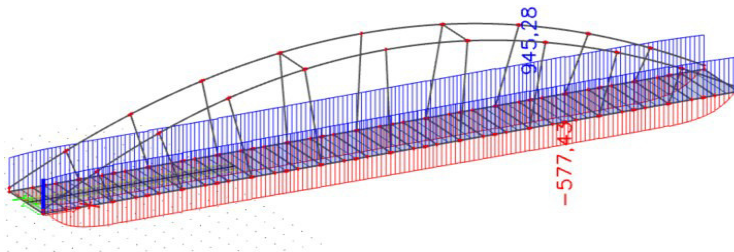


Soustava v podélném směru:

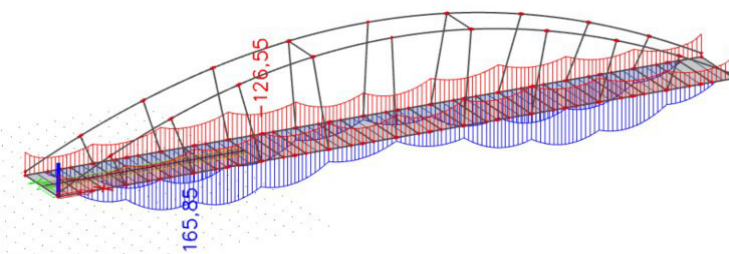


5.3. Vnitřní síly - MSÚ

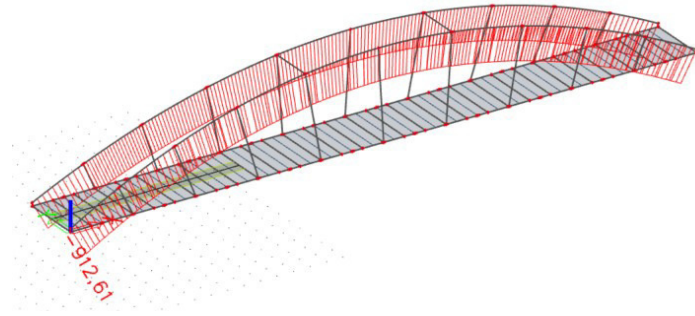
Hlavní ocelový nosník - obálka MSÚ - normálová síla (kN)



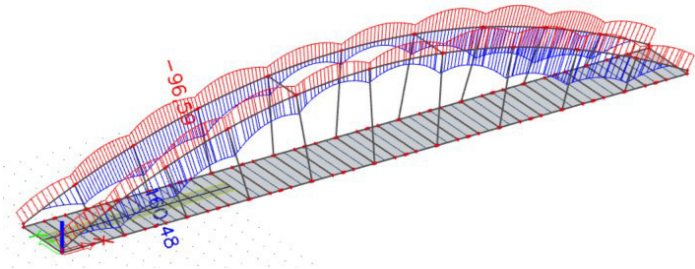
Hlavní ocelový nosník - obálka MSÚ - My (kNm)



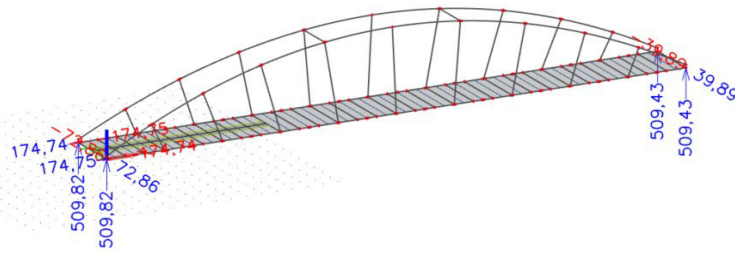
Oblouk - obálka MSÚ - normálová síla (kN)



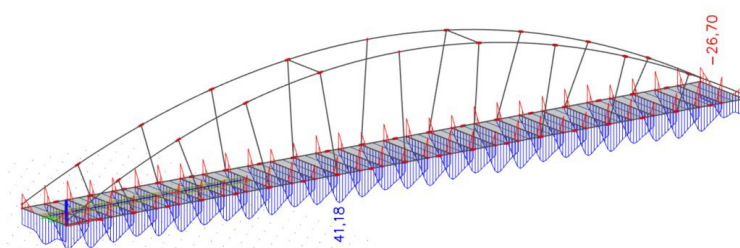
Oblouk - obálka MSÚ - My (kNm)



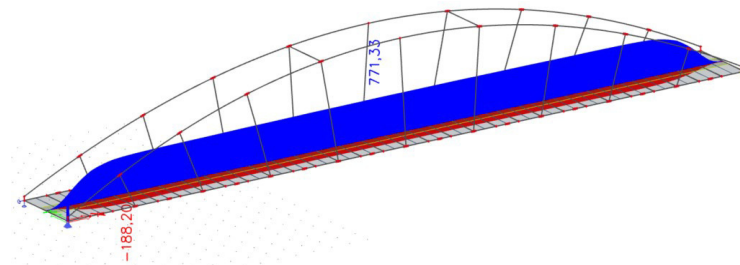
Reakce - obálka MSÚ (kN)



Příčnický - obálka MSÚ - My (kNm)



Deska mostovky - obálka MSÚ - N (kN/m)



6. Návrh a posouzení MSÚ

Návrhové pevnosti materiálů

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

6.1. Posouzení oblouku MSÚ

Návrh: RO 406/11

Návrhové vnitřní síly

$N_{ed} =$	-872,21 kN
$M_{y,Ed} =$	48,99 kNm
$M_{z,Ed} =$	38,55 kNm

posuzovaný řez: x= 31,0m
kombinace: MSU_b_1

Kritická síla pro vybočení v rovině oblouku

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

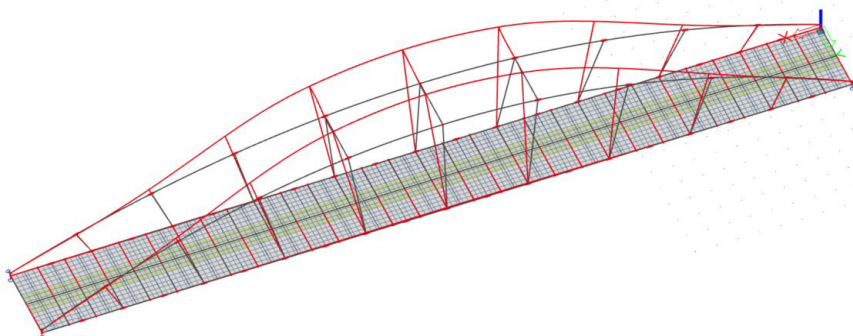
kde N_{cr} je síla v podporách;
 s polovina délky oblouku;
 EI_y ohybová tuhost oblouku v rovině;
 β součinitel vzpěrné délky.

Pro oblouk s táhlem dle ČSN-EN 1993-2 D.3.2 obrázku D4 platí:

$f/l =$	0,12
$p =$	3800 mm
$m =$	9
>> $\beta =$	0,35
$E =$	210000 MPa
$I_y =$	0,000266 m ⁴
$s =$	19,9 m
$N_{cr} =$	11353,2 kN

Kritická síla pro vybočení z roviny oblouku

Kritická síla stanovena pomocí stabilitního výpočtu v programu SCIA E.
Výsledný tvar vybočení pro rozhodující kombinaci zatížení:



$\alpha_{cr} =$	5,87
$N_{ed} =$	872,21
$N_{cr} =$	$N_{ed} * \alpha_{cr}$

$$N_{cr} = 5119,87 \text{ kN}$$

Rovinný vzpěr v rovině oblouku

Poměrná štíhlost:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0,531$$

$$A = 0,0136 \text{ m}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

>> z křivky vzpěrné pevnosti pro křivku c

$$\chi = 0,95$$

Rovinný vzpěr z roviny oblouku

Poměrná štíhlost:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 0,790$$

$$A = 0,0136 \text{ m}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

>> z křivky vzpěrné pevnosti pro křivku c

$$\chi = 0,68$$

>> rozhoduje vybočení z roviny oblouku

Posouzení na kombinaci vzpěru a dvousého ohybu

Uvažuje se prut, který není náchylný na deformace od kroucení

$0,5V_{el,Rd} < V_{ed}$ -> možno zanedbat vliv velkého smyku

$$W_y = 1310000 \text{ mm}^3$$

$$W_z = 1310000 \text{ mm}^3$$

$$A = 13650 \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$N_{Rk} = f_{yk} \cdot A = 3207,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = f_{yk} \cdot W_y = 307,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = f_{yk} \cdot W_z = 307,9 \text{ kNm}$$

Pro prut namáhaný osovou silou a ohybem:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Interakční součinitelé k_{ij} :

Interakční součinitelé	Typ průřezu	Předpoklady navrhování	
		Pružnostní návrh – průřezy třídy 3 a 4	Plasticitní návrh – průřezy třídy 1 a 2
k_{yy}	I průřezy, pravouhlé duté průřezy	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I průřezy, pravouhlé duté průřezy	k_{yz}	$0,6 k_{yz}$
k_{zy}	I průřezy, pravouhlé duté průřezy	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I průřezy	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	pravouhlé duté průřezy		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Pro I a H-průřezy a pro pravouhlé duté průřezy namáhané osovým tlakem a rovinným ohybem $M_{y,Ed}$ může být $k_{zy} = 0$.

