

STAVBA:

Festivalový most M17 - Rekonstrukce

OBJEDNATEL:

Karlovy VARY°

Statutární město Karlovy Vary

Moskevská 2035/21

361 20 Karlovy Vary

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:

TOMAN engineering, s.r.o.

Myslivecká 21

360 07 Karlovy Vary - Doubí

 dipont DIPONT s.r.o., projektová a inženýrská činnost Libouchec č.p. 505, 403 35 Libouchec, CZ E: dipont@dipont.cz T: 00420 475 201 724			Zakázka: D22002	Datum: 03/2022
ODP. PROJEKTANT SO	VYPRACOVAL	TECHNICKÁ KONTROLA	Účel PD:	PDPS
ING. MARTIN PLŠEK	ING. MARTIN KLOMÍNSKÝ	ING. PETR NOVÁK	Měřítko:	-
			Formát:	
OBJEKT: SO 201 - FESTIVALOVÝ MOST			Část: D.1.2	Paré:
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET			Příloha: 12	

1	Identifikační údaje	3
1.1	Stavba.....	3
1.2	Údaje o stavebníkovi	3
1.3	Správce mostu	3
1.4	Údaje o zpracovateli dokumentace.....	3
1.5	Přemost'ovaná překážka.....	4
2	Základní údaje o mostu.....	4
2.1	Technický popis konstrukce.....	4
2.2	Výpočetní model	4
2.3	Výpočetní pomůcky	5
2.4	Přehled využívaných norem a použité literatury	5
2.5	Podklady pro zpracování statického výpočtu.....	5
3	Výpočet	6
3.1	Konstrukce	6
3.1.1	Schéma konstrukce	6
3.1.2	Předpokládaný postup výstavby	6
3.2	Materiály	6
3.2.1	Beton	6
3.2.2	Předpínací výztuž.....	7
3.2.3	Betonářská výztuž	7
3.3	Zatížení	7
3.3.1	Zatížení stálé.....	7
3.3.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce.....	7
3.3.1.2	Ostatní stálé zatížení	7
3.3.2	Zatížení proměnné.....	8
3.3.2.1	Zatížení dopravou	8
3.3.2.2	Klimatická zatížení – zatížení teplotou	8
3.3.3	Kombinace zatížení.....	14
3.3.3.1	Mezní stavy únosnosti.....	14
3.3.3.2	Mezní stavy použitelnosti.....	14
3.4	Nosná konstrukce	14
3.4.1	Vnitřní síly.....	14
3.4.2	Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSP	15
3.4.3	Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSÚ	15
3.4.4	Posouzení středních nosníků	17
3.5	Ložiska.....	41
3.5.1	Zatížení ložisek	41

3.5.1.1 Svislé zatížení ložisek	41
3.5.2 Deformace ložisek.....	42
3.5.2.1 Natočení ložisek.....	42
3.5.2.2 Posuny v ložiskách pražské opěry	42
3.5.3 Návrh ložisek	42

1 Identifikační údaje

1.1 Stavba

<i>Stavba</i>	Festivalový most M17 – Rekonstrukce
<i>Objekt</i>	SO 201 Festivalový most
<i>Ev. číslo mostu</i>	M17
<i>Katastrální území</i>	Karlovy Vary; 663433
<i>Obec</i>	Karlovy Vary, 954961
<i>Kraj</i>	Karlovarský

1.2 Údaje o stavebníkovi

<i>Název</i>	Statutární město Karlovy Vary
<i>IČ</i>	00254657
<i>Adresa</i>	Moskevská 2035/21, 360 01 Karlovy Vary
<i>Zastoupená</i>	Ing. Andreou Pfeffer Ferklovou, MBA., primátorkou města

1.3 Správce mostu

<i>Název</i>	Statutární město Karlovy Vary
<i>IČ</i>	00254657
<i>Adresa</i>	Moskevská 2035/21, 360 01 Karlovy Vary

1.4 Údaje o zpracovateli dokumentace

<i>Název</i>	TOMAN engineering s.r.o.
<i>IČ</i>	05849071
<i>Adresa</i>	Myslivecká 21, 360 07 Karlovy Vary – Doubí
<i>Zástupce projektanta</i>	Ing. Radek Toman – jednatel společnosti
<i>Zpracovatel objektu SO 201</i>	DIPONT s.r.o.
<i>Osoby s autorizací – SO 201</i>	Ing. Martin Plšek autorizovaný inženýr v oboru mosty a inž. konstrukce č. autorizace: 0402483

1.5 Přemost'ovaná překážka

<i>Název</i>	Řeka Teplá
<i>Místo křížení (nové)</i>	1. pole mostu
<i>Úhel křížení</i>	90°
<i>Ostatní</i>	Záplavové území včetně aktivní zóny

2 Základní údaje o mostu

<i>Charakteristika mostu</i>	Trvalý most převádějící pozemní komunikaci přes řeku Teplou, o jednom poli, s horní mostovkou, kolmý, s normovanou zatížitelností. Most je navržen jako masivní, trámový. Nosnou konstrukci mostu tvoří předpjaté prefabrikované trámy tvaru T. Trámy jsou spřaženy monolitickou železobetonovou deskou.
<i>Délka přemostění</i>	16,71 m
<i>Délka mostu</i>	19,40 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	19,40 m
<i>Rozpětí</i>	18,00 m
<i>Šikmost mostu</i>	Kolmý
<i>Volná šířka mostu</i>	12,30 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	2x 2,65 m
<i>Šířka mostu</i>	14,00 m
<i>Výška mostu</i>	4,33 m
<i>Volná výška pod mostem</i>	3,16 m
<i>Stavební výška</i>	1,175 m
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	266,94 m ²
<i>Zatížení mostu</i>	Dle ČSN EN 1991-2

2.1 Technický popis konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena prefabrikovanými dodatečně předpjatými nosníky tvaru T. Nosníky budou spřaženy monolitickou železobetonovou deskou proměnné tloušťky 200-265 mm. Každý nosník bude uložen na dvojici elastomerových ložisek. Konec nosníků bude doplněn monolitickým příčnickem.

Spodní stavba je tvořena novými železobetonovými úložnými prahy, které budou zhotoveny na původních rozšířených kamenných opěrách.

2.2 Výpočetní model

Byl vytvořen kombinovaný model, kdy trámy jsou modelovány jako pruty tvaru T a spřahující deska jako ortotropní deska. Ortotropie spočívá ve zrušení tuhosti desky v podélném směru a zachování tuhosti v příčném směru. Ložiska byla modelována jako bodové podpory.

2.3 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Scia Engineer 16.1
- Mathcad® 14.0
- MS OFFICE 365

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [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] ČSN 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 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [8] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [9] ČSN EN 1337-3 Stavební ložiska – Část 3: Elastomerová ložiska
- [10] ČSN EN 206+A2-Beton-Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] ČSN EN 10080 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně
- [12] ČSN 42 0139 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná sbírková betonářská ocel – Všeobecně
- [13] ČSN P 74 2871 Systémy dodatečného předpínání. Všeobecné požadavky a zkoušení
- [14] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [15] Procházka, J. a kol.: Navrhování betonových konstrukcí podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2009
- [16] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

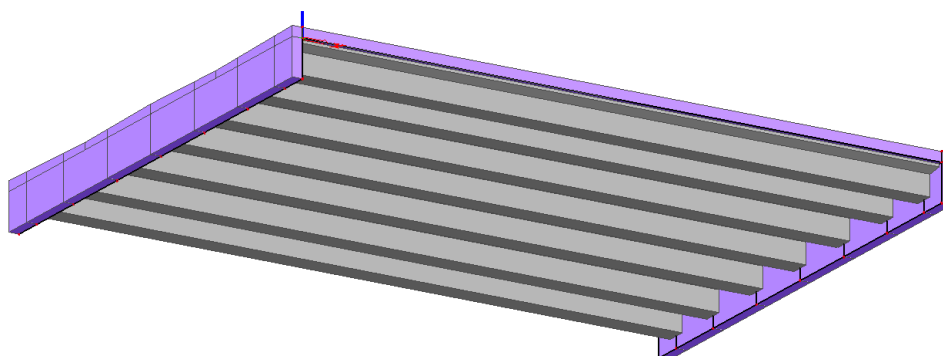
- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP, Dipont s.r.o.

3 Výpočet

3.1 Konstrukce

3.1.1 Schéma konstrukce

Byl vytvořen kombinovaný model, kdy trámy jsou modelovány jako pruty tvaru T a spřahující deska jako ortotropní deska. Ortotropie spočívá ve zrušení tuhosti desky v podélném směru a zachování tuhosti v příčném směru. Ložiska byla modelována jako bodové podpory.



3.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	betonáž nosníků
2 dny	zavedení montážního předpětí
2 dny	transport z formy na skládku
21 dní	dopnutí na finální předpětí
28 dní	transport na staveniště
40 dní	spřažení
100 let	konec životnosti.

3.2 Materiály

3.2.1 Beton

Beton:	C45/55
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 36\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 45\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 25,50\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 3,80\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

3.2.2 Předpínací výztuž

Výztuž:	DYWIDAG, lana Ø15,7 mm, ocel Y1770S7
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 150\text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1770\text{ MPa}$
Charakteristická mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} = 1570\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p = 195\text{ GPa}$

3.2.3 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = 434\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200\text{ GPa}$

3.3 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

3.3.1 Zatížení stálé

3.3.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obyčejného betonu se uvažuje hodnotou $24,0\text{ kN/m}^3$. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m^3 pro běžné procento vyztužení. Tíha sprážené desky je proto uvažována hodnotou $25,0\text{ kN/m}^3$. Objemová tíha nosníků je vzhledem k silnému vyztužení betonářskou a předpínací výztuží uvažována hodnotou 26 kN/m^3 .

3.3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- | | |
|---------------------------------|-----------------------------------------|
| • železobetonové římsy | objemová tíha betonu 25 kN/m^3 |
| • konstrukce vozovky tl. 160 mm | nominální zatížení $4,00\text{ kN/m}^2$ |
| • kované zábradlí | $0,75\text{ kN/m}$ |
| • betonové sloupky zábradlí | $23,93\text{ kN}$ |

3.3.2 Zatížení proměnné

3.3.2.1 Zatížení dopravou

Projektovaná vozovka na mostě v šířce 6,00 m není ohraničena obrubníky. Dle ČSN EN 1991-2 bude pro pohyb vozidel uvažována celá šířka mostu mezi zábradlími. Tato šířka činí 12,30 m.

=> Vozovka je rozdělena na 3 pruhy: $w_i = 3$ m, zbývající plocha šířky 3,3 m.

3.3.2.1.1 Model zatížení 1 (LM1)

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} (kN)	q_{ik} (nebo q_{rk}) (kN/m ²)
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.12 pro skupinu pozemních komunikací 2.

Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2.1.2 Model zatížení 2 (LM2)

Používá se zejména pro zatěžovací délky 3 až 7 m a pro lokální ověření – neuvažují.

3.3.2.1.3 Model zatížení 3 (LM3)

Pro pozemní komunikace ve skupině 2 se zatížení zvláštními vozidly neuplatňuje.

3.3.2.1.4 Zatížení chodníku

Je uvažováno spojitě rovnoměrné zatížení $q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2.1.5 Brzdné a rozjezdové síly

Síla je stanovena dle kap. 4.4.1 v ČSN EN 1991-2 na hodnotu **310,8 kN**.

