

NÁVRH A POSOUZENÍ ŽB ŽELEZNIČNÍHO TRÁMOVÉHO MOSTU (DVOJICE PROSTÝCH POLÍ)

1. ZADÁNÍ

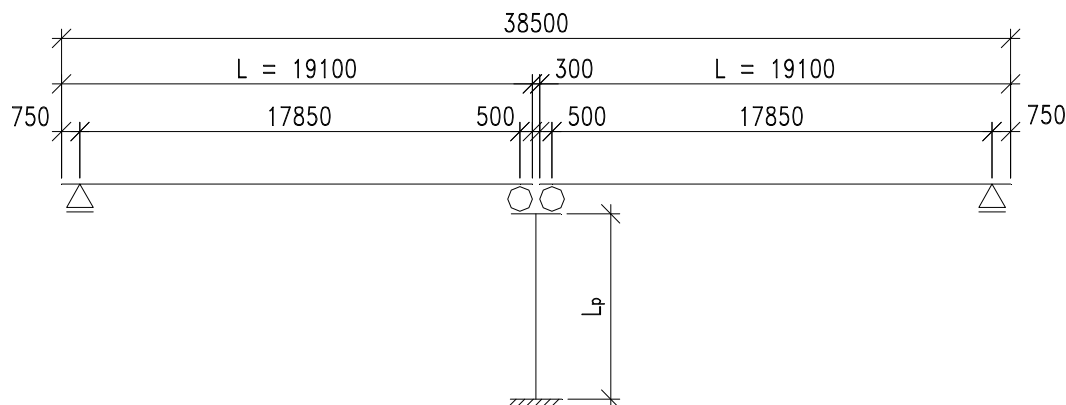
Proveďte návrh a posouzení železobetonového trémového železničního mostu s členěným štíhlým pilířem. Nosná konstrukce je tvořena dvěma prostě podepřenými nosníky s rozpětím L . Neposuvné uložení je realizováno na úložném prahu pilíře. Výšku pilíře L_p stanovte tak, aby jeho štíhlost λ byla rovna cca 70. Pro stanovení zatížení železniční dopravou (použijte se pouze model LM71) uvažujte součinitel třídy trati α podle zadání (pro skutečný most by se uvažil hodnotou podle ČSN EN 1991-2). Materiál nosné konstrukce uvažujte podle zadání.

Proveďte návrh a posouzení konstrukce z hlediska ohybové únosnosti hlavního nosníku (1.MS), návrh a posouzení tláčeného štíhlého pilíře s vlivem vzpěru a posuďte deformace konstrukce (2.MS) s ohledem na zatížení stálá a proměnná (zatížení teplotou a dopravou). Mimořádná zatížení při návrhu nosné konstrukce neuvažujte.

Vypracujte skicu výkresu tvaru (příčný a podélný řez) a skicu výkresu výztuže.