Součinitele C_m :

$$C_{my} = 0,95$$

$$C_{mz} = 0,95$$

$$k_{yy} = 1,04 \leq 1,11$$

$$k_{zz} = 0,9 \leq 0,9$$

$$k_{yz} = 0,9$$

$$k_{zy} = 0,8$$

$$\frac{872,21}{3047,363} + \frac{50,78}{307,9} + \frac{36,2}{307,9} = 0,57$$

$$\frac{872,21}{2181,27} + \frac{40,62}{307,9} + \frac{36,23}{307,9} = 0,65$$

0,65 < 1,0
>> VYHOVUJE
Návrh: RO 406/11

6.2. Posouzení hlavního nosníku MSÚ

Návrh: RO 406/11

Návrhové vnitřní síly

$$N_{ed} = 945,28 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 165,85 \text{ kNm}$$

$$V_y = 29,01 \text{ kN}$$

posuzovaný řez: $x = 28,5\text{m}$
kombinace: MSU_b_1

$$\gamma_0 = 1$$

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

$$A = 0,0137 \text{ m}^2$$

$$W_y = 0,001315 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{0,94528}{0,0137} + \frac{0,16585}{0,001315} = 195,12 \text{ MPa}$$

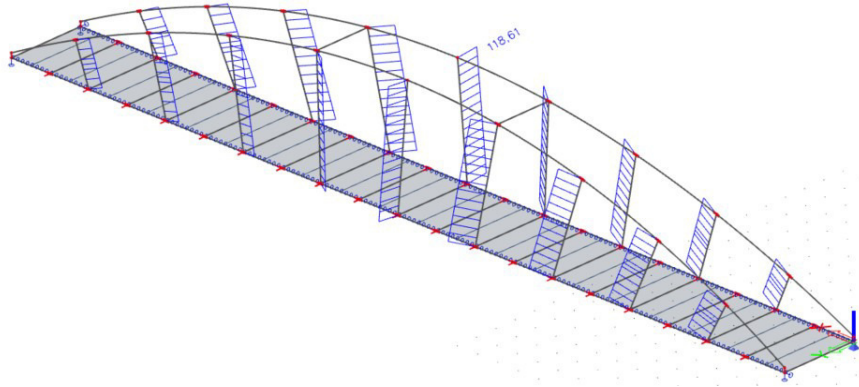
$$\sigma_{Ed} = \frac{195,12 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}} < f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

>> VYHOVUJE
Návrh: RO 406/11

6.3. Posouzení táhel - MSÚ

Návrh: Detan S460 Ø27

Obálka vnitřních sil - táhla:



$N_{Ed} = 118,61 \text{ kN}$
pro kombinaci MSU_b_1

$N_{Rd} = 206,7 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 118,61 < 206,7 = N_{Rd}$

>> VYHOVUJE

6.4. Posouzení příčníků - MSÚ - smyk

Ocelový průřez: 1/2 HEA 450 S355

$A = 0,007949 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,00001895 \text{ m}^4$
 $W_{el,y} = 0,0001176 \text{ m}^3$
 $t_s = 34 \text{ mm}$ (vzdálenost těžiště od spodních vláken)

Únosnost ve smyku

Únosnost stojiny ocelového nosníku ve smyku:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w * f_{yw} * d * t}{\sqrt{3} * \gamma_{m1}} = \frac{355 * 195 * 11}{\sqrt{3} * 1} = 439,64 \text{ kN}$$

$V_{1,Ed} = 192,22 \text{ kN}$
 $2 * V_{1,Ed} = 384,44 < 439,64 = V_{bw,Rd}$

>> VYHOVUJE

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

6.5. Posouzení spřaženého průřezu příčníků - MSÚ - ohyb

$M_{Ed} = 65,93 \text{ kNm}$

pro příčník ve středu rozpětí mostu, kombinace: MSU_a_2

>> průřez třídy 1 >> plastický posudek

Betonový průřez - účinná šířka betonové desky u nosníku:

$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$
 $b_0 = 0 \text{ mm}$ (spřažení pomocí profilace stojiny nosníku)
 $b_e = L/8 = 437,5 \text{ mm}$ (pro rozpětí 3,5m)
 $b_{e,1} = \min(L_{příč}/2, b_e) = 1900 \text{ mm}$
 $b_{e,1} = 437,5 \text{ mm}$

$$b_{\text{eff}} = 437,5 + 437,5 = 875 \text{ mm}$$

výška betonového průřezu:

$$h_b = 240 \text{ mm}$$

plocha bet. Průřezu:

$$A_{\text{eff}} = 210000 \text{ mm}^2$$

Poloha neutrální osy průřezu:

poloha neutrální osy (pro předpoklad polohy ve stojině ocelového profilu):

$$x = 147,000 \text{ mm}$$

>>> předpoklad splněn

Moment únosnosti spřaženého průřezu:

N_c	=	20	*	102900	=	2058	kN	(beton v tlaku)
e_c	=	147,00	:	2	=	73,50	mm	
N_{a1}	=	355	*	902	=	320,21	kN	(tlačená část stojiny)
e_{Na1}	=	41,00	mm					
N_{a2}	=	355	*	1023	=	363,165	kN	(tažená část stojiny)
e_{Na2}	=	46,50	mm					
N_{a3}	=	355	*	5700	=	2023,5	kN	(tažená část stojiny)
e_{Na3}	=	102,00	mm					

vzdálenost neutrální osy od horní hrany desky:

$$z_{pl} = 147,000 > 103,6 = 0,4 \cdot h$$

$$> 38,85 = 0,15 \cdot h$$

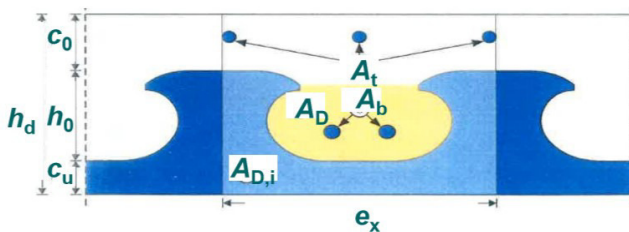
>> moment únosnosti není třeba redukovat součinitelem β

$$M_{pl,Rd} = \beta \cdot (N_c \cdot e_c + N_{a1} \cdot e_{Na1} + N_{a2} \cdot e_{Na2} + N_{a3} \cdot e_{Na3} + N_{a4} \cdot e_{Na4}) = 387,68 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 387,68 \text{ kNm} > 65,93 \text{ kNm} = M_{Ed}$$

>> spřažený průřez VYHOVÍ

6.6. Posouzení spřažení pomocí hřebenové lišty



Lišta posouzena dle [17]

Charakteristická únosnost jednoho betonového roubíku ve smyku

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad \text{kde: } \rho_D = \frac{E_s A_b}{E_{cm} A_D}$$

$$\eta_{D,PZ} = 2 - e_x / 400 \quad A_{D,PZ} = 0,13 e_x^2$$

$$\eta_{D,PZ} = 1,425$$

$$A_{D,PZ} = 6877$$

$$\rho_D = 0,14695725$$

$$P_{sh,k} = 473,56 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost jednoho betonového roubíku proti vyloupnutí betonu

$$P_{po,k} = 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} (1 + \rho_{D,i}) \quad \text{kde: } h_{po} = \min(c_o + 0,07 e_x; c_u + 0,13 e_x)$$

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}} \quad A_{sf} = A_b + A_t$$

$$h_{po} = 80,1 \text{ mm}$$

$$A_{sf} = 462 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{di} = 0,27070313$$

$$P_{po,k} = 449,051353 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost jednoho ocelového ramene

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y$$

$$P_{pl,k} = 224,54 \text{ kN} \quad \gg \text{ rozhoduje}$$

$$P_{pl,d} = 179,63 \text{ kN}$$

Pružný návrh spřažení

Rozhoduje únosnost ocelového ramene.

$$V_{Ed} = 65,54 \text{ kN}$$

$$V_1 = \frac{V_{Ed} \cdot S_i}{I_i} = 244,2 \text{ kN}$$

$$S_i = 718977 \text{ mm}^3$$

$$I_i = 193000 \text{ mm}^4$$

$$e_{x,1} = 735,72 \text{ mm}$$

$$e_x = 230 \text{ mm} < 735,72 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

6.7. Posouzení desky mostovky

Výztuž prefabrikátů není v podélném směru spojitá a není tak započítána do globálního tahového působení.