3.3.2.2 Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.3.2.2.1 Rovnoměrná složka teploty

Pro místo stavby (Karlovy Vary) byly z map maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu převzaty následující hodnoty:

$$T_{\min} = -32^{\circ}\text{C}, \quad T_{\max} = 38^{\circ}\text{C}.$$

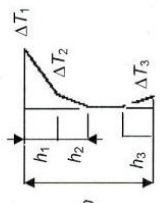
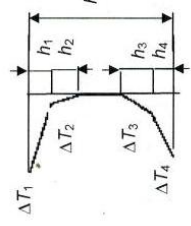
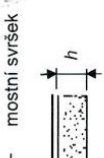

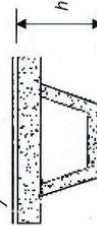
Minimální a maximální rovnoměrná složka teploty se dopočítá pro konstrukci 3. typu (betonová nosná konstrukce)

$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}C = -32^{\circ}C + 8^{\circ}C = -24^{\circ}C$
 $T_{e,max} = T_{max} + 1,5^{\circ}C = 38^{\circ}C + 1,5^{\circ}C = 39,5^{\circ}C$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty bude dopočítána od výchozí teploty 10°C.

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^{\circ}C - (-24^{\circ}C) = 34^{\circ}C$ (ochlazení)
 $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 39,5^{\circ}C - 10^{\circ}C = 29,5^{\circ}C$ (oteplení)

3.3.2.2.2 Rozdílová složka teploty

Rozdíly teplot ΔT		Typ konstrukce																																																																
(a) oteplení	(b) ochlazení																																																																	
<div></div> <p>$h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15 m$ $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10 m$ avšak $\leq 0,25 m$ $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 +$ tloušťka mostního svršku v m) pro tenké desky je h_3 omezeno $h - h_1 - h_2$</p> <table><tr><th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th><th>ΔT_3</th></tr><tr><td>m</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>$\leq 0,2$</td><td>8,5</td><td>3,5</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>12,0</td><td>3,0</td><td>1,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,0</td></tr><tr><td>$\geq 0,8$</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,5</td></tr></table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m				$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<div></div> <p>$h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25 m$ $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20 m$</p> <table><tr><th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th><th>ΔT_3</th><th>ΔT_4</th></tr><tr><td>m</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>$\leq 0,2$</td><td>-2,0</td><td>-0,5</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>-4,5</td><td>-1,4</td><td>-1,0</td><td>-3,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>-6,5</td><td>-1,8</td><td>-1,5</td><td>-5,0</td></tr><tr><td>0,8</td><td>-7,6</td><td>-1,7</td><td>-1,5</td><td>-6,0</td></tr><tr><td>1,0</td><td>-8,0</td><td>-1,5</td><td>-1,5</td><td>-6,3</td></tr><tr><td>$\geq 1,5$</td><td>-8,4</td><td>-0,5</td><td>-1,0</td><td>-6,5</td></tr></table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m					$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5	<div><p>mostní svršek 100 mm</p><p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p><p>mostní svršek 100 mm</p><p>Typ 3.b: betonový nosník</p><p>mostní svršek 100 mm</p><p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p></div>
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m																																																																		
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m																																																																		
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Výpočet účinků nelineární změny teploty - nerovnoměrné oteplení

Roman Šafář, 08/2015

Průřez:

Rozměry průřezu:

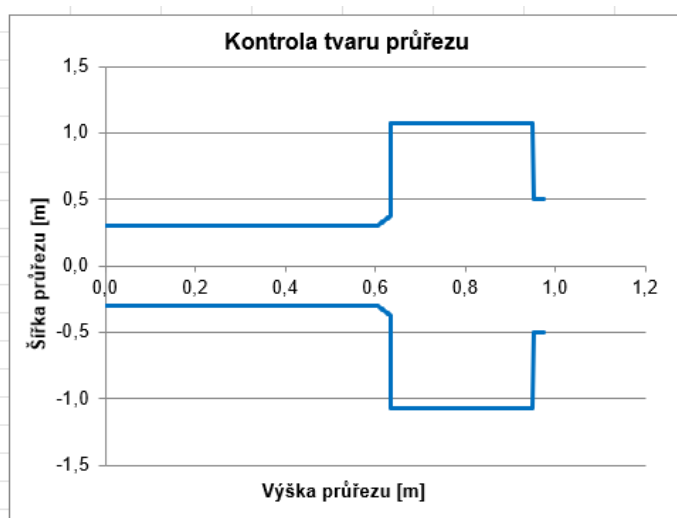
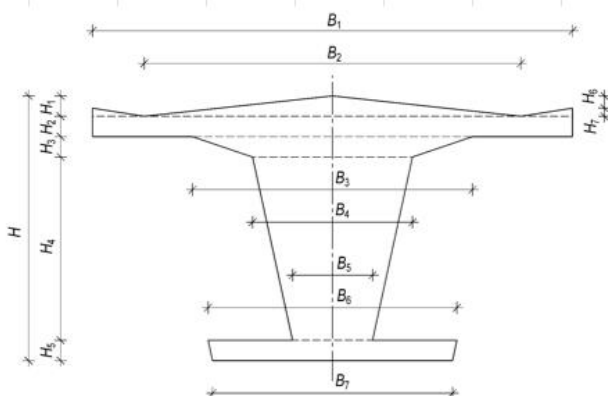
Celková výška průřezu:	$H =$	0,975	m
Dílní výšky průřezu ...	$H_1 =$	0,000	m
	$H_2 =$	0,340	m
	$H_3 =$	0,030	m
	$H_4 =$	0,300	m
	$H_5 =$	0,300	m
	$H_6 =$	0,000	m
	$H_7 =$	0,000	m

Šířky průřezu ...

$B_1 =$	2,140	m
$B_2 =$	2,140	m
$B_3 =$	0,750	m
$B_4 =$	0,600	m
$B_5 =$	0,600	m
$B_6 =$	0,600	m
$B_7 =$	0,600	m

Tloušťka mostního svršku ...

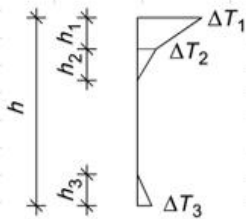
$t =$	0,160	m
-------	-------	---



Průřezové charakteristiky:

Plocha ...	$A =$	1,0846	m ²
Moment setrvačnosti ...	$I =$	0,0763	m ⁴
Výška těžiště ...	$z_T =$	0,629	m
Průřezový modul - horní vlákna ...	$W_h =$	0,0763	= 0,2209 m ³
		0,346	
Průřezový modul - dolní vlákna ...	$W_d =$	0,0763	= 0,1213 m ³
		0,629	

Průběh teploty po průřezu:



Dílčí výšky průřezu:

$h_1 =$	0,30	$H =$	0,30	0,975	$=$	0,293	m	$>$	0,150	m	\Rightarrow	$h_1 =$	0,150	m
$h_2 =$	0,30	$H =$	0,30	0,975	$=$	0,293	m	$>$	0,100	m	\Rightarrow	$h_2 =$	0,250	m
								$>$	0,250	m				
$h_3 =$	0,30	$H =$	0,30	0,975	$=$	0,293	m	$>$	0,260	m	\Rightarrow	$h_3 =$	0,260	m

Teploty:

$\Delta T_1 =$	13,000	°C
$\Delta T_2 =$	3,000	°C
$\Delta T_3 =$	2,500	°C

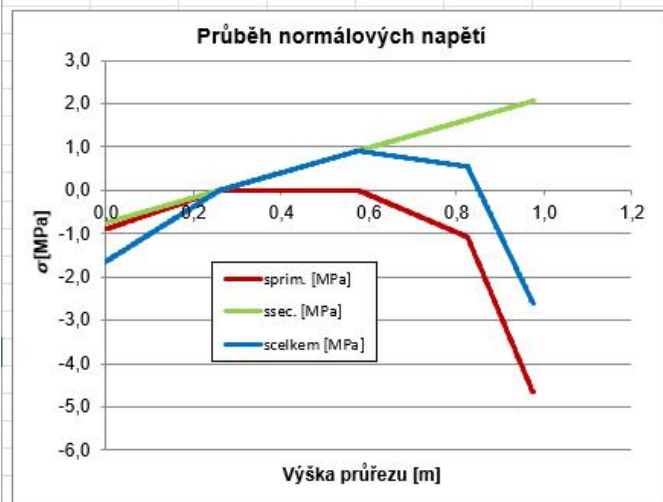
Průběh teploty a primárního napětí:

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [1/°C]	ε [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
0,975	13,000	0,000010	-0,00013	36000,0	-4,680
0,825	3,000	0,000010	-0,00003	36000,0	-1,080
0,575	0,000	0,000010	0,00000	36000,0	0,000
0,260	0,000	0,000010	0,00000	36000,0	0,000
0,000	2,500	0,000010	-0,00003	36000,0	-0,900

Sekundární účinky (i pro pro zadání na výpočetní model):

$N_{sec} =$	1,1548	MN
$M_{sec} =$	-0,2199	MNm

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna	σ_{total}^{top}	$=$	-2,609	MPa
dolní vlákna	σ_{total}^{low}	$=$	-1,645	MPa

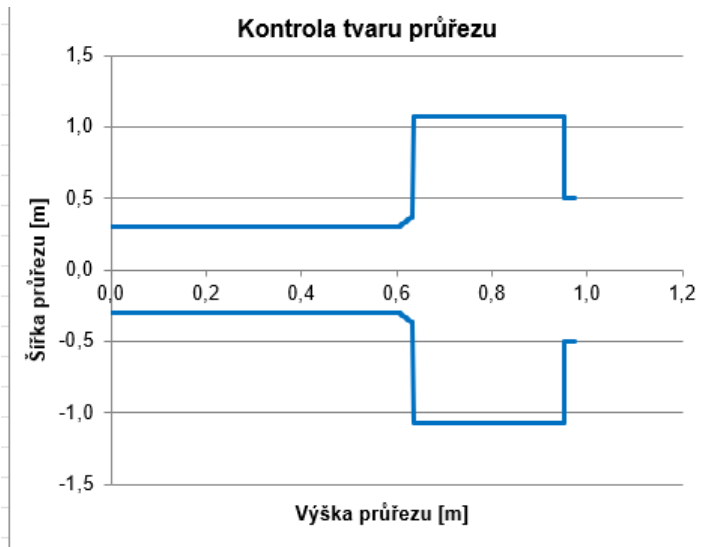
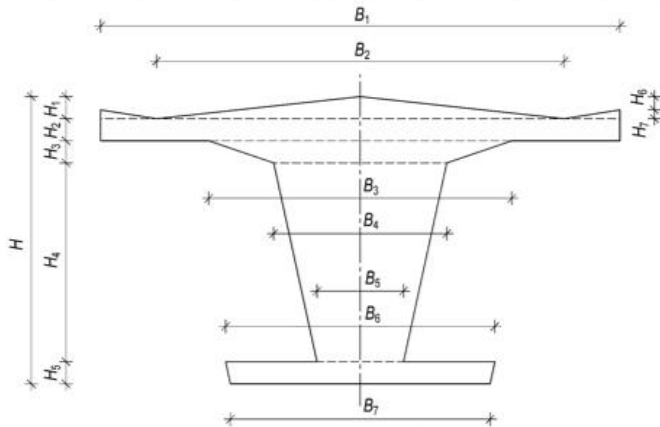
Výpočet účinků nelineární změny teploty - nerovnoměrné ochlazení

Roman Šafář, 08/2015

Průřez:

Rozměry průřezu:

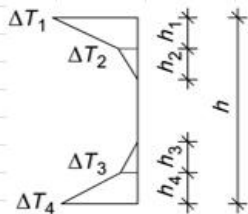
Celková výška průřezu:	$H =$	0,975	m
Dílní výšky průřezu ...	$H_1 =$	0,000	m
	$H_2 =$	0,340	m
	$H_3 =$	0,030	m
	$H_4 =$	0,300	m
	$H_5 =$	0,300	m
	$H_6 =$	0,000	m
	$H_7 =$	0,000	m
Šířky průřezu ...	$B_1 =$	2,140	m
	$B_2 =$	2,140	m
	$B_3 =$	0,750	m
	$B_4 =$	0,600	m
	$B_5 =$	0,600	m
	$B_6 =$	0,600	m
	$B_7 =$	0,600	m



Průřezové charakteristiky:

Plocha ...	$A =$	1,0846	m ²
Moment setrvačnosti ...	$I =$	0,0763	m ⁴
Výška těžiště ...	$z_T =$	0,629	m
Průřezový modul - horní vlákna ...	$W_h =$	0,0763	= 0,2209 m ³
		0,346	
Průřezový modul - dolní vlákna ...	$W_d =$	0,0763	= 0,1213 m ³
		0,629	

Průběh teploty po průřezu:



Díličí výšky průřezu:

$h_1 =$	0,20	$H =$	0,20	0,975	=	0,195	m	<	0,250	m =>	$h_1 =$	0,195	m
$h_2 =$	0,25	$H =$	0,25	0,975	=	0,244	m	>	0,200	m =>	$h_2 =$	0,200	m
$h_3 =$	0,200	m											
$h_4 =$	0,195	m											

Teploty:

$\Delta T_1 =$	-8,000	°C
$\Delta T_2 =$	-1,500	°C
$\Delta T_3 =$	-1,500	°C
$\Delta T_4 =$	-6,300	°C

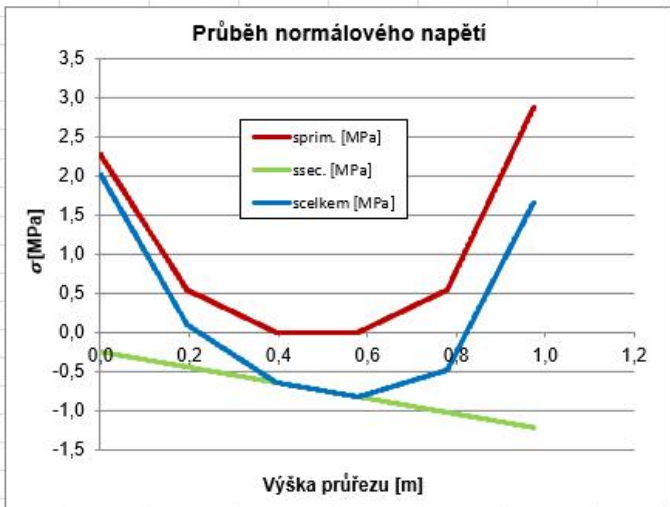
Průběh teploty a primárního napětí:

Height [m]	ΔT [°C]	α_T [1/°C]	ϵ [-]	E_{cm} [MPa]	$\sigma_{prim.}$ [MPa]
0,975	-8,000	0,000010	0,000080	36000,0	2,880
0,780	-1,500	0,000010	0,000015	36000,0	0,540
0,580	0,000	0,000010	0,000000	36000,0	0,000
0,395	0,000	0,000010	0,000000	36000,0	0,000
0,195	-1,500	0,000010	0,000015	36000,0	0,540
0,000	-6,300	0,000010	0,000063	36000,0	2,268

Sekundární účinky (i pro pro zadání na výpočetní model):

$N_{sec} =$	-0,9468	MN
$M_{sec} =$	0,0757	MNm

Průběh normálového napětí po výšce průřezu:



Výsledná napětí pro kombinace zatížení:

horní vlákna	σ_{total}^{top}	=	1,659	MPa
dolní vlákna	σ_{total}^{low}	=	2,014	MPa

3.3.3 Kombinace zatížení

3.3.3.1 Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace 6.10 může vést k méně hospodárnému výsledku (NA 2.20 v ČSN EN 1990/A1), proto budou posouzeny pouze kombinace „6.10a“ a „6.10b“.

$$6.10a \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \sum \xi_G \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

3.3.3.2 Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$6.14b \quad \sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení

$\xi_G = 0,85$...redukční součinitel nepříznivého stálého zatížení

$\gamma_Q = 1,35$...součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,75$...součinitel kombinace pro LM1 – bodové síly (nápravy)

$\psi_0 = 0,40$...součinitel kombinace pro LM1 – spojitá zatížení, zatížení chodci

$\psi_0 = 0,60$...součinitel kombinace pro zatížení teplotou

3.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými předpjatými nosníky tvaru T a železobetonovou spráženou deskou. Každý nosník bude uložen na dvojici elastomerových ložisek.

3.4.1 Vnitřní síly

V následujících tabulkách jsou uvedeny hodnoty jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a řezy. Kombinace vnitřních sil byly vyčísleny zvlášť pro mezní stav použitelnosti a pro mezní stav únosnosti.

3.4.2 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSP

Charakteristická kombinace		průřez		
		nad podporou	čtvrtina rozpětí	polovina rozpětí
vlastní tíha	M_y	0,0	846,0	1172,0
	Q_z	235,4	123,1	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	M_y	0,0	254,0	351,0
	Q_z	65,1	32,6	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
LM 1 - nápravy	M_y	0,0	694,8	829,5
	Q_z	231,8	149,8	113,5
	součinitel v kombinaci	-		
LM 1 - plošné	M_y	0,0	213,7	294,1
	Q_z	66,1	30,3	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
chodníky	M_y	0,0	8,3	9,0
	Q_z	1,4	0,5	0,0
	součinitel v kombinaci	0,40		
CHAR. KOM.	M_y	0,0	2011,8	2650,2
	Q_z	598,8	336,1	113,5

3.4.3 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSÚ

Kombinace 6.10a		průřez		
		nad podporou	čtvrtina rozpětí	polovina rozpětí
vlastní tíha	M_y	0,0	846,0	1172,0
	Q_z	235,4	123,1	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	M_y	0,0	254,0	351,0
	Q_z	65,1	32,6	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM 1 - nápravy	M_y	0,0	694,8	829,5
	Q_z	231,8	149,8	113,5
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,75		
LM 1 - plošné	M_y	0,0	213,7	294,1
	Q_z	66,1	30,3	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,40		
chodníky	M_y	0,0	8,3	9,0
	Q_z	1,4	0,5	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,40		
KOMB. 6.10 a	M_y	0	2308,4	3059,6
	Q_z	676,6	378,6	114,9

Zakázka: D21008

Stavba: Festivalový most M17 - Rekonstrukce

SO 201 Festivalový most

Kombinace 6.10b		průřez		
		nad podporou	čtvrtina rozpětí	polovina rozpětí
vlastní tíha	M_y	0,0	846,0	1172,0
	Q_z	235,4	123,1	0,0
	součinitel zatížení	1,15		
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	M_y	0,0	254,0	351,0
	Q_z	65,1	32,6	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - nápravy	M_y	0,0	694,8	829,5
	Q_z	231,8	149,8	113,5
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - plošné	M_y	0,0	213,7	294,1
	Q_z	66,1	30,3	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
chodníky	M_y	0,0	8,3	9,0
	Q_z	1,4	0,5	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,40		
KOMB. 6.10b	M_y	0	2203,9	3343,4
	Q_z	761,3	429,1	153,3

3.4.4 Posouzení středních nosníků

1. Zadání geometrie:

TRÁM - C45/55

$$\gamma_{bet} := 1.5$$

výška trámu:

$$h_T := 800\text{mm}$$

výška desky trámu:

$$h_{dT} := 125\text{mm}$$

výška žebra:

$$h_{zebra} := h_T - h_{dT} \quad h_{zebra} = 675\text{mm}$$

šířka žebra:

$$b_T := 600\text{mm}$$

šířka desky trámu:

$$b_{dT} := 2140\text{mm}$$

Průřezové charakteristiky trámu:

plocha trámu:

$$A_T := h_{zebra} \cdot b_T + h_{dT} \cdot b_{dT} \quad A_T = 0.673\text{m}^2$$

poloha těžiště od dolních vláken:

$$e_{dT} := \frac{0.5 \cdot h_{zebra}^2 \cdot b_T + h_{dT} \cdot b_{dT} \cdot \left(h_T - \frac{h_{dT}}{2} \right)}{A_T} \quad e_{dT} = 0.497\text{m}$$

moment setrvačnosti trámu:

$$I_T := \frac{b_T \cdot h_{zebra}^3}{12} + h_{zebra} \cdot b_T \cdot \left(\frac{h_{zebra}}{2} - e_{dT} \right)^2 + \frac{b_{dT} \cdot h_{dT}^3}{12} + h_{dT} \cdot b_{dT} \cdot \left(h_T - \frac{h_{dT}}{2} - e_{dT} \right)^2$$

$$I_T = 0.042\text{m}^4$$

KABELOVÉ KANÁLKY

poloměr kabelových kanálků:

$$r_{kan} := 42.5\text{mm}$$

poloha těžiště 1. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{1kan} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 2. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{2kan} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 3. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{3kan} := 130\text{mm}$$

průměrná poloha kabelu v polovině rozpětí:

$$e_p := \frac{(y_{1kan} + y_{2kan})}{2} = 130\text{mm}$$

poloha těžiště 1. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{1kanct} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 2. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{2kanct} := 187\text{mm}$$

poloha těžiště 3. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{3kanct} := 274\text{mm}$$

průměrná poloha kabelu ve čtvrtině rozpětí:

$$e_{pct} := \frac{(y_{1kanct} + y_{2kanct})}{2} = 158.5\text{mm}$$

Oslabení průřezu:

$$A_{kan} := 3 \cdot \pi \cdot r_{kan}^2 \quad A_{kan} = 0.017 \text{ m}^2$$

$$y_{kan} := \frac{(y_{1kan} + y_{2kan} + y_{3kan})}{3}$$

$$I_{ykan} := 3 \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot r_{kan}^4 \quad I_{ykan} = 7.687 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY OSLABENÉHO PRŮŘEZU

$$A_{T.osl} := A_T - A_{kan} \quad A_{T.osl} = 0.655 \text{ m}^2$$

$$y_{T.osl} := \frac{A_T \cdot e_{dT} - A_{kan} \cdot y_{kan}}{A_{T.osl}} \quad y_{T.osl} = 0.506 \text{ m}$$

$$I_{T.osl} := I_T + A_T \cdot (y_{T.osl} - e_{dT})^2 - I_{ykan} - A_{kan} \cdot (y_{T.osl} - y_{kan})^2$$

$$I_{T.osl} = 0.039 \text{ m}^4$$

Materiálové charakteristiky:

modul pružnosti v čase 28 dní:

$$E_{cmT} := 36000 \text{ MPa}$$

pevnost betonu v čase 28 dní:

$$f_{ckT} := 45 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní:

$$f_{cmT} := f_{ckT} + 8 \text{ MPa} = 53 \text{ MPa}$$

pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní:

$$f_{ctmT} := 2.12 \text{ MPa} \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cmT}}{10 \text{ MPa}} \right) \right]$$

$$f_{ctmT} = 3.902 \text{ MPa}$$

hodnota pro 5% kvantil pevnosti v tahu:

$$f_{ctk005T} := 0.7 \cdot f_{ctmT} = 2.731 \text{ MPa}$$

$$f_{ctdT} := \frac{f_{ctk005T}}{\gamma_{bet}} = 1.821 \text{ MPa}$$

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

zaručená pevnost předpínací oceli:

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

mez kluzu:

$$f_{p01k} := 1570 \text{ MPa}$$

lana profilu 15,7mm:

$$A_{p1} := 150 \text{ mm}^2$$

počet lan v kabelu:

$$lan := 12$$

počet kabelu v průřezu:

$$ks := 3$$

plocha předpínací výztuže:

$$A_p := ks \cdot lan \cdot A_{p1} \quad A_p = 5.4 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

modul pružnosti predp. výztuže:

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

maximalní napětí při předpínání:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p01k})$$

$$\sigma_{pm0} = 1.327 \times 10^3 \text{ MPa}$$

2. Zavedení částečného předpětí:

Z ČSN EN 1992-1-1: Pokud se vnáší předpětí do jednotlivé předpínací vložky postupně, může být požadovaná pevnost betonu snížena. Minimální pevnost f_{cm} v okamžiku t má být k_4 [%] z požadované pevnosti betonu při plném předpětí uvedené v evropském technickém schválení.

minimální pevnost betonu při vnesení plného předpětí: $f_{cmmin} := 45 \text{ MPa}$

součinitel: $k_4 := 50\%$

minimální pevnost betonu při vnesení částečného předpětí: $f_{cmcas} := f_{cmmin} \cdot k_4$

$$f_{cmcas} = 22.5 \cdot \text{MPa}$$

**Částečné předpětí lze zavést po dosažení pevnosti betonu 27,5 MPa.
 Dosažení této pevnosti lze předpokládat po dvou dnech.**

stanovení pevnosti betonu ve stáří 2 dny dle ČSN EN 1992-1-1: $t_{nap2} := 2$

koeficient druhu cementu: $s_{cem} := 0.2$

$$\text{součinitel závisící na stáří betonu: } \beta_{cc2} := e^{-\left[s_{cem} \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_{nap2}}\right)^{0.5}\right)\right]}$$

$$\beta_{cc2} = 0.578$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní: $f_{cmT} = 53 \cdot \text{MPa}$

pevnost betonu při napínání: $f_{cmT2} := \beta_{cc2} \cdot f_{cmT}$

$$f_{cmT2} = 30.629 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ckT2} := f_{cmT2} - 8 \text{ MPa}$$

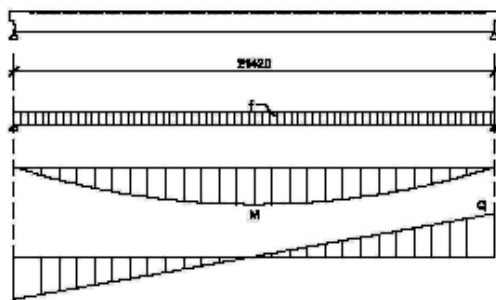
$$\text{POSUDEK}_{\text{stari.betonu}} = \text{"VYHOVUJE"}$$

**Předpokládaná pevnost betonu je splněna
 a lze předpínat po dvou dnech.**

$$\text{modul pružnosti betonu v čase částečného předepnutí: } E_{cmT2} := \left[\left(\frac{f_{cmT2}}{f_{cmT}} \right)^{0.3} \right] \cdot E_{cmT}$$

$$E_{cmT2} = 3.054 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Vnitřní síly od vlastní tíhy nosníku:



$$l_{nos} := 18.8m$$

$$A_{T.osl} = 0.655m^2$$

$$\rho_{bet} := 26kN \cdot m^{-3}$$

$$f := A_{T.osl} \cdot \rho_{bet}$$

$$M_{vl} := 0.125 \cdot f \cdot (l_{nos} - 1m)^2 = 674.964 \cdot kN \cdot m$$

$$Q_{vl} := 0.5 \cdot f \cdot l_{nos}$$

$$Q_{vl} = 160.198 \cdot kN$$

Částečné předpětí:

kabely K1 a K2.....

$$\sigma_{p1} := 550MPa$$

kabel K3.....

$$\sigma_{p2} := 0MPa$$

$$F_{p1} := \sigma_{p1} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{p1} = 990 \cdot kN$$

$$F_{p2} := \sigma_{p2} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{p2} = 0 \cdot kN$$

délka kabelu K1 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K1a} := 9.40m$$

délka kabelu K1 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K1b} := 7.24m$$

délka kabelu K2 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K2a} := 9.40m$$

délka kabelu K2 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K2b} := 7.24m$$

délka kabelu K3 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K3a} := 9.39m$$

délka kabelu K3 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí:

$$L_{K3b} := 9.39m$$

Okamžité ztráty předpínací síly:

Ztráty třením:

typ kabelu.....6812

součinitel tření.....

$$\mu := 0.19$$

úhel nepřed. zakřivení.....

$$k := 0.005m^{-1}$$

ztráta třením v aktivní kotvě...

$$k_{akt} := 0.5\%$$

Kabel K1

součet vrcholových úhlů pro kabel K1 pod aktivní kotvou:

$$\phi_{1akt} := 0\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K1 pod aktivní kotvou:

$$x_{1akt} := 0\text{m}$$

$$P_{\mu 1akt} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1akt} + k \cdot x_{1akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1akt} = -4.95 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K1 v polovině rozpětí:

$$\phi_{1pol} := 0.0224\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K1 v polovině rozpětí:

$$x_{1pol} := 7.6\text{m}$$

$$P_{\mu 1pol} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1pol} + k \cdot x_{1pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1pol} = -10.663 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K1 k pasivní kotvě:

$$\phi_{1pas} := 0.0448\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K1 k pasivní kotvě:

$$x_{1pas} := 11.66\text{m}$$

$$P_{\mu 1pas} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1pas} + k \cdot x_{1pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1pas} = -14.742 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 pod aktivní kotvou:

$$\phi_{2akt} := 0\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K2 pod aktivní kotvou:

$$x_{2akt} := 0\text{m}$$

$$P_{\mu 2akt} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2akt} + k \cdot x_{2akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2akt} = -4.95 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 v polovině rozpětí:

$$\phi_{2pol} := 0.0224\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K2 v polovině rozpětí:

$$x_{2pol} := 7.6\text{m}$$

$$P_{\mu 2pol} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2pol} + k \cdot x_{2pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2pol} = -10.663 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 k pasivní kotvě:

$$\phi_{2pas} := 0.0448\text{rad}$$

součet přímých úseků pro kabel K2 k pasivní kotvě:

$$x_{2pas} := 11.66\text{m}$$

$$P_{\mu 2pas} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2pas} + k \cdot x_{2pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2pas} = -14.742 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 pod aktivní kotvou: $\phi_{3akt} := 0\text{rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 pod aktivní kotvou: $x_{3akt} := 0\text{m}$

$$P_{\mu 3akt} := -k_{akt} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3akt} + k \cdot x_{3akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3akt} = 0 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 v polovině rozpětí: $\phi_{3pol} := 0.067\text{rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 v polovině rozpětí: $x_{3pol} := 4.7\text{m}$

$$P_{\mu 3pol} := -k_{akt} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3pol} + k \cdot x_{3pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3pol} = 0 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 k pasivní kotvě: $\phi_{3pas} := 0.134\text{rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 k pasivní kotvě: $x_{3pas} := 9.4\text{m}$

$$P_{\mu 3pas} := -k_{akt} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3pas} + k \cdot x_{3pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3pas} = 0 \cdot \text{kN}$$

Ztráty vyvozené okamžitou deformací betonu:

počet předpínacích vložek postupně napínaných: $n_{1nap} := 2$

$$j_1 := \frac{(n_{1nap} - 1)}{2n_{1nap}} = 0.25$$

$$\text{napětí v betonu v čase vnesení předpětí: } \Delta\sigma_c := \frac{F_{p1} + F_{p1} + F_{p2} + P_{\mu 1pol} + P_{\mu 2pol} + P_{\mu 3pol}}{-A_{T.osl}} \\ \Delta\sigma_c = -2.988 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Kabely K1 a K2} \quad \Delta P_{el} := A_{p1} \cdot \ln \cdot 2 \cdot E_p \cdot \left(\frac{j_1 \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cmT2}} \right) \quad \Delta P_{el} = -17.172 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené pokluzem v kotvě:

Pokluz uvažuji hodnotou 4 mm dle tab 4 (DYWIDAG). Jedná se o kratší nosník, kdy ztráta pokluzem dosáhne do konce kabelu.

$$w_{pokl} := 4\text{mm}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 před pokluzem:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p1a} := F_{p1} + P_{\mu 1akt} + \Delta P_{el} = 967.878 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p1b} := F_{p1} + P_{\mu 1pol} + \Delta P_{el} = 962.165 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p1c} := F_{p1} + P_{\mu 1pas} + \Delta P_{el} = 958.086 \cdot \text{kN}$$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{11} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt1} + \Delta P_{pol1}) \cdot L_{K1a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol1} \cdot L_{K1b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}$$

Zbývající pokluz: $\Delta w_{21} := w_{pokl} + \Delta w_{11} = 3.544 \cdot \text{mm}$

$$\Delta F_{1pokl} := \frac{-\Delta w_{21} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}{L_{K1a} + L_{K1b}} = -74.765 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 po zakotvení:

pod aktivní kotvou: $F_{p1ap} := F_{p1a} + \Delta P_{akt1} + \Delta F_{1pokl} = 873.529 \cdot \text{kN}$

v polovině rozpětí: $F_{p1bp} := F_{p1b} + \Delta P_{pol1} + \Delta F_{1pokl} = 879.242 \cdot \text{kN}$

v pasivní kotvě: $F_{p1cp} := F_{p1c} + \Delta F_{1pokl} = 883.321 \cdot \text{kN}$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 před pokluzem:

pod aktivní kotvou: $F_{p2a} := F_{p1} + P_{\mu 2akt} + \Delta P_{e1} = 967.878 \cdot \text{kN}$

v polovině rozpětí: $F_{p2b} := F_{p1} + P_{\mu 2pol} + \Delta P_{e1} = 962.165 \cdot \text{kN}$

v pasivní kotvě: $F_{p2c} := F_{p1} + P_{\mu 2pas} + \Delta P_{e1} = 958.086 \cdot \text{kN}$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{12} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt2} + \Delta P_{pol2}) \cdot L_{K1a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol2} \cdot L_{K1b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot lan} = -0.456 \cdot \text{mm}$$

Zbývající pokluz: $\Delta w_{22} := w_{pokl} + \Delta w_{12} = 3.544 \cdot \text{mm}$

$$\Delta F_{2pokl} := \frac{-\Delta w_{22} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}{L_{K1a} + L_{K1b}} = -74.765 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 po zakotvení:

$$\text{pod aktivní kotvou:} \quad F_{p2ap} := F_{p2a} + \Delta P_{akt2} + \Delta F_{2pokl} = 873.529 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí:} \quad F_{p2bp} := F_{p2b} + \Delta P_{pol2} + \Delta F_{2pokl} = 879.242 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě:} \quad F_{p2cp} := F_{p2c} + \Delta F_{2pokl} = 883.321 \cdot \text{kN}$$

$$F_{p3ap} := 0 \cdot \text{kN}$$

$$F_{p3bp} := 0 \cdot \text{kN}$$

$$F_{p3p} := 0 \cdot \text{kN}$$

3. Posouzení omezení napětí:**3.1 Posouzení napětí po zakotvení v polovině rozpětí:**Ideální průřez

$$\text{pracovní součinitel předpínací výztuže:} \quad \eta := \frac{E_p}{E_{cmT2}} \quad \eta = 6.385$$

$$A_i := A_{T.osl} + \eta \cdot A_p \quad A_i = 0.69 \cdot \text{m}^2$$

$$y_{Ti} := \frac{A_{T.osl} \cdot y_{T.osl} + \eta \cdot A_p \cdot y_{kan}}{A_i} \quad y_{Ti} = 0.487 \cdot \text{m}$$

$$I_{yi} := I_{T.osl} + A_{T.osl} \cdot (y_{T.osl} - y_{Ti})^2 + \eta \cdot A_p \cdot (e_p - y_{Ti})^2$$

$$I_{yi} = 0.044 \cdot \text{m}^4$$

$$N_{predp} := -F_{p1bp} - F_{p2bp} - F_{p3bp} \quad N_{predp} = -1.758 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{predp} := N_{predp} \cdot (y_{Ti} - e_p) \quad M_{predp} = -628.364 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{h1} := \frac{N_{predp}}{A_i} + \frac{(-M_{predp} - M_{vl}) \cdot (h_T - y_{Ti})}{I_{yi}} \quad \sigma_{h1} = -2.881 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{d1} := \frac{N_{predp}}{A_i} + \frac{(M_{predp} + M_{vl}) \cdot y_{Ti}}{I_{yi}} \quad \sigma_{d1} = -2.03 \cdot \text{MPa}$$