Návrh výztuže na působení globálního tahu

$$N_{ed} = 771 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = 434 \text{ MPa}$$

NÁVRH : 2*Φ14 á 125mm

$$A_s = 2464 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = N_{ed}/A_s = 312,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 312,9 \text{ MPa} < 434 \text{ MPa} = f_{sd}$$

VYHOVUJE

6.8. Návrh ložiska

Ložiska jsou navržena jako tangenciální svařovaná.

Návrhová reakce na jedno ložisko:

$$R_{d,max} = 510 \text{ kN}$$

Namáhání soustředným tlakem

Napětí v soustředném tlaku, vypočtené podle vzorců Hertze

Pro dotyk roviny s válcovou plochou:

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

n... extrémní zatížení na jednotku délky dotyku

r... poloměr válce

E... modul pružnosti v tahu a tlaku

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

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

Délka dotykové plochy:

$$b_1 = 180 \text{ mm}$$

Minimální poloměr dotykové plochy:

$$r_{\min} = 0,42^2 * v \frac{n * E}{b_1 * f_{dH}^2} = 0,42^2 * v \frac{R_{d,\max} * E}{b_1 * f_{dH}^2} = 0,42^2 * v \frac{5,1 * 10^5 * 2,1 * 10^5}{180 * 850^2} = 160 \text{ mm}$$

NÁVR: r = 200mm

Napětí v centrální liště od návrhové reakce:

$$A = 180 * 25 = 4500 \text{ mm}^2$$

$$R_{d,\max} = 510 \text{ kN}$$

$$\sigma_l = \frac{R_{d,\max}}{A} = \frac{510}{4500} = 113,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_l = 113,3 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} = f_{yd}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení ložiska na překlopení

Vodorovná síla na ložisko od zatížení dopravou:

$$H = 174 \text{ kN}$$

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

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

$$H_{sd} = \mu * R_{d,\max} = 0,4 * 510 = 204 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,4$$

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

Uvažována možná excentricita svislé reakce vlivem průhybu nosníku:

$$R_{d,\max} = 510 \text{ kN}$$

$$\text{excentricita síly: } e_3 = 10 \text{ mm}$$

Moment na úložné desce:

$$M = 174 * 0,185 + 204 * 0,185 + 510 * 0,01 = 75,03 \text{ kNm}$$

Vzdálenost kotev v podélném směru:

$$t = 250 \text{ mm}$$

Síla od momentu na taženou dvojici kotev:

$$F_{\text{kotv}} = 75,03 / 0,25 = 300,12 \text{ kN}$$

Výsledná tahová síla na jednu kotvu:

$$F_{\text{kotv},1} = 300,12 / 2 = 150,06 \text{ kN}$$

NÁVRH: šroub lepený ve vrtaných kanálech M36 8.8.

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

$F_{\text{kotv},1} = 150,06 < 172,78 = F_{rd}$

>> VYHOVUJE

Potřebná výška kotvení v betonu:

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

NÁVRH: h = 250 mm

6.9. Smyk ve styčné ploše mezi betony různého stáří

Posouzení v místě styku prefabrikátu a monolitické části desky od účinků vnitřních sil v podélném směru.

Posouzeno dle ČSN EN 1992-1-1

$$V_{Ed1} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad V_{ed} = 30,3 \text{ kN} \quad z = 160 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 \quad b_i = 1000 \text{ mm}$$

$$V_{Ed1} = 0,19 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost ve smyku styčné plochy:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

$$c = 0,45 \quad \sigma_n \dots \text{vliv zanedbán}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa} \quad \rho = 2,52 * 10^{-3}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$V_{rd1} = 0,598 + 1,2 = 1,798 \text{ MPa} > 0,1875 \text{ MPa} = v_{ed1}$$

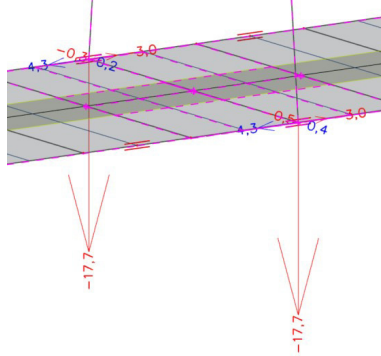
>> VYHOVUJE

7. Posouzení MSP

7.1. Posouzení průhybů - MSP

Průhyb ve středu rozpětí

Výpočet průhybů od charakteristické kombinace zatížení.
Průhyb hlavního nosníku ve středu rozpětí:



$$\delta_{1n} = 17,7 \text{ mm}$$

Průhyb spřaženého průřezu příčnicku :

$$\delta_p = 7,63 \text{ mm}$$

Celkový průhyb ve středu rozpětí:

$$\delta_{\text{střed}} = 25,33 \text{ mm}$$

>> VYHOVUJE

7.3. Posouzení spřaženého průřezu příčnicků - MSP

Průřezové charakteristiky spřaženého průřezu

$$n = \frac{E_a}{E_c'} = \frac{210000}{16000} = 13,125$$

$$E_c' = 32000/2 = 16000 \text{ MPa}$$

$$\frac{b_{\text{eff}}}{n} = \frac{875}{13,125} = 66,67 \text{ mm}$$

Části průřezu:

1. Bet. Deska 66,67*240mm
2. Stojina 11*175mm
3. Pásnice 19*300mm

$$\text{těžiště od horních vláken } t_h = 154,51 \text{ mm}$$

$$\text{moment setrvačnosti } I_{\text{eff}} = 0,000193 \text{ m}^4$$

MSP příčnicků - výpočet průhybu

$$M_{\text{ek}} = 20,57 \text{ kNm}$$

$$\delta_{2,p} = \frac{5}{48} * \frac{ML^2}{EI} = \frac{5*20,57*10^3*3,50^2}{48*210000*10^6*0,000193} = 0,00065 \text{ m}$$

Celkový průhyb (s vlivem montáže)

$$\delta_p = \delta_{2,p} + \delta_{1,p} = 0,00763 \text{ m}$$

$$\delta_p = 7,63 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{lim}} = l/200 = 17,5 \text{ mm}$$

$$\delta_p < \delta_{\text{lim}} \gg \text{OK}$$

MSP příčníků - napětí v oceli

$$M_{ek} = 20,57 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{h,p} &= \frac{M_{ek}}{I_y} * (e_h - t_1) = \frac{20,57}{0,000193} * -0,065 = \\ &= -6,93 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{d,p} &= \frac{M_{ek}}{I_y} * (e_d - t_2) = \frac{20,57}{0,000193} * 0,104 = \\ &= 11,08 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Ověření napětí s vlivem montáže (napětí při montáži viz kapitola 8.):

$$\sigma'_h = -6,93 - 166,64 = -173,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_d = 11,08 + 34,48 = 45,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_h < f_{yd} \gg \text{OK}$$

$$\sigma'_d < f_{yd} \gg \text{OK}$$

7.4. Návrh mostního závěru

Návrhové rozsahy teplot:

$$\Delta T_{N,exp,d} = T_{e,max} - T_0 + 20 = 62 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con,d} = T_{e,min} - T_0 - 20 = -65 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Celkový návrhový posun v závěru:

$$\Delta u_d = 52,0 \text{ mm}$$

Celkový možný posun v závěru:

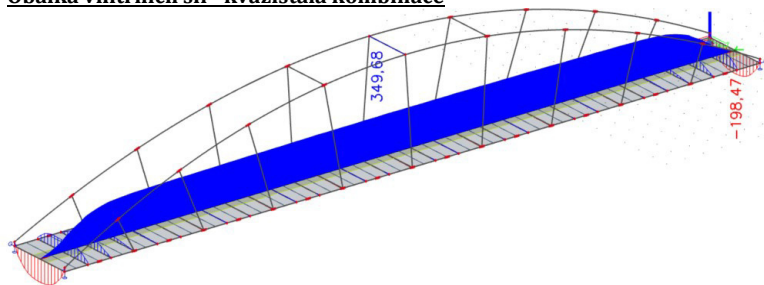
$$\Delta u_p = 80 \text{ mm}$$

$$\Delta u_d = 52,0 \text{ mm} < 80 \text{ mm} = \Delta u_p$$

>> VYHOVUJE

7.6. Betonová deska mostovky - MSP

Obálka vnitřních sil - kvazistálá kombinace



Posouzení šířky trhlin

Maximální šířka trhliny:

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

Minimální průřezová plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \frac{k_c * k * f_{c,teff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$k = 1$$

$$k_c = 1$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$A_{ct} = 1000 * 160 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = 250,00 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{1,0 * 1,0 * 2,9 * 0,16}{250,00} = 1856 \text{ mm}^2$$

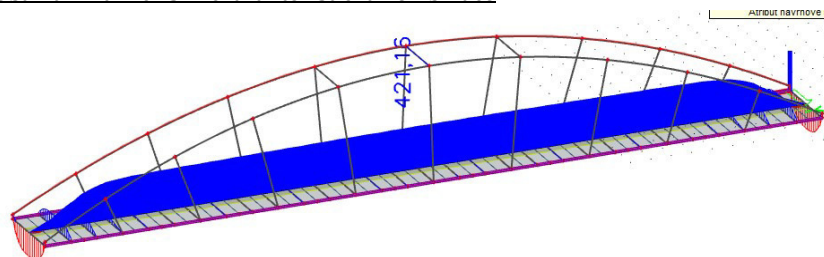
$$A_{s,min} = \frac{1856 < 2464 \text{ mm}^2 = A_s}{>> \text{VYHOVUJE}}$$

Plocha výztuže je dostačující.

Zároveň jsou splněny ustanovení tabulky 7.3N v ČSN EN 1992-1-1.

>> navržená výztuž 2* ϕ 14 á 125mm je dostačující.

Obálka vnitřních sil - charakteristická kombinace



Mezní stav omezení napětí ve výztuži

$$\begin{aligned} N_{ek} &= 421,16 \text{ kN} \\ f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ A_s &= 2464 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_s = N_{ed} / A_s = 170,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170,9 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} = f_{yk} * 0,8$$

VYHOVUJE

8. Posouzení montážních stavů

8.1. Posouzení příčníků - MSÚ

Zatížení

Stálé

vl. Tíha nosníku 0,624 kN/m =
čerstvý beton 26*0,24*1,27=

g_k [kN/m]	γ	g_d [kN/m]
0,624	1,35	0,84
8,59	1,35	11,59
		12,43

Proměnné

montážní 0,75*1,27=
zvětšené 0,75*1,27=

q_k [kN/m]	γ	q_d [kN/m]
0,9525	1,5	1,43
0,9525	1,5	1,43
		2,86

Vnitřní síly - montážní stav

Reakce:

$$R_{ed, mont} = (12,43*3,5 + 2,86*3,5)/2 = 26,76 \text{ kN}$$

Maximální kladný moment:

$$M_{ed, mont} = (1/8)*(12,43+2,86)*3,5^2 = 23,41 \text{ kNm}$$

Posouzení prvku na ohyb s vlivem klopení (v programu SCIA Engineering):

Posudek ocelových prvků na MSÚ EC-EN 1993

Lineární výpočet

Zatěžovací stav: ZS2

Souřadný systém: Hlavní

Extrém ID: Globální

Výběr: Vše

Posudek EN 1993-1-1

Národní příloha: Norma EN

Dílec B1	1,750 / 3,500 m	Tw (175; 11; 300; 19)	S 355	ZS2	0,79 - 19
----------	-----------------	-----------------------	-------	-----	-----------

Dílčí souč. spolehlivosti	
γ_{M0} pro únosnost průřezu	1,00
γ_{M1} pro stabilitu	1,00
γ_{M2} pro únosnost čistého průřezu	1,25

Materiál		
Mez kluzu f_y	355,0	MPa
Mezní pevnost f_u	490,0	MPa
Výroba	Svařované	

...:POSUDEK ÚNOSNOSTI:...

Kritický posudek je na pozici 1,750 m

Vnitřní síly	Vypočtené	Jednotka
N_{Ed}	0,00	kN
$V_{y,Ed}$	0,00	kN
$V_{z,Ed}$	0,00	kN
T_{Ed}	0,00	kNm
$M_{y,Ed}$	-23,41	kNm
$M_{z,Ed}$	0,00	kNm

Klasifikace pro návrh průřezu

Klasifikace podle EN 1993-1-1 článku 5.5.2

Klasifikace vnitřních a vyčnívajících částí podle EN 1993-1-1 tabulky 5.2 listu 1 & 2

Id	Typ	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	ψ [-]	k_σ [-]	α [-]	c/t [-]	Třída 1 limit [-]	Třída 2 limit [-]	Třída 3 limit [-]	Třída 4 limit [-]
1	SO	145	19	-3,448e+04	-3,448e+04								
3	SO	145	19	-3,448e+04	-3,448e+04								
4	UO	156	11	-1,830e+04	2,473e+05	-0,07	0,59	0,93	14,18	7,86	8,74	13,08	4

Poznámka: Limity klasifikace byly nastaveny podle Semi-Comp+.

Průřez je klasifikován třídou 4

Efektivní průřez M_y

Výpočet efektivní šířky

Podle EN 1993-1-5 čl. 4.4

Id	Typ	b _p [mm]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	ψ	k _σ	λ _p	ρ	b _e [mm]	b _{e1} [mm]	b _{e2} [mm]
1	SO	145	-4,948e+04	-4,948e+04							
3	SO	145	-4,948e+04	-4,948e+04							
4	UO	156	3,550e+05	-2,627e+04	-0,07	0,59	0,80	0,95	139		

Efektivní vlastnosti		
Efektivní plocha	A _{eff}	7,1651e-03 m ²
Efektivní moment setrvačnosti	I _{eff,y}	1,2278e-05 m ⁴
Efektivní modul průřezu	W _{eff,y}	8,3721e-05 m ³
Posun těžiště	e _{N,y}	5 mm

Posudek ohybového momentu pro M_y

Podle EN 1993-1-1 článku 6.2.5 a rovnice (6.12), (6.15)

W _{eff,y,min}	8,3721e-05	m ³
M _{c,y,Rd}	29,72	kNm
Jedn. posudek	0,79	-

Prvek splňuje podmínky posudku průřezu.

....:POSUDEK STABILITY:....

Klasifikace pro návrh dílce na vzpěr

Rozhodující poloha pro klasifikaci stability: 1,750 m

Klasifikace podle EN 1993-1-1 článku 5.5.2

Klasifikace vnitřních a vyznívajících částí podle EN 1993-1-1 tabulky 5.2 listu 1 & 2

Id	Typ	c [mm]	t [mm]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	ψ	k _σ	α	c/t	Třída 1 limit [-]	Třída 2 limit [-]	Třída 3 limit [-]	Třída 4
1	SO	145	19	-3,448e+04	-3,448e+04								
3	SO	145	19	-3,448e+04	-3,448e+04								
4	UO	156	11	-1,830e+04	2,473e+05	-0,07	0,59	0,93	14,18	7,86	8,74	13,08	4

Poznámka: Limity klasifikace byly nastaveny podle Semi-Comp+.

Průřez je klasifikován třídou 4

Posudek klopení

Podle EN 1993-1-1 článku 6.3.2.1 & 6.3.2.2 a rovnice (6.54)

Parametry klopení		
Metoda pro křivku klopení	Obecný stav	
Efektivní modul průřezu W _{eff,y}	8,3721e-05	m ³
Pružný kritický moment M _{cr}	629,64	kNm
Poměrná štíhlost λ _{rel,LT}	0,22	
Mezní štíhlost λ _{rel,LT,0}	0,20	

Poznámka: Štíhlost nebo ohybový moment umožňují ignorovat účinky klopení podle EN 1993-1-1 článek 6.3.2.2(4)

Parametry M _{cr}		
Délka klopení L	3,500	m
Vliv polohy zatížení	bez vlivu	
Opravný součinitel k	1,00	
Opravný součinitel k _w	1,00	
Součinitel momentu na klopení C ₁	1,13	
Součinitel momentu na klopení C ₂	0,45	
Součinitel momentu na klopení C ₃	0,53	
Vzdálenost středu smyku d _z	20	mm
Vzdálenost polohy zatížení z _g	0	mm
Konstanta monosymetrie β _y	-62	mm
Konstanta monosymetrie z _i	-31	mm

Poznámka: Parametry C se určí podle ECCS 119 2006 / Galea 2002

Prvek splňuje podmínky stabilitního posudku.