3.2 Transport prefabrikátu na skládku:

Transport prefabrikátu se předpokládá ihned po zakotvení pomocí montážních závěsů.

vlastní tíha..... $f = 17.042 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

moment nad podporou..... $M_1 := 0.5 \cdot f \cdot (1.6\text{m})^2$ $M_1 = 21.814 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

moment v poli..... $M_2 := 0.125 \cdot f \cdot (l_{\text{nos}} - 2.2\text{m})^2 - M_1$ $M_2 = 565.211 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Posouzení bude provedeno pro dvě varianty uchycení (různý úklon od svislé). Vlivem šikmého zavěšení vzniknou v prefabrikátu doplňkové účinky - normálová síla a ohybový moment.

doplňková normálová síla působí na rameni..... $e_{\text{dop}} := h_T - y_{Ti}$ $e_{\text{dop}} = 0.313 \text{ m}$

svislá reakce na jeden závěs..... $F_z := 0.5 \cdot l_{\text{nos}} \cdot f$ $F_z = 160.198 \cdot \text{kN}$

úhel odklonu závěsu od svislé	doplňková normálová síla	doplňkový ohybový moment
$\alpha_1 := 30\text{deg}$	$F_{x1} := F_z \cdot \tan(\alpha_1)$	$M_{d1} := F_{x1} \cdot e_{\text{dop}}$
$\alpha_2 := 45\text{deg}$	$F_{x2} := F_z \cdot \tan(\alpha_2)$	$M_{d2} := F_{x2} \cdot e_{\text{dop}}$

Posouzení napětí pro úhel zavěšení 30 stupňů:

$N_{\text{predp}} = -1.758 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$M_{\text{predp}} = -628.364 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$\sigma_{\text{hzav1}} := \frac{N_{\text{predp}} - F_{x1}}{A_i} + \frac{(-M_{\text{predp}} - M_2 - M_{d1}) \cdot (h_T - y_{Ti})}{I_{yi}}$ $\sigma_{\text{hzav1}} = -2.438 \cdot \text{MPa}$

$\sigma_{\text{dzav1}} := \frac{N_{\text{predp}} - F_{x1}}{A_i} + \frac{(M_{\text{predp}} + M_2 + M_{d1}) \cdot y_{Ti}}{I_{yi}}$ $\sigma_{\text{dzav1}} = -3.064 \cdot \text{MPa}$

Posouzení napětí pro úhel zavěšení 45 stupňů:

$N_{\text{predp}} = -1.758 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$M_{\text{predp}} = -628.364 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$\sigma_{\text{hzav2}} := \frac{N_{\text{predp}} - F_{x2}}{A_i} + \frac{(-M_{\text{predp}} - M_2 - M_{d2}) \cdot (h_T - y_{Ti})}{I_{yi}}$ $\sigma_{\text{hzav2}} = -2.688 \cdot \text{MPa}$

$\sigma_{\text{dzav2}} := \frac{N_{\text{predp}} - F_{x2}}{A_i} + \frac{(M_{\text{predp}} + M_2 + M_{d2}) \cdot y_{Ti}}{I_{yi}}$ $\sigma_{\text{dzav2}} = -2.926 \cdot \text{MPa}$

Při transportu pomocí montážních závěsů je nutno, aby úhel odklonění od svislé ležel v intervalu 30 až 45 stupňů. Při transportu je nutné omezit dynamické účinky! Na skládce uložit nosník takovým způsobem, aby vzdálenost podpory od spodní hrany byla max 500mm.

3.3 Dopnutí na finální předpětí:

Dopnutí na plné předpětí se předpokládá v čase 21 dní.

stanovení pevnosti betonu ve stáří 21 dní dle ČSN EN 1992-1-1: $t_{\text{nap}21} := 21$

koefficient druhu cementu: $s_{\text{cem}} = 0.2$

součinitel závisící na stáří betonu: $\beta_{\text{cc}12} := e^{\left[s_{\text{cem}} \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_{\text{nap}21}} \right)^{0.5} \right] \right]}$

$$\beta_{\text{cc}12} = 0.97$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní: $f_{\text{cmT}} = 53 \cdot \text{MPa}$

pevnost betonu při napínání: $f_{\text{cmT}21} := \beta_{\text{cc}12} \cdot f_{\text{cmT}}$

$$f_{\text{cmT}21} = 51.385 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ckT}12} := f_{\text{cmT}21} - 8 \cdot \text{MPa}$$

modul pružnosti betonu v čase dopnutí: $E_{\text{cmT}21} := \left[\left(\frac{f_{\text{cmT}21}}{f_{\text{cmT}}} \right)^{0.3} \right] \cdot E_{\text{cmT}}$

$$E_{\text{cmT}21} = 3.567 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Ztráty způsobené relaxací předpínací výztuže:

Budou použita lana s nízkou relaxací - 2. třída relaxačního chování.

příslušná hodnota relaxace v čase 1000 hodin: $\rho_{1000} := 2.5\%$

charakteristická hodnota pevnosti v tahu: $f_{\text{pk}} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

absolutní hodnota počátečního předpětí: $\sigma_{\text{pi}} := \sigma_{\text{pm}0} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

$$\mu_{\text{rel}} := \frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{pk}}}$$

čas od částečného předepnutí do dopnutí v hodinách: $t_1 := (t_{\text{nap}21} - t_{\text{nap}2}) \cdot 24 = 456$

$$\Delta\sigma_{\text{pr.1}} := \sigma_{\text{pi}} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{\text{rel}} \cdot \left(\frac{t_1}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{\text{rel}})}} \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_{\text{pr.1}} = 0.174 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{\text{relK1}} := \Delta\sigma_{\text{pr.1}} \cdot A_{\text{p1}} \cdot l_{\text{an}}$$

$$\Delta F_{\text{relK1}} = 0.313 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené dotvarováním a smršťováním betonu:

dobu z hlediska smršťování 21 dní hodnota smrštění.....

$$\varepsilon_{cs1.21} = 37.1 \cdot 10^{-6}$$

dobu z hlediska dotvarování..... 19 dní součinitel dotvarování.....

$$\zeta_{1.21} = 0.6876$$

Pro výpočet hodnoty smrštění a součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík

Ztráta dotvarováním v průřezu 1 v čase 21 dní:

$$\sigma_{dl1.21} = \frac{\varepsilon_{cs1.21} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.1} + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \zeta_{1.21} \cdot (-\sigma_{dl})}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \left(\frac{A_{p1} \cdot l_{an} \cdot 2}{A_{T.osl}} \right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{T.osl}}{I_{yi}} \right) \cdot (y_{Ti} - e_p)^2 \right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \zeta_{1.21})}$$

$$\text{ztráta} \dots\dots\dots \sigma_{dl1.21} = 13.166 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{dlK1} = \sigma_{dl1.21} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{dlK1} = 23.7 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelech před dopnutím:

Kabel K1

$$\text{pod aktivní kotvou} \dots\dots F_{p1ad} = F_{p1ap} - \Delta F_{relK1} - \Delta F_{dlK1} = 849.516 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí} \dots\dots F_{p1bd} = F_{p1bp} - \Delta F_{relK1} - \Delta F_{dlK1} = 855.23 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě} \dots\dots\dots F_{p1cd} = F_{p1cp} - \Delta F_{relK1} - \Delta F_{dlK1} = 859.308 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$\text{pod aktivní kotvou} \dots\dots F_{p2ad} = F_{p2ap} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1} = 897.542 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí} \dots\dots F_{p2bd} = F_{p2bp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1} = 903.255 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě} \dots\dots\dots F_{p2cd} = F_{p2cp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1} = 907.334 \cdot \text{kN}$$

Dopnutí:

$$\text{kabely K1 a K2} \dots\dots\dots \sigma_{pdop1} = 780 \text{MPa}$$

$$\text{kabel K3} \dots\dots\dots \sigma_{pdop2} = 1330 \text{MPa}$$

$$F_{pdop1} = \sigma_{pdop1} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} = 1.404 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pdop2} = \sigma_{pdop2} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} = 2.394 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Okamžité ztráty předpínací síly:Ztráty třením:**Kabel K1**

$$P_{\mu 1 \text{ akt} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1 \text{ akt}} + k \cdot x_{1 \text{ akt}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1 \text{ akt} 2} = -7.02 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 1 \text{ pol} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1 \text{ pol}} + k \cdot x_{1 \text{ pol}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1 \text{ pol} 2} = -15.123 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 1 \text{ pas} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1 \text{ pas}} + k \cdot x_{1 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1 \text{ pas} 2} = -20.907 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$P_{\mu 2 \text{ akt} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ akt}} + k \cdot x_{2 \text{ akt}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ akt} 2} = -7.02 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 2 \text{ pol} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ pol}} + k \cdot x_{2 \text{ pol}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ pol} 2} = -15.123 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 2 \text{ pas} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ pas}} + k \cdot x_{2 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ pas} 2} = -20.907 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

$$P_{\mu 3 \text{ akt} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}2} + F_{\text{pdop}2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ akt}} + k \cdot x_{3 \text{ akt}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ akt} 2} = -11.97 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 3 \text{ pol} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}2} + F_{\text{pdop}2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ pol}} + k \cdot x_{3 \text{ pol}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ pol} 2} = -32.73 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 3 \text{ pas} 2} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{\text{pdop}2} + F_{\text{pdop}2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ pas}} + k \cdot x_{3 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ pas} 2} = -53.851 \cdot \text{kN}$$

Ztráty vyvozené okamžitou deformací betonu:

počet předpínacích vložek postupně napínaných:

$$n_{2 \text{ nap}} := k_s$$

$$j_2 := \frac{(n_{2 \text{ nap}} - 1)}{2n_{2 \text{ nap}}} = 0.333$$

napětí v betonu v čase vnesení předpětí:

$$\Delta \sigma_{c2} := \frac{F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}1} + F_{\text{pdop}2} + P_{\mu 1 \text{ pol} 2} + P_{\mu 2 \text{ pol} 2} + P_{\mu 3 \text{ pol} 2}}{-A_{T, \text{osl}}}$$

$$\Delta \sigma_{c2} = -7.84 \cdot \text{MPa}$$

Kabely K1, K2 a K3

$$\Delta P_{\text{el}2} := A_p \cdot E_p \cdot \left(\frac{j_2 \cdot \Delta \sigma_{c2}}{E_{\text{cmT}21}} \right) = -77.154 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené pokluzem v kotvě:

Pokluz uvažuji hodnotou 4 mm dle tab 4 (DYWIDAG). Jedná se o kratší nosník, kdy ztráta pokluzem dosáhne do konce kabelu.

$$w_{\text{pokl}} = 4 \cdot \text{mm}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 před pokluzem:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p1a2} := F_{pdop1} + P_{\mu1akt2} + \Delta P_{el2} = 1.32 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p1b2} := F_{pdop1} + P_{\mu1pol2} + \Delta P_{el2} = 1.312 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p1c2} := F_{pdop1} + P_{\mu1pas2} + \Delta P_{el2} = 1.306 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{112} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt12} + \Delta P_{pol12}) \cdot L_{K1a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol12} \cdot L_{K1b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot l_{an}}$$

$$\Delta w_{112} = -0.646 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Zbývající pokluz: } \Delta w_{212} := w_{\text{pokl}} + \Delta w_{112}$$

$$\Delta w_{212} = 3.354 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta F_{1pok2} := \frac{-\Delta w_{212} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot l_{an}}{L_{K1a} + L_{K1b}} = -70.746 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 po zakotvení:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p1ap2} := F_{p1a2} + \Delta P_{akt12} + \Delta F_{1pok2} = 1.221 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p1bp2} := F_{p1b2} + \Delta P_{pol12} + \Delta F_{1pok2} = 1.229 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p1cp2} := F_{p1c2} + \Delta F_{1pok2} = 1.235 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 před pokluzem:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p2a2} := F_{pdop1} + P_{\mu2akt2} + \Delta P_{el2} = 1.32 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p2b2} := F_{pdop1} + P_{\mu2pol2} + \Delta P_{el2} = 1.312 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p2c2} := F_{pdop1} + P_{\mu2pas2} + \Delta P_{el2} = 1.306 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{122} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt22} + \Delta P_{pol22}) \cdot L_{K2a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol22} \cdot L_{K2b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot lan} = -0.646 \cdot \text{mm}$$

Zbývající pokluz: $\Delta w_{222} := w_{pokl} + \Delta w_{122} = 3.354 \cdot \text{mm}$

$$\Delta F_{2pokl2} := \frac{-\Delta w_{222} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}{L_{K2a} + L_{K2b}} = -70.746 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 po zakotvení:

pod aktivní kotvou: $F_{p2ap2} := F_{p2a2} + \Delta P_{akt22} + \Delta F_{2pokl2} = 1.221 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v polovině rozpětí: $F_{p2bp2} := F_{p2b2} + \Delta P_{pol22} + \Delta F_{2pokl2} = 1.229 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v pasivní kotvě: $F_{p2cp2} := F_{p2c2} + \Delta F_{2pokl2} = 1.235 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Průběh předpínací síly v kabelu K3 před pokluzem:

pod aktivní kotvou: $F_{p3a2} := F_{pdop2} + P_{\mu3akt2} + \Delta P_{el2} = 2.305 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v polovině rozpětí: $F_{p3b2} := F_{pdop2} + P_{\mu2pol2} + \Delta P_{el2} = 2.302 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v pasivní kotvě: $F_{p3c2} := F_{pdop2} + P_{\mu3pas2} + \Delta P_{el2} = 2.263 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{132} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt32} + \Delta P_{pol32}) \cdot L_{K3a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol32} \cdot L_{K3b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot lan} = -3.193 \cdot \text{mm}$$

Zbývající pokluz: $\Delta w_{232} := w_{pokl} + \Delta w_{132} = 0.807 \cdot \text{mm}$

$$\Delta F_{3pokl2} := \frac{-\Delta w_{232} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}{L_{K3a} + L_{K3b}} = -15.092 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K3 po zakotvení:

pod aktivní kotvou: $F_{p3ap2} := F_{p3a2} + \Delta P_{akt32} + \Delta F_{3pokl2} = 2.206 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v polovině rozpětí: $F_{p3bp2} := F_{p3b2} + \Delta P_{pol32} + \Delta F_{3pokl2} = 2.209 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

v pasivní kotvě: $F_{p3cp2} := F_{p3c2} + \Delta F_{3pokl2} = 2.248 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Celková předpínací síla v kabelech po zakotvení:**Kabel K1**

$$\text{pod aktivní kotvou..... } F_{\text{celk1a}} := F_{\text{p1ap2}} + F_{\text{p1ad}} \quad F_{\text{celk1a}} = 2.071 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{\text{celk1b}} := F_{\text{p1bp2}} + F_{\text{p1bd}} \quad F_{\text{celk1b}} = 2.085 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě..... } F_{\text{celk1c}} := F_{\text{p1cp2}} + F_{\text{p1cd}} \quad F_{\text{celk1c}} = 2.095 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$\text{pod aktivní kotvou..... } F_{\text{celk2a}} := F_{\text{p2ap2}} + F_{\text{p2ad}} \quad F_{\text{celk2a}} = 2.119 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{\text{celk2b}} := F_{\text{p2bp2}} + F_{\text{p2bd}} \quad F_{\text{celk2b}} = 2.133 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě..... } F_{\text{celk2c}} := F_{\text{p2cp2}} + F_{\text{p2cd}} \quad F_{\text{celk2c}} = 2.143 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

$$\text{pod aktivní kotvou..... } F_{\text{celk3a}} := F_{\text{p3ap2}} \quad F_{\text{celk3a}} = 2.206 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{\text{celk3b}} := F_{\text{p3bp2}} \quad F_{\text{celk3b}} = 2.209 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě..... } F_{\text{celk3c}} := F_{\text{p3cp2}} \quad F_{\text{celk3c}} = 2.248 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Posouzení napětí po zakotvení :

$$\text{Pracovní součinitel: } \eta_3 := \frac{E_p}{E_{\text{cmT21}}}$$

$$\text{Ideální průřez pro pracovní součinitel..... } \eta_3 = 5.467$$

$$\text{Ideální průřez 3} \quad A_{i3} := A_{\text{T.osl}} + \eta_3 \cdot A_p \quad A_{i3} = 0.685 \text{ m}^2$$

$$y_{\text{Ti3}} := \frac{A_{\text{T.osl}} \cdot y_{\text{T.osl}} + \eta_3 \cdot A_p \cdot y_{\text{kan}}}{A_{i3}} \quad y_{\text{Ti3}} = 0.49 \text{ m}$$

$$I_{yi3} := I_{\text{T.osl}} + A_{\text{T.osl}} \cdot (y_{\text{T.osl}} - y_{\text{Ti3}})^2 + \eta_3 \cdot A_p \cdot (y_{\text{kan}} - y_{\text{Ti3}})^2 = 0.043 \text{ m}^4$$

$$\text{normálová síla od předpětí..... } N_{\text{predp2}} := -F_{\text{celk1b}} - F_{\text{celk2b}} - F_{\text{celk3b}} = -6.426 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{ohybový moment od předpětí..... } M_{\text{predp2}} := N_{\text{predp2}} \cdot (y_{\text{Ti3}} - y_{\text{kan}}) = -2.313 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{doph}} := \frac{N_{\text{predp2}}}{A_{i3}} + \frac{(-M_{\text{predp2}} - M_{v1}) \cdot (h_T - y_{\text{Ti3}})}{I_{yi3}} \quad \sigma_{\text{doph}} = 2.391 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{dopd}} := \frac{N_{\text{predp2}}}{A_{i3}} + \frac{(M_{\text{predp2}} + M_{v1}) \cdot y_{\text{Ti3}}}{I_{yi3}} \quad \sigma_{\text{dopd}} = -27.983 \cdot \text{MPa}$$

Přesun pomocí jeřábu:

$$N_{\text{predp4}} = -5.683 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{predp4}} = -2.045 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{\text{hzav4}} := \frac{N_{\text{predp4}} - F_{x2}}{A_{i3}} + \frac{(-M_{\text{predp4}} - M_2 - M_{d2}) \cdot (h_T - y_{Ti3})}{I_{yi3}} \quad \sigma_{\text{hzav4}} = 1.748 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{dzav4}} := \frac{N_{\text{predp4}} - F_{x2}}{A_{i3}} + \frac{(M_{\text{predp4}} + M_2 + M_{d2}) \cdot y_{Ti3}}{I_{yi3}} \quad \sigma_{\text{dzav4}} = -24.769 \cdot \text{MPa}$$

SPRAŽENÁ DESKA - C30/37

$$E_{\text{cmdes}} := 33000 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ckdes}} := 30 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{vyska spr. desky: } h_{\text{des}} := 265 \cdot \text{mm}$$

$$\text{sirka spr. desky: } b_{\text{des}} := 2148 \cdot \text{mm}$$

$$\text{průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní: } f_{\text{cmdes}} := f_{\text{ckdes}} + 8 \cdot \text{MPa} = 38 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní: } f_{\text{ctmdes}} := 2.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{hodnota pro 5\% kvantil pevnosti v tahu: } f_{\text{ctk005des}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctmdes}} = 2.03 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ctddes}} := \frac{f_{\text{ctk005des}}}{\gamma_{\text{bet}}} = 1.353 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{plocha spr. desky: } A_{\text{des}} := h_{\text{des}} \cdot b_{\text{des}} = 0.569 \cdot \text{m}^2$$

poloha tezíste od dolních vláken tramu:

$$e_{\text{ddes}} := h_T + h_{\text{des}} - \frac{h_{\text{des}}}{2} = 0.932 \cdot \text{m}$$

moment setrvačnosti spr desky:

$$I_{\text{des}} := \frac{b_{\text{des}} \cdot h_{\text{des}}^3}{12} = 3.331 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^4$$

3.5 Betonáž spřažené desky:

Betonáž desky se předpokládá v čase 40 dní po vybetonování nosníku. Deska v této fázi působí pouze jako zatížení.

$$M_{\text{des}} := 0.125 \cdot b_{\text{des}} \cdot h_{\text{des}} \cdot \rho_{\text{bet}} \cdot l_{\text{nos}}^2 \quad M_{\text{des}} = 653.852 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{stanovení pevnosti betonu ve stáří 12 dní dle ČSN EN 1992-1-1: } t_{\text{spr}} := 40$$

$$\text{koeficient druhu cementu: } s_{\text{cem}} = 0.2$$

součinitel závisící na stáří betonu: $\beta_{ccspr} := e^{\left[s_{cem} \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_{spr}} \right)^{0.5} \right] \right]} = 1.033$

průměrná hodnota pevn. betonu v tlaku ve stáří 28 dní: $f_{cmT} = 53 \cdot \text{MPa}$

pevnost betonu při spřažení: $f_{cmTspr} := \beta_{ccspr} \cdot f_{cmT} = 54.76 \cdot \text{MPa}$

$$f_{ckTspr} := f_{cmTspr} - 8 \text{MPa}$$

modul pružnosti betonu v čase dopnutí: $E_{cmTspr} := \left[\left(\frac{f_{cmTspr}}{f_{cmT}} \right)^{0.3} \right] \cdot E_{cmT} = 3.635 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

Ideální průřez 4 (v čase betonáže desky)

Pracovní součinitel: $\eta_4 := \frac{E_p}{E_{cmTspr}}$

Ideální průřez pro pracovní součinitel..... $\eta_4 = 5.364$

$$A_{i4} := A_{T.osl} + \eta_4 \cdot A_p = 0.684 \text{ m}^2$$

$$y_{Ti4} := \frac{A_{T.osl} \cdot y_{T.osl} + \eta_4 \cdot A_p \cdot y_{kan}}{A_{i4}} = 0.49 \text{ m}$$

$$I_{yi4} := I_{T.osl} + A_{T.osl} \cdot (y_{T.osl} - y_{Ti4})^2 + \eta_4 \cdot A_p \cdot (y_{kan} - y_{Ti4})^2 = 0.043 \text{ m}^4$$