8.2. Posouzení příčníků - MSP

Zatížení

$$g_k = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$M_{ek} = 14,10 \text{ kNm}$$

Montážní stav - napětí MSP

napětí v horních a dolních vláknech:

$$\sigma_{h,m,p} = \frac{M_{ek}}{I_y} * (eh-t1) = \frac{14,10}{1,23E-05} * (-0,145) = -166,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{d,m,p} = \frac{M_{ek}}{I_y} * (ed-t2) = \frac{14,10}{1,23E-05} * 0,03 = 34,48 \text{ MPa}$$

Montážní stav - výpočet průhybu

$$\delta_{1,p} = \frac{5}{48} * \frac{ML^2}{EI} = \frac{5 * 14,10 * 10^3 * 3,500^2}{48 * 210000 * 10^6 * 0,00001227} = 0,006982647 \text{ m} = 6,982647 \text{ mm}$$

8.3. Posouzení ztraceného bednění z prefabrikátů

Výška prefabrikátů: 80 mm
Beton: C30/37
Výztuž: B 500B
rozpětí pro posouzení prefabrikátů: 1 m

Zatížení prefabrikátů

Stálé

vl. Tíha prefabrikátů 0,08*25=
čerstvý beton 0,16*25=

g_k [kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
2	1,35	2,70
4,00	1,35	5,40
		8,10

Proměnné

montážní
zvětšené

q_k [kN/m ²]	γ	q_d [kN/m ²]
0,75	1,5	1,13
0,75	1,5	1,13
		2,25

Vnitřní síly - montážní stav (na 1m šířky)

Reakce:

$$R_{ed, mont} = (8,1 * 1,0 + 2,25 * 1,0) / 2 = 5,18 \text{ kN/m}$$

Maximální kladný moment:

$$M_{ed, mont} = (1/8) * (8,1 + 2,25) * 1^2 = 1,29 \text{ kNm/m}$$

Posouzení ohybové únosnosti:

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

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

NÁVRH: Ø10 á 175mm >> $A_s = 392 \text{ mm}^2 / \text{m}$

$$d = 0,04 \text{ m}$$

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,8 * b * \alpha * f_{cd}} = \frac{392 * 434}{0,8 * 1000 * 1 * 20} = 10,6 \text{ mm}$$

$$z = 40 - 10,6 * 0,4 = 35,75 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * z = 392 * 434 * 33,87 = 6,1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 6,1 \text{ kNm} > 1,29 \text{ kNm} = M_{ed, mont}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení smykové únosnosti:

Prvek bez smykové výztuže

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

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 2$$

$$\rho = 0,007063$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c} = 53,13 \text{ kN/m} > 5,18 \text{ kN/m} = V_{ed}$$

VYHOVUJE

Posouzení napětí v krajních vláknech prefabrikátu:

Efektivní průřez prvku šířky 1m:

$$\alpha_e = 6,56$$

$$A_i = A_c + \alpha * A_s = 82572,5 \text{ mm}^2$$

$$I_v = 42688104 \text{ mm}^4$$

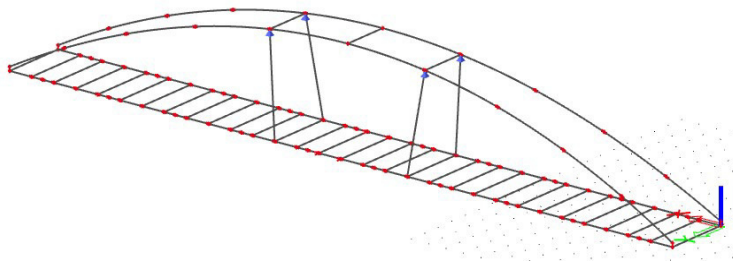
$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 2,9 \text{ Mpa} \\
 M_{cr} &= f_{ctm} * (I_y / a_d) = 3,09 \text{ kNm} \gg \text{kritický moment pro vznik trhlin} \\
 \underline{M_{cr} = 3,09 \text{ kNm} > 1,29 \text{ kNm} = M_{ed}} \\
 &\gg \text{při montáži nevzniknou v prefabrikátech trhliny}
 \end{aligned}$$

Výpočet průhybů prefabrikátů

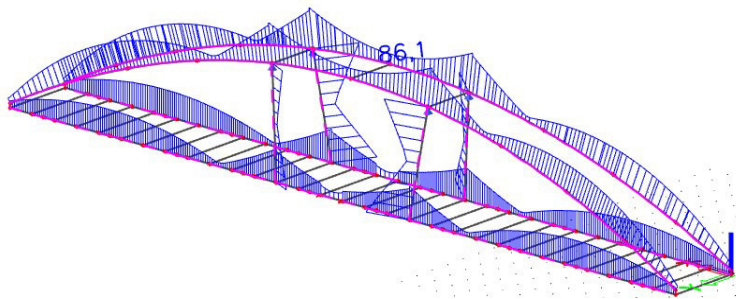
$$\begin{aligned}
 E_{c,eff} = E_{cm} &= 32\,000 \text{ MPa} \quad (\text{zatížení nepůsobí dlouhodobě}) \\
 M_{k,prefa} &= 0,75 \text{ kNm} \\
 \delta_{3,prefa} &= \frac{5}{48} * \frac{ML^2}{EI} = \frac{5 * 0,75 * 10^3 * 1,0^2}{48 * 210000 * 10^6 * 0,0000426881} = \\
 &= 5,71917E-05 \text{ m} = 0,057192 \text{ mm} \gg \text{průhyb je z hlediska konstrukce zanedbatelný}
 \end{aligned}$$

8.4. Posouzení osazení ocelové konstrukce

Pro ověření montážního stavu byl použit model konstrukce s výztužnými profily IPE 160, který je podepřený v místě předpokládaných úchytů ocelové konstrukce



Pro takového statické schéma nepřesahuje napětí v žádném z profilů 90 MPa a nedojde tak k trvalým deformacím během montáže.



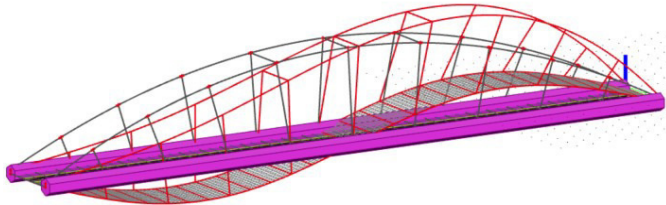
9. Posouzení dynamické odezvy lávky

9.1. Stanovení vlastních frekvencí lávky

Vlastní frekvence lávky byly stanoveny na 3D modelu vytvořeném v programu SCIA E.

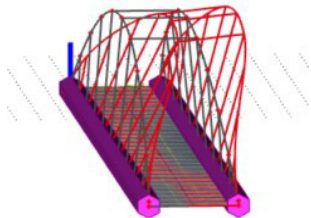
1. Vlastní tvar

$$f_1 = 1,3 \text{ Hz}$$



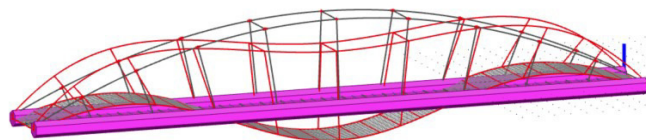
2. Vlastní tvar

$$f_2 = 1,89 \text{ Hz}$$



3. Vlastní tvar

$$f_3 = 2,79 \text{ Hz}$$



>> není podrobněji posouzen

4. Vlastní tvar

$$f_4 = 4,48 \text{ Hz}$$

5. Vlastní tvar

$$f_5 = 5,15 \text{ Hz}$$

1. Vlastní frekvence svislého kmitání = 1,3 Hz < 5 Hz => je třeba stanovit odezvu konstrukce na dyn. zatížení

9.2. Odezva konstrukce na zatížení chodci

Odezva stanovena dle ČSN EN 1991-2-24 a [14]

Pro projekt byla stanovena tato návrhová situace:

Traffic Class: TC 3

Comfort Class: CL 3

1. Zatěžovací stav - 1. vlastní tvar

Harmonické zatížení pro TC 3:

$$p(t) = P \times \cos(2\pi f_1 t) \times n' \times \psi$$

$$P = 280 \text{ N (svíslá síla)}$$

$$\Psi = 0,25 \text{ (pro } f_1=1,3\text{Hz)}$$

$$n' = \frac{10,8\sqrt{\xi \times n}}{S} \text{ [m}^{-2}\text{]}$$

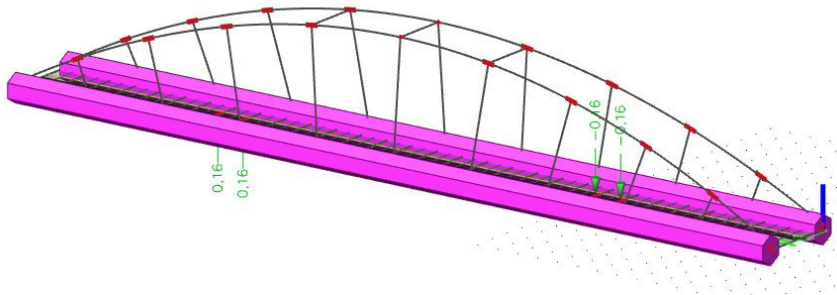
$$n' = 0,066$$

$$\xi = 0,005$$

$$n = 33$$

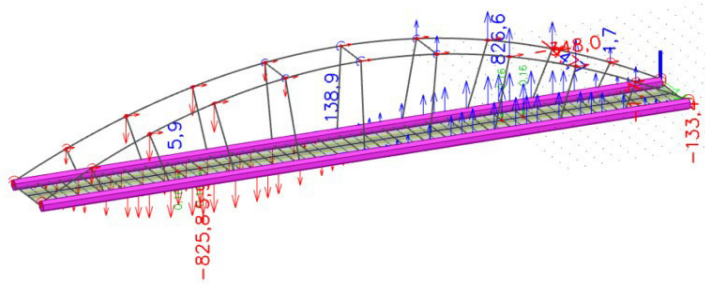
$$P(t) = 307 \cdot \cos(2\pi \cdot 1,3 \cdot t) \quad (\text{N})$$

Umístění zatížení v místě největší výchylky vlastního tvaru (kN):



Výsledné zrychlení - 1. zatěžovací stav

Výsledné zrychlení uzlů pro zatěžovací stav pro 1. vlastní tvar (mm/s²):



$$\underline{\underline{a_1 = 0,83 \text{ m/s}^2 < a_{v,lim} = 1,0 \text{ m/s}^2}}$$

>> VYHOVUJE

10. Posouzení konstrukčních detailů

10.1. Přípoj táhel k hlavnímu nosníku a oblouku

Posouzení svaru styčnickový plech-hlavní nosník

Oboustranný koutový svar $a=5\text{mm}$

$$\begin{aligned} N_{ed} &= 118,61 \text{ kN} \\ L &= 150 \text{ mm} \\ a &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Únosnost pomocí zjednodušené metody:

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d}$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot 1,732} = 207,85 \text{ MPa}$$

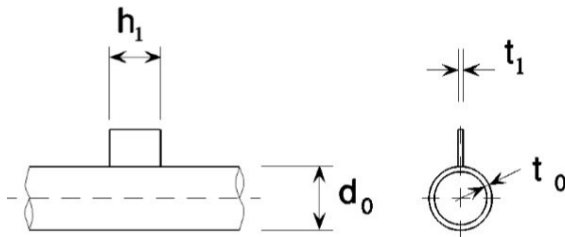
$$F_{w,Rd} = 300 \cdot 5 \cdot 0,20785 = 311,775 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 311,775 \text{ kN} > 118,61 \text{ kN} = N_{ed}$$

>> VYHOVUJE

Posouzení porušení povrchu pasu

Stanoveno dle [15] tab. 7.3.



$$N_{1,Rd} = 5k_p f_y t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$$

$$\begin{aligned} k_p &= 1 \\ t_0 &= 11 \text{ mm} \\ n &= 0,369458 \\ h_1 &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_{1,Rd} = 155,3069 \text{ kN} > 118,61 \text{ kN} = N_{ed}$$

>> VYHOVUJE

Porušení prolomení smykem

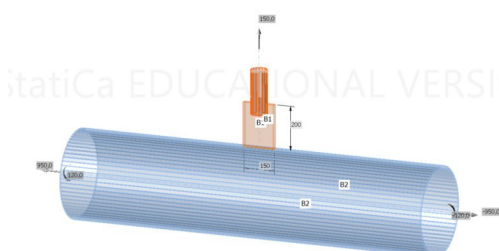
$$\sigma_{\max} t_1 = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{el}) t_1 \leq 2t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}$$

$$\sigma_{\max} t_1 = 272,98$$

$$2t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5} = 2984,988 > 272,98$$

>> VYHOVUJE

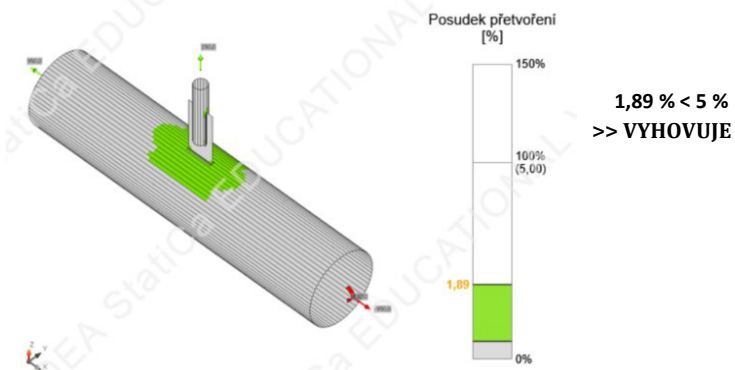
Kombinace s globálním působením konstrukce



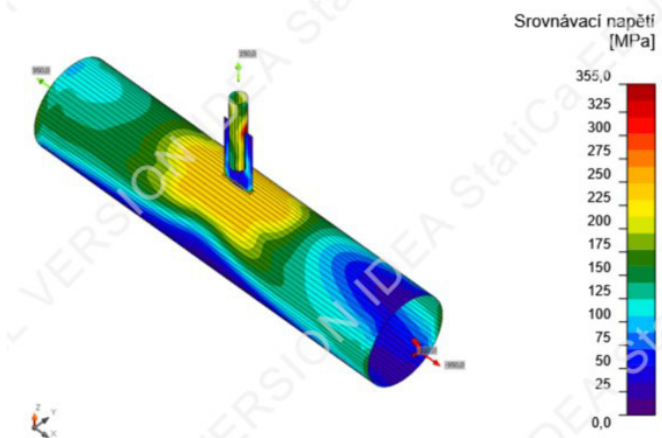
Pro posouzení kombinace s globálním působením byl vytvořen 3D MKP model v programu IDEA StatiCa. Táhl a styčnickový plech nejsou v rámci tohoto výpočtu posuzovány a jsou proto zadány pouze s ohledem na posouzení porušení nosníku.

Hlavní nosník je bezpečně zatížen kombinací maximálních hodnot normálové síly a ohybového momentu po celé délce nosníku.

Posouzení přetvoření:



Srovnávací napětí:



10.2. Přípoj příčnicku k hlavnímu nosníku

$$R_{Ed} = 43 \text{ kN}$$

Oboustranný koutový svar $a=5\text{mm}$

$$L = 150 \text{ mm}$$

$$a = 5 \text{ mm}$$

Únosnost pomocí zjednodušené metody:

$$F_{w,Rd} = L \cdot a \cdot f_{vw,d}$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot 1,732} = 207,85 \text{ MPa}$$

$$F_{w,Rd} = 300 \cdot 5 \cdot 0,20785 = 311,775 \text{ kN}$$

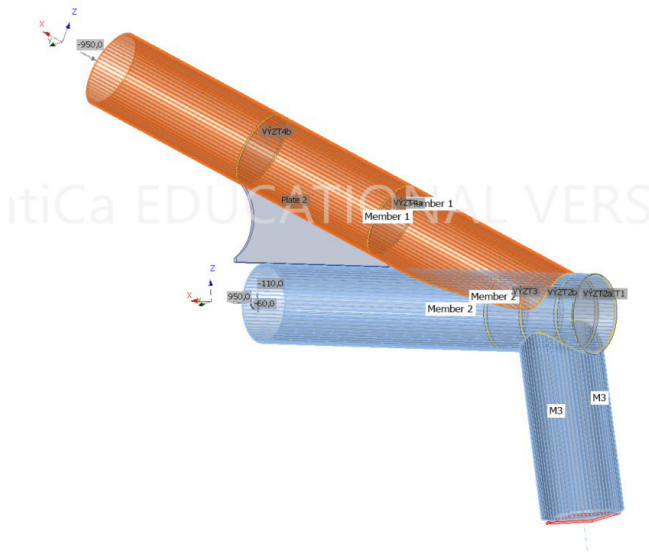
$$F_{w,Rd} = 311,775 \text{ kN} > 118,61 \text{ kN} = R_{Ed}$$

>> VYHOVUJE

10.3. Zárodek oblouku

Pro posouzení zárodka oblouku byl vytvořen 3D MKP model v programu IDEA StatiCa.

Plechý ložiska byly pro zjednodušení modelu nahrazeny Profilem TR 406/20, přivařeným tupým svarem k hlavnímu nosníku.



Při výpočtu je použit elasticko-plastický pracovní diagram materiálu.

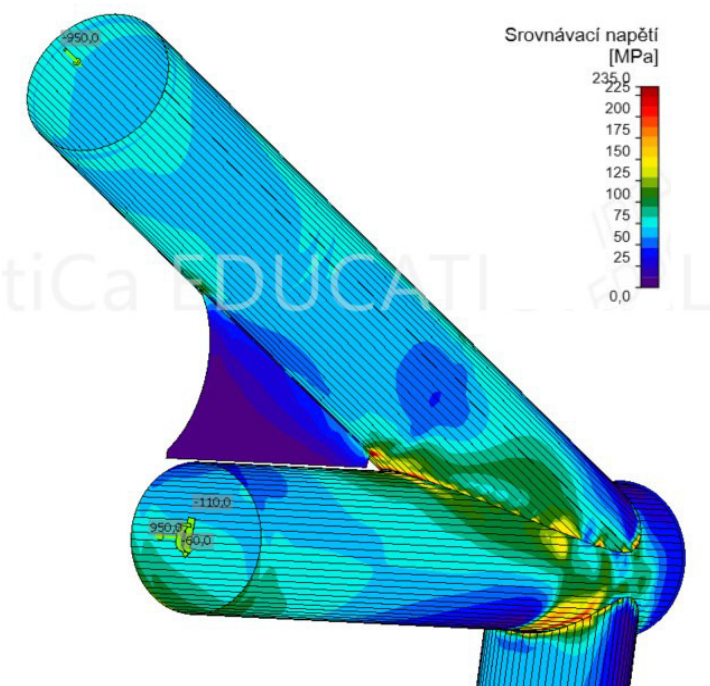
Dle ČSN EN1993-1-5 C 8 odstavec 1 je použita limitní hodnota mezního plastického přetvoření 5%.

Posouzení jednotlivých prvků:

Jméno	Tloušťka [mm]	Zatížení	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [1e-4]	Status
Member 1	11,0	LE1	235,6	28,0	OK
Member 2	11,0	LE1	235,1	5,5	OK
M3	25,0	LE1	235,5	22,5	OK
Plate 2	20,0	LE1	110,3	0,0	OK
VÝZT1	8,0	LE1	82,1	0,0	OK
VÝZT2a	20,0	LE1	38,5	0,0	OK
VÝZT2b	20,0	LE1	146,5	0,0	OK
VÝZT3	20,0	LE1	45,1	0,0	OK
VÝZT4a	11,0	LE1	32,5	0,0	OK
VÝZT4b	11,0	LE1	12,6	0,0	OK

>> VYHOVUJE

Vykreslení srovnávacího napětí:



11. Posouzení spodní stavby

11.1. Posouzení opěry

Posouzení bylo provedeno v programu GEO 5 -Opěra

Výpočet mostní opěry

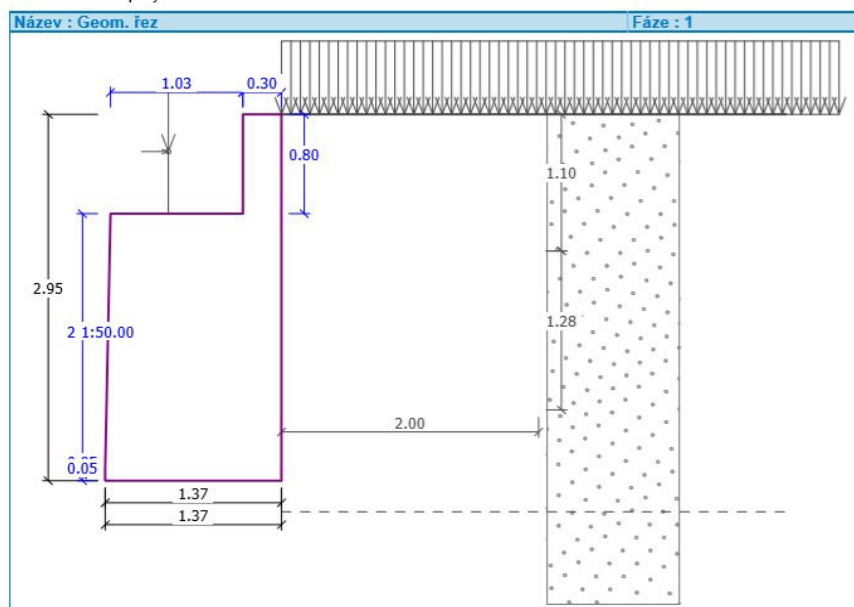
Vstupní data

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.80
3	0.00	2.85
4	0.00	2.90
5	0.00	2.95
6	-1.37	2.95
7	-1.37	2.90
8	-1.37	2.85
9	-1.33	0.80
10	-0.30	0.80
11	-0.30	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 3.15 m².

Délka mostní opěry = 5.22 m
Délka základu opěry = 5.22 m



Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 0.30 m
Délka křídla za závěr. zídkou = 2.00 m
Výška křídla = 2.38 m
Vzdál. ořiznutí křídla od z.z. = 0.00 m
Hloubka ořiznutí křídla = 3.10 m

Materiál opěry

Objemová tíha = 25.00 kN/m³
Beton 300, Ocel 10505

Parametry zemín

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 kce-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 $F_s = 510,00 \text{ kN}$
Vodorovná síla $F_v = 180,00 \text{ kN}$
Umístění $a_1 = 0,45 \text{ m}$
Výška $v = 0,50 \text{ m}$

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 3.20 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	20.00				na terénu

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

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici 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	0.80	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
2	2.05	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
3	0.05	0.00	35.91	0.00	20.00	31.82	0.238	
4	0.05	0.00	35.91	0.00	20.00	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	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.80	16.00	0.00	0.00	3.82	3.24	2.01
2	0.80	2.85	16.00	0.00	3.82	3.24	2.01
	2.85	57.00	0.00	0.00	13.59	11.55	7.17
3	2.85	2.90	57.00	0.00	13.59	11.55	7.17
	2.90	58.00	0.00	0.00	13.83	11.75	7.29
4	2.90	2.95	58.00	0.00	13.83	11.75	7.29
	2.95	59.00	0.00	0.00	14.07	11.96	7.42

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	-1.18	78.64	0.74	1.000
Aktivní tlak	15.61	-0.98	9.68	1.37	1.000
Tlak vody	0.00	-2.95	0.00	1.37	1.000
doprava	10.58	-1.48	6.57	1.37	1.000
Křídla opěry	0.00	-2.04	10.00	2.25	1.000
Reakce mostu	-34.48	-2.65	97.70	0.49	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-2.95	0.00	1.37	1.000

Posouzení mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 135.51$ kNm/m
Moment klopicí $M_{kl} = -60.42$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 132.03$ kN/m
Vodor. síla posunující $H_{pos} = -8.29$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry

Celkový moment $M = -72.11$ kNm/m
Normálová síla $N = 202.59$ kN/m
Smyková síla $Q = -8.29$ 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	-72.11	202.59	-8.29	0.00	147.77

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.0$ mm
Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 452.4$ mm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 147.77$ kPa
Únosnost základové půdy $R_d = 250.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-1.13	75.21	0.74	1.000
Aktivní tlak	12.30	-0.95	8.62	1.37	1.000
Tlak vody	0.00	-2.85	0.00	1.37	1.000
doprava	8.64	-1.42	6.05	1.37	1.000
Křídla opěry	0.00	-1.94	10.00	2.25	1.000
Reakce mostu	-34.48	-2.55	97.70	0.49	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-2.85	0.00	1.37	1.000

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 20.0 mm
Počet vložek = 8

Krytí výztuže = 65.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = -74.53 kNm/m; N = -197.57 kN/m; Q = -13.54 kN/m
Výška průřezu h = 1.37 m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Namáhání průřezu - tlak s velkou výstředností ($x = 0.993$ m).
Napětí oceli v tahu : $\sigma = 1.86$ MPa < 280.00 MPa = k_{at}
Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.41$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}
Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.183 < 1.600 = max
Beton v dostřed. tlaku : $\sigma = 0.14$ MPa < 6.00 MPa = k_{bd}

Průřez VYHOVUJE.