Ztráty způsobené relaxací předpinací výztuže:

Budou použita lana s nízkou relaxací - 2. třída relaxačního chování.

příslušná hodnota relaxace v čase 1000 hodin: $\rho_{1000} = 2.5 \cdot \%$

charakteristická hodnota pevnosti v tahu: $f_{pk} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

absolutní hodnota počátečního předpětí: $\sigma_{pi} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

$$\mu_{rel} = 0.75$$

čas od částečného dopnutí do spřažení v hodinách: $t_3 := (t_{spr} - t_{nap2}) \cdot 24$

$$t_3 = 912$$

$$\Delta\sigma_{pr.3} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t_3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_{pr.3} = 0.198 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{relK3} := \Delta\sigma_{pr.3} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} = 0.357 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené dotvarováním a smršťováním betonu:

dobu z hlediska smršťování 40 dní hodnota smrštění.....
 dobu z hlediska dotvarování..... 38 dní součinitel dotvarování.....

$$\varepsilon_{cs1.40} := 52.265 \cdot 10^{-6}$$

$$\zeta_{1.40} := 0.785$$

Pro výpočet hodnoty smrštění a součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík

Ztráta dotvarováním v průřezu 1 v čase 40 dní:

$$\sigma_{dl1.40} := \frac{\varepsilon_{cs1.40} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.3} + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \zeta_{1.40} \cdot (-\sigma_{dopd})}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \left(\frac{A_p}{A_{T.osl}} \right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{T.osl}}{I_{yi4}} \right) \cdot (y_{Ti4} - y_{kan})^2 \right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \zeta_{1.40})}$$

ztráta $\sigma_{dl1.40} = 106.353 \cdot \text{MPa}$

$$\Delta F_{dlK3} := \sigma_{dl1.40} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{dlK3} = 191.435 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelech při spřažení:

Kabel K1

v polovině rozpětí..... $F_{spr1b} := F_{celk1b} - \Delta F_{relK3} - \Delta F_{dlK3}$ $F_{spr1b} = 1.893 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Kabel K2

v polovině rozpětí..... $F_{spr2b} := F_{celk2b} - \Delta F_{relK3} - \Delta F_{dlK3}$ $F_{spr2b} = 1.941 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Kabel K3

v polovině rozpětí..... $F_{spr3b} := F_{celk3b} - \Delta F_{relK3} - \Delta F_{dlK3}$ $F_{spr3b} = 2.017 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Posouzení napětí při betonáži desky:

$$N_{predp5} := -F_{spr1b} - F_{spr2b} - F_{spr3b} \quad N_{predp5} = -5.851 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{predp5} := N_{predp5} \cdot (y_{Ti4} - y_{kan}) \quad M_{predp5} = -2.108 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{hspr} := \frac{N_{predp5}}{A_{i4}} + \frac{(-M_{predp5} - M_{v1} - M_{des}) \cdot (h_T - y_{Ti4})}{I_{yi4}}$$

$$\sigma_{hspr} = -2.947 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{dspr} := \frac{N_{predp5}}{A_{i4}} + \frac{(M_{predp5} + M_{v1} + M_{des}) \cdot y_{Ti4}}{I_{yi4}}$$

$$\sigma_{dspr} = -16.704 \cdot \text{MPa}$$

3.5 Posouzení v čase 100 let:

Okamžik začátku působení ostatního stálého zatížení a uvedení do provozu nejsou rozhodující

Ohybový moment od ostatního stálého zatížení:	$M_{ost} := 351.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Ohybový moment od užitého zatížení:	$M_{užit} := 1127.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Napětí ve spodních vláknech trámu od teploty:	$\sigma_{Td,temp} := 2.014 \text{ MPa}$

modul pružnosti trámu: $E_{cmT} = 3.6 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

modul pružnosti předpínací oceli: $E_p = 1.95 \times 10^5 \cdot \text{MPa}$

modul pružnosti desky: $E_{cmdes} = 3.3 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

pracovní součinitel předpínací výztuže: $n_p := \frac{E_p}{E_{cmT}} = 5.417$

pracovní součinitel spřažené desky: $n_{des} := \frac{E_{cmdes}}{E_{cmT}} = 0.917$

Ideální průřez trámu na který působí vlastní tíha a předpětí:

$$A_{id1} := A_{T.osl} + n_p \cdot A_p \quad A_{id1} = 0.685 \text{ m}^2$$

$$y_{id1} := \frac{A_{T.osl} \cdot y_{T.osl} + n_p \cdot A_p \cdot y_{kan}}{A_{id1}} \quad y_{id1} = 0.49 \text{ m}$$

$$I_{yid1} := I_{T.osl} + A_{T.osl} \cdot (y_{T.osl} - y_{id1})^2 + n_p \cdot A_p \cdot (y_{kan} - y_{id1})^2$$

$$I_{yid1} = 0.043 \text{ m}^4$$

Ideální spřažený průřez na který působí ostatní stálé a užité zatížení:

$$A_{id2} := A_{id1} + n_{des} \cdot A_{des} \quad A_{id2} = 1.207 \text{ m}^2$$

$$y_{id2} := \frac{A_{id1} \cdot y_{id1} + n_{des} \cdot A_{des} \cdot e_{ddes}}{A_{id2}} \quad y_{id2} = 0.681 \text{ m}$$

$$I_{yid2} := I_{yid1} + A_{id1} \cdot (y_{id1} - y_{id2})^2 + n_{des} \cdot I_{des} + n_{des} \cdot A_{des} \cdot (e_{ddes} - y_{id2})^2$$

$$I_{yid2} = 0.104 \text{ m}^4$$

Ztráty způsobené relaxací předpínací výztuže:

Budou použita lana s nízkou relaxací - 2. třída relaxačního chování.

příslušná hodnota relaxace v čase 1000 hodin: $\rho_{1000} = 2.5 \cdot \%$
 charakteristická hodnota pevnosti v tahu: $f_{pk} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$
 absolutní hodnota počátečního předpětí: $\sigma_{pi} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$
 $\mu_{rel} = 0.75$
 čas konce životnosti ve dnech: $t_{end} := 365100$

čas od částečného dopnutí do konce životnosti v hodinách: $t_4 := (t_{end} - t_{nap2}) \cdot 24$
 $t_4 = 8.762 \times 10^6$

$$\Delta\sigma_{pr.4} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t_4}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_{pr.4} = 1.106 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{relK4} := \Delta\sigma_{pr.4} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{relK4} = 1.991 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené dotvarováním a smršťováním betonu:

doba z hlediska smršťování 365100 dní hodnota smrštění..... $\varepsilon_{cs1.100} := 419.34 \cdot 10^{-6}$
 doba z hlediska dotvarování..... 365098 dní součinitel dotvarování... $\zeta_{1.100} := 4.36$

Pro výpočet hodnoty smrštění a součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík

Ztráta dotvarováním v průřezu 1 v čase 100 let:

$$\sigma_{dl1.100} := \frac{\varepsilon_{cs1.100} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.4} + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}}\right) \cdot \zeta_{1.100} \cdot (-\sigma_{dspr})}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}}\right) \cdot \left(\frac{A_p}{A_{T.osl}}\right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{T.osl}}{I_{yid1}}\right) \cdot (y_{id1} - y_{kan})^2\right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \zeta_{1.100})}$$

$$\text{ztráta } \sigma_{dl1.100} = 299.14 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{dlK100} := \sigma_{dl1.100} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{dlK100} = 538.453 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelech při spřažení:

Kabel K1

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{1\text{end}} := F_{\text{celk1b}} - \Delta F_{\text{relK4}} - \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{1\text{end}} = 1.544 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{2\text{end}} := F_{\text{celk2b}} - \Delta F_{\text{relK4}} - \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{2\text{end}} = 1.592 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{3\text{end}} := F_{\text{celk3b}} - \Delta F_{\text{relK4}} - \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{3\text{end}} = 1.669 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

V tramu vzniká napětí:

$$N_{\text{predp6}} := -F_{1\text{end}} - F_{2\text{end}} - F_{3\text{end}} \quad N_{\text{predp6}} = -4.805 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{predp6}} := N_{\text{predp6}} \cdot (y_{\text{id1}} - y_{\text{kan}}) \quad M_{\text{predp6}} = -1.73 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{dTend}} := \frac{N_{\text{predp6}}}{A_{\text{id1}}} + \frac{(M_{\text{predp6}} + M_{\text{v1}} + M_{\text{des}}) \cdot y_{\text{id1}}}{I_{\text{yid1}}} \quad \sigma_{\text{dTend}} = -11.58 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{hTend}} := \frac{N_{\text{predp6}}}{A_{\text{id1}}} + \frac{(-M_{\text{predp6}} - M_{\text{v1}} - M_{\text{des}}) \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id1}})}{I_{\text{yid1}}} \quad \sigma_{\text{hTend}} = -4.132 \cdot \text{MPa}$$

Na spřaženém průřezu vzniká napětí:

V tramu vzniká napětí:

$$\sigma_{\text{nahhT}} := \frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yid2}}} \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id2}}) \quad \sigma_{\text{nahhT}} = -1.684 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{nahdT}} := \frac{(M_{\text{uzit}} + M_{\text{ost}}) \cdot y_{\text{id2}}}{I_{\text{yid2}}} \quad \sigma_{\text{nahdT}} = 9.673 \cdot \text{MPa}$$

a ve sprazene desce napeti:

$$\sigma_{\text{desd}} := n_{\text{des}} \cdot \left[\frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yid2}}} \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id2}}) \right] \quad \sigma_{\text{desd}} = -1.543 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{desh}} := n_{\text{des}} \cdot \left[\frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yid2}}} \cdot (h_{\text{T}} + h_{\text{des}} - y_{\text{id2}}) \right] \quad \sigma_{\text{desh}} = -4.992 \cdot \text{MPa}$$