Dimenzace čís. 2

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-0.42	22.69	0.81	1.000
Aktivní tlak	2.56	-0.43	1.79	1.34	1.000
Tlak vody	0.00	-1.30	0.00	1.34	1.000
doprava	3.94	-0.65	2.76	1.34	1.000
Křídla opěry	0.00	-0.39	10.00	2.22	1.000
Reakce mostu	-34.48	-1.00	97.70	0.46	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-1.30	0.00	1.34	1.000

Dimenzace v pracovní spáře 0.50 m pod záv. zidkou - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 20.0 mm
Počet vložek = 8
Krytí výztuže = 65.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = -31.98 kNm/m; N = -134.94 kN/m; Q = -27.98 kN/m
Výška průřezu h = 1.34 m

Dimenzace v pracovní spáře 0.50 m pod záv. zidkou - výsledky:

Namáhání průřezu - tlak s velkou výstředností ($x = 1.296$ m).
Napětí oceli v tahu : $\sigma = 0.07$ MPa < 280.00 MPa = k_{at}
Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.21$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}
Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.188 < 1.600 = max
Beton v dostřed. tlaku : $\sigma = 0.10$ MPa < 6.00 MPa = k_{bd}

Průřez VYHOVUJE.

Dimenzace čís. 3

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	-0.40	6.00	0.15	1.000
Aktivní tlak	0.97	-0.27	0.68	0.30	1.000
Tlak vody	0.00	-0.80	0.00	0.30	1.000
doprava	2.42	-0.40	1.70	0.30	1.000
Reakce přech.desky	0.00	-0.80	0.00	0.30	1.000

Dimenzace závěrné zidky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 12.0 mm
Počet vložek = 5
Krytí výztuže = 65.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = 0.87 kNm/m; N = -8.37 kN/m; Q = 3.39 kN/m
Výška průřezu h = 0.30 m

Dimenzace závěrné zidky - výsledky:

Namáhání průřezu - tlak s velkou výstředností ($x = 0.162$ m).
Napětí oceli v tahu : $\sigma = 0.67$ MPa < 280.00 MPa = k_{at}
Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.11$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}
Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.188 < 1.600 = max
Beton v dostřed. tlaku : $\sigma = 0.03$ MPa < 6.00 MPa = k_{bd}
Průřez VYHOVUJE.

Dimenzace čís. 4

Dimenzace spáry křídlo / opěra - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Materiály : Beton 300; Ocel 10505

Profil vložky = 12.0 mm
Počet vložek = 5
Krytí výztuže = 65.0 mm

Součinitel dovoleného namáhání (čl.47) = 1.00

Vnitřní síly : M = 3.50 kNm/m; N = 0.00 kN/m; Q = 4.58 kN/m
Výška průřezu h = 0.30 m

Dimenzace spáry křídlo / opěra - výsledky:

Namáhání průřezu - čistý ohyb ($x = 0.054$ m).
Napětí oceli v tahu : $\sigma = 29.31$ MPa < 280.00 MPa = k_{at}
Beton v tlaku za ohybu : $\sigma = 0.61$ MPa < 9.00 MPa = k_{bd}
Stupeň vyztužení [%] : min = 0.180 < 0.188 < 1.600 = max
Průřez VYHOVUJE.

11.2. Posouzení pilot

Zatěžovací stav - pilota

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

Celkový moment: M= -72,11 kNm/m
Normálová síla: N= 202,59 kN/m
Smyková síla: Q= -8,29 kN/m

Návrhové síly na jednu pilotu:

M = -72,11 * 2,61 = -188,207 kNm
N = 202,59 * 2,61 = 528,7599 kN
Q = -8,29 * 2,61 = -21,6369 kN

Posouzení piloty

Vstupní data

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_s [kN/m ³]	n
1	Třída S1, ulehlá		96.00	-	20.00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Typ zeminy	n_b
-------	-------	------------	-------

Císlo	Název	Vzorek		[]
1	Třída S1, ulehlá		soudržná	-

Parametry zemín

Třída S1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 39,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,28$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 96,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Typ zeminy : soudržná

Geometrie konstrukce

Geometrie piloty

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,64 \text{ m}$
 Délka $l = 6,00 \text{ m}$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$
 Hloubka upraveného terénu $h_z = 1,00 \text{ m}$

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	486.00	0.00	-173.00	20.00	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 čís. 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 $R_d = 1579.11 \text{ kPa}$
 Plocha příčného řezu piloty $A_s = 3.217E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty $L_p [m] = 0.98 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	γR_2 [-]	f_s [kPa]	U_{fd} [kN]
1.00	1.00	28.21	0.00	20.00	1.30	3.41	6.85
2.00	1.00	28.21	0.00	10.00	1.20	8.52	17.12
3.00	1.00	28.21	0.00	10.00	1.10	11.92	23.97
5.02	2.02	28.21	0.00	10.00	1.00	17.07	69.46

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel vlivu technologie $\gamma_{maR1} = 1.50$

Únosnost piloty na plášti $U_{fd} = 117.40 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $U_{bd} = 558.80 \text{ kN}$

Únosnost piloty $U_{vd} = 676.20 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 486.00 \text{ kN}$

$U_{vd} = 676.20 \text{ kN} > 486.00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost plovoucí piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších 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	78.22	-1.89	1.59	147.79	-20.00	173.00
0.30	3.91	-1.44	1.39	112.87	4.95	175.09
0.30	3.91	-1.44	1.39	112.87	4.95	175.09
0.60	7.82	-1.06	1.19	82.62	23.64	170.66
0.60	7.82	-1.06	1.19	82.62	23.64	170.66
0.90	11.73	-0.73	1.00	56.91	36.96	161.44
0.90	11.73	-0.73	1.00	56.91	36.96	161.44
1.20	15.64	-0.45	0.82	35.51	45.77	148.93
1.20	15.64	-0.45	0.82	35.51	45.77	148.93
1.50	19.56	-0.23	0.66	18.09	50.86	134.35
1.50	19.56	-0.23	0.66	18.09	50.86	134.35
1.80	23.47	-0.05	0.52	4.25	52.95	118.71
1.80	23.47	-0.05	0.52	4.25	52.95	118.71
2.10	27.38	0.08	0.39	-6.42	52.69	102.82
2.10	27.38	0.08	0.39	-6.42	52.69	102.82
2.40	31.29	0.18	0.28	-14.34	50.66	87.28
2.40	31.29	0.18	0.28	-14.34	50.66	87.28
2.70	35.20	0.25	0.19	-19.93	47.33	72.55
2.70	35.20	0.25	0.19	-19.93	47.33	72.55
3.00	39.11	0.30	0.12	-23.57	43.13	58.96
3.00	39.11	0.30	0.12	-23.57	43.13	58.96
3.30	43.02	0.33	0.06	-25.64	38.38	46.73
3.30	43.02	0.33	0.06	-25.64	38.38	46.73
3.60	46.93	0.34	0.01	-26.46	33.37	35.96
3.60	46.93	0.34	0.01	-26.46	33.37	35.96
3.90	50.84	0.34	-0.02	-26.31	28.29	26.71
3.90	50.84	0.34	-0.02	-26.31	28.29	26.71
4.20	54.76	0.33	-0.05	-25.44	23.31	18.98
4.20	54.76	0.33	-0.05	-25.44	23.31	18.98
4.50	58.67	0.31	-0.07	-24.07	18.55	12.71
4.50	58.67	0.31	-0.07	-24.07	18.55	12.71
4.80	62.58	0.29	-0.08	-22.35	14.09	7.82
4.80	62.58	0.29	-0.08	-22.35	14.09	7.82
5.10	66.49	0.26	-0.09	-20.42	9.98	4.22
5.10	66.49	0.26	-0.09	-20.42	9.98	4.22

Vzdál. [m]	Modul k [kN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
5.40	70.40	0.23	-0.09	-18.38	6.25	1.79
5.40	70.40	0.23	-0.09	-18.38	6.25	1.79
5.70	74.31	0.21	-0.09	-16.28	2.92	0.43
5.70	74.31	0.21	-0.09	-16.28	2.92	0.43
6.00	78.22	0.18	-0.09	-14.18	0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = -1.9 mm
Max.deformace piloty = 1.9 mm
Max.posouvající síla = 52.95 kN
Maximální moment = 175.09 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 12 ks profil 20.0 mm; krytí 60.0 mm

Stupeň vyztužení $\rho = 0.586 \% > 0.151 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -486.00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 175.09$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -1416.67$ kN; $M_{Rd} = 510.39$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

12. Závěr

V rámci výpočtu byly posouzeny hlavní části nosné konstrukce a spodní stavby lávky pro chodce. Výpočet prokázal, že navržená konstrukce vyhoví v mezních stavech únosnosti i použitelnosti. Zároveň splňuje požadavky platných norem.