Výsledné napětí ve sprazeném průřezu v case 100 let

Horní vlákna desky:

$$\sigma_{\text{desh}} = -4.992 \cdot \text{MPa}$$

Dolní vlákna desky:

$$\sigma_{\text{desd}} = -1.543 \cdot \text{MPa}$$

Horní vlákna trámu:

$$\sigma_{\text{Th}} := \sigma_{\text{hTend}} + \sigma_{\text{nahhT}}$$

$$\sigma_{\text{Th}} = -5.816 \cdot \text{MPa}$$

Dolní vlákna trámu:

$$\sigma_{\text{Td}} := \sigma_{\text{dTend}} + \sigma_{\text{nahdT}} + \sigma_{\text{Td,temp}}$$

$$\sigma_{\text{Td}} = 0.107 \cdot \text{MPa}$$

C. Posouzení mezního stavu únosnosti:

Ohybový moment od návrhové kombinace zatížení:

$$M_{sd} := 3343.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V nosníku je použita předpínací výztuž LS 1770/1570..... $f_{p01k} = 1.57 \times 10^3 \text{ MPa}$

$$E_p = 1.95 \times 10^5 \text{ MPa} \quad f_{p,yd} := \frac{f_{p01k}}{1.15} \quad f_{p,yd} = 1.365 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$E_{cmT} = 3.6 \times 10^4 \text{ MPa}$$

plocha předpínací výztuže: $A_p = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ napínací napětí výztuže: $\sigma_{nap} := \frac{\sigma_{p1} + \sigma_{p2} + \sigma_{pdop1} + \sigma_{pdop2}}{2} = 1.33 \times 10^3 \text{ MPa}$ ztráta třením v kanálcích: $\sigma_{\mu} := \frac{(P_{\mu 1 pol} + P_{\mu 2 pol} + P_{\mu 3 pol} + P_{\mu 1 pol2} + P_{\mu 2 pol2} + P_{\mu 3 pol2})}{A_p}$

$$\sigma_{\mu} = -15.612 \text{ MPa}$$

ztráta pružným zkrácením betonu: $\sigma_{el} := \frac{2\Delta P_{el} + 3\Delta P_{el2}}{A_p} = -49.223 \text{ MPa}$

ztráta pokluzem v kotvě:

$$\sigma_{pokl} := \frac{2(\Delta P_{pol2} + \Delta F_{2pokl} + \Delta P_{pol12} + \Delta F_{1pokl2}) + \Delta P_{pol32} + \Delta F_{3pokl2}}{A_p}$$

$$\sigma_{pokl} = -78.337 \text{ MPa}$$

napětí ve výztuži je: $\sigma_p := \sigma_{nap} + \sigma_{\mu} + \sigma_{el} + \sigma_{pokl} = 1.187 \times 10^3 \text{ MPa}$ moment setrvačnosti průřezu..... $I_{yid1} = 0.043 \text{ m}^4$ plocha průřezu..... $A_{id1} = 0.685 \text{ m}^2$ excentricita předp. výztuže..... $y_{kan} = 0.13 \text{ m}$ Ohybový moment od předpětí: $M_{p0} := -A_p \cdot \sigma_p \cdot (y_{id1} - y_{kan})$

$$M_{p0} = -2.308 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
Normálová síla od předpětí: $N_{p0} := -A_p \cdot \sigma_p$

$$N_{p0} = -6.409 \times 10^3 \text{ kN}$$

C. Posouzení mezního stavu únosnosti:

Ohybový moment od návrhové kombinace zatížení:

$$M_{sd} := 3343.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

V nosníku je použita předpínací výztuž LS 1770/1570..... $f_{p01k} = 1.57 \times 10^3 \text{ MPa}$

$$E_p = 1.95 \times 10^5 \text{ MPa} \quad f_{p,yd} := \frac{f_{p01k}}{1.15} \quad f_{p,yd} = 1.365 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$E_{cmT} = 3.6 \times 10^4 \text{ MPa}$$

plocha předpínací výztuže: $A_p = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ napínací napětí výztuže: $\sigma_{nap} := \frac{\sigma_{p1} + \sigma_{p2} + \sigma_{pdop1} + \sigma_{pdop2}}{2} = 1.33 \times 10^3 \text{ MPa}$ ztráta třením v kanálcích: $\sigma_\mu := \frac{(P_{\mu1pol} + P_{\mu2pol} + P_{\mu3pol} + P_{\mu1pol2} + P_{\mu2pol2} + P_{\mu3pol2})}{A_p}$

$$\sigma_\mu = -15.612 \text{ MPa}$$

ztráta pružným zkrácením betonu: $\sigma_{el} := \frac{2\Delta P_{el1} + 3\Delta P_{el2}}{A_p} = -49.223 \text{ MPa}$

ztráta pokluzem v kotvě:

$$\sigma_{pokl} := \frac{2(\Delta P_{pol2} + \Delta F_{2pokl} + \Delta P_{pol12} + \Delta F_{1pokl2}) + \Delta P_{pol32} + \Delta F_{3pokl2}}{A_p}$$

$$\sigma_{pokl} = -78.337 \text{ MPa}$$

napětí ve výztuži je: $\sigma_p := \sigma_{nap} + \sigma_\mu + \sigma_{el} + \sigma_{pokl} = 1.187 \times 10^3 \text{ MPa}$ moment setrvačnosti průřezu..... $I_{yd1} = 0.043 \text{ m}^4$ plocha průřezu..... $A_{id1} = 0.685 \text{ m}^2$ excentricita předp. výztuže..... $y_{kan} = 0.13 \text{ m}$ Ohybový moment od předpětí: $M_{p0} := -A_p \cdot \sigma_p \cdot (y_{id1} - y_{kan})$

$$M_{p0} = -2.308 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Normálová síla od předpětí:

$$N_{p0} := -A_p \cdot \sigma_p$$

$$N_{p0} = -6.409 \times 10^3 \text{ kN}$$

Betonářská výztuž:

počet prutů: $n_{as} := 6$

průměr prutů: $\phi_{as} := 16\text{mm}$

$f_{yd} := 434\text{MPa}$

krytí betonářské výztuže: $c_{nom} := 62\text{mm}$

plocha betonářské výztuže: $A_s := n_{as} \pi \cdot \frac{\phi_{as}^2}{4}$
 $A_s = 1.206 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

účinná výška betonářské výztuže: $d_{as} := h_T - c_{nom} - \frac{\phi_{as}}{2}$
 $d_{as} = 0.73\text{m}$

V tlačeném betonu se předpokládá rovnoměrně rozdělené napětí o hodnotě:

$\sigma_c := \eta_c \cdot f_{cddes}$ $\sigma_c = 20\text{MPa}$

Předpokladem je, že výška tlačeného betonu nepřesáhne výšku horní desky.

$x := \frac{N_{pd} + A_s \cdot f_{yd}}{b_{dT} \cdot \lambda_c \cdot \sigma_c}$ $x = 0.231\text{m}$

rameno vnitřních sil předpínací výztuže: $z_p := h_T + h_{des} - \left[\left(\frac{x}{2} \right) + y_{kan} \right] = 0.82\text{m}$

rameno vnitřních sil betonářské výztuže: $z_b := d_{as} + h_{des} - \left(\frac{x}{2} \right) = 0.88\text{m}$

Moment únosnosti:

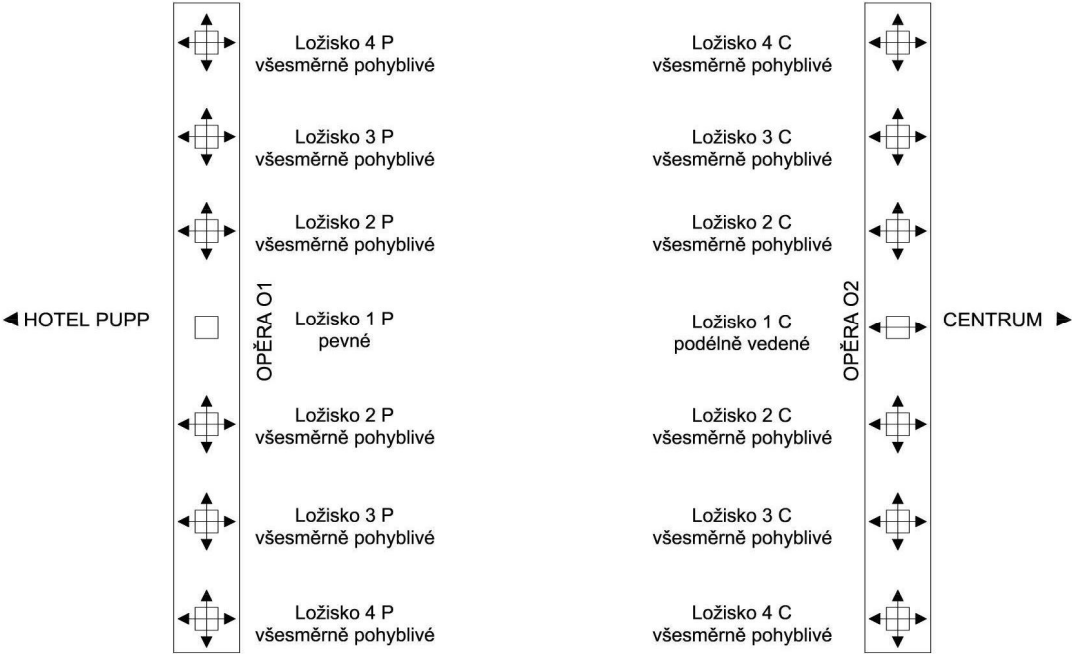
$M_{Rd} := N_{pd} \cdot z_p + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_b$

$M_{Rd} = 6.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$

POSUDEK_{momentu.unosnosti} = "VYHOVUJE"

3.5 Ložiska

Každý nosník je uložen na dvojici elastomerových ložisek. Rozmístění ložisek je zřejmé z následujícího schématu. Most je symetrický podle obou os, stačí prosto posoudit pouze 4 ložiska.



3.5.1 Zatížení ložisek

3.5.1.1 Svislé zatížení ložisek

Zatěžovací stav	souč. zatížení		ložisko 1		ložisko 2		ložisko 3		ložisko 4	
souč. kombinace	-	+	min	max	min	max	min	max	min	max
vlastní tíha	0,85	1,15	304,6	304,6	293,0	293,0	279,2	279,2	291,2	291,2
ostatní stálé	0,85	1,15	80,5	80,5	78,4	78,4	66,7	66,7	118,5	118,5
LM 1 - plošné	1,35	1,35	0,0	81,4	0,0	82,8	0,0	80,2	0,0	30,7
LM 1 - bodové	1,35	1,35	0,0	301,2	0,0	288,9	0,0	290,5	-11,1	134,7
chodník	1,35	1,35	-0,8	0,0	-1,4	6,1	0,0	16,6	0,0	8,9
Celkem			326,8	959,3	314,9	932,2	294,0	907,2	333,2	699,1

3.5.2 Deformace ložisek

3.5.2.1 Natočení ložisek

zatěžovací stav	vlastní tíha	ostatní stálé	LM 1	chodník	celkem
natočení [mrad]	2,0	0,6	1,8	0,2	4,6

Dle ČSN EN 1337-1 kapitola 5.4 bude tato hodnota zvýšena o 0,005 radiánů.

3.5.2.2 Posuny v ložiskách pražské opěry

Posun od rovnoměrného oteplení

$$\Delta l = 6,4 \text{ mm}$$

Posun od rovnoměrného ochlazení

$$\Delta l = -7,3 \text{ mm}$$

Posun od smršťování betonu

Pro výpočet hodnoty smrštění byl použit program *C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu*. Autor: Ing. Lukáš Vráblík.

Od hodnoty smrštění v čase 100 let je odečtena hodnota smrštění v čase 28 dní, kdy se předpokládá transport nosníku na stavbu a jeho bezprostřední osazení.

$$\Delta l_s = - (262 \cdot 10^{-6} - 27,2 \cdot 10^{-6}) \cdot 18,0 \text{ m} = -4,2 \text{ mm}$$

Posun od dotvarování betonu

Pro výpočet hodnoty součinitele dotvarování byl použit program *C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu*. Autor: Ing. Lukáš Vráblík.

Deformace nosníku od předpětí je přenásobena součinitelem dotvarování v čase 100 let, od kterého se odečte vlastní hodnota pružné deformace.

$$\Delta l_d = -5,7 \text{ mm} \cdot (2,72 - 1) = -9,8 \text{ mm}$$

Výsledné posuny v ložiskách

$$\Delta l_{\min} = -7,3 - 4,2 - 9,8 = -21 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\max} = + 6,4 = 6 \text{ mm}$$

Dle ČSN EN 1337-1 kapitola 5.4 se pro elastomerová ložiska nemusí posuny zvyšovat o 20 mm.

3.5.3 Návrh ložisek

Návrh rozměrů ložisek je proveden dle návrhových tabulek firmy SOK Třebestovice. Ložiska byla navržena na maximální svislou sílu 959,3 kN, natočení 10 mrad a posun 21 mm.

Všechna ložiska budou elastomerová o rozměrech 200 mm x 400 mm.