$L = 17,85 \text{ m}$
$\alpha = 1,33$
Beton C30/37
Výztuž B500B

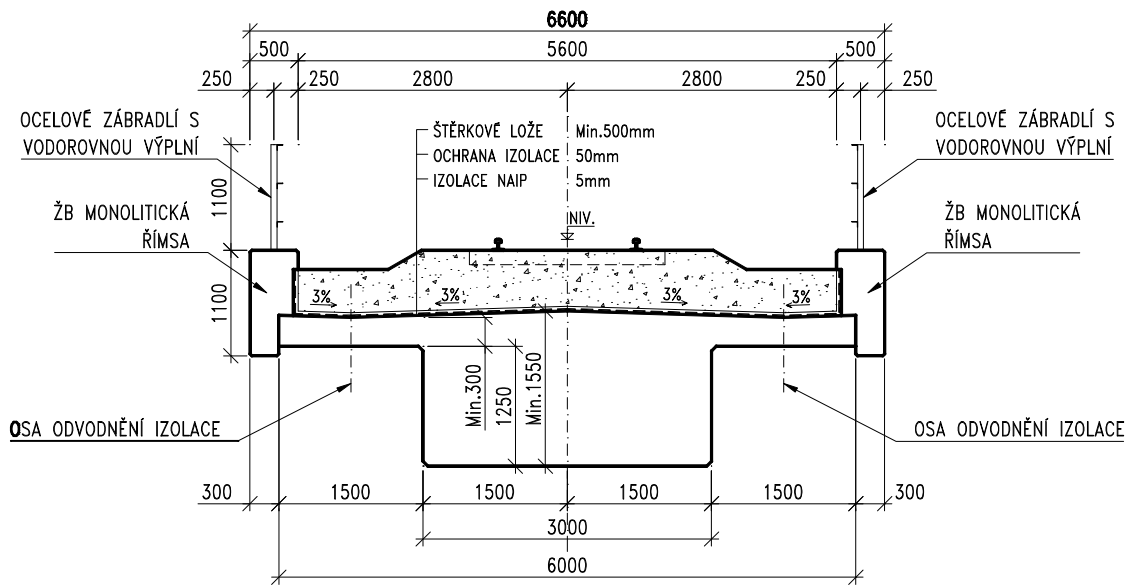
2. USPOŘÁDÁNÍ (GEOMETRIE) KONSTRUKCE



Obr.1 – Statické schéma konstrukce

Rozměry prvků nosné konstrukce vychází z uspořádání konstrukce jako celku. Pro návrh konstrukce se musí tyto rozměry odhadnout.

Výška NK v příčné řezu je pro ŽB mostní nosníky rovna cca $(1/12 \div 1/10) L_{max}$. Šířka nosné konstrukce vychází z prostorových požadavků na mostě (viz ČSN 73 6201) a v případě jednokolejné železniční trati s návrhovou rychlostí 120 km/hod je nutno dodržet volný mostní průřez VMP 3,0, tj. šířku mezi zábradlím 6,0 m. Uspořádání konstrukce v příčné řezu je vhodné volit jako deskovou konstrukci s vyloženými konzolami („široký trém“), tloušťka horní desky min. 300 mm.



Obr.2 – Příčný řez NK

Pro stanovení rozměrů pilíře je nutné odhadnout maximální reakci z nosné konstrukce. Pro odhad reakce je třeba stanovit zatížení konstrukce. Při tom se zanedbá vlastní hmotnost pilíře. Stanovení velikosti jednotlivých zatížení, vč. případných dynamických účinků, viz kapitola Zatížení konstrukce.

$$R_{Max,G} = 2 \cdot (0,5 \cdot 17,85 + 0,5) \cdot (138,8 + 88,8) = 4290 \text{ kN}$$

$$R_{Max,q} = [2 \cdot (0,5 \cdot 17,85 + 0,5 + 0,15) - 6,4] \cdot 80 \cdot 1,33 \cdot 1,267 = 1719 \text{ kN}$$

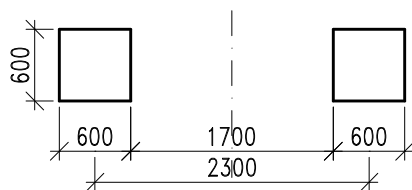
$$R_{Max,Q} = 4 \cdot 250 \cdot 1,33 \cdot 1,267 = 1685 \text{ kN}$$

Pro stanovení odhadu maximální reakce se použije kombinace zatížení podle (6.10) z ČSN EN 1990 (viz kapitola 4) :

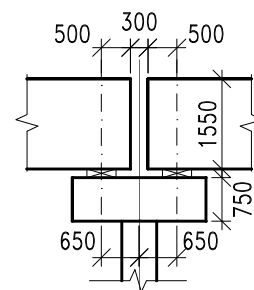
$$R_{Max} = 1,35 \cdot 4290 + 1,45 \cdot (1719 + 1685) = 10\,727 \text{ kN}$$

Na jednu stojku členěného pilíře (viz Obr.3a) připadá potom polovina uvedené reakce (roznášení zatížení v příčném směru se zanedbá). Minimální nutný rozměr stojky čtvercového průřezu se stanoví pro maximální využití tlačенého betonu průřezu :

$$a_{Min} = \sqrt{\frac{0,5 \cdot R_{Max}}{f_{cd}}} = \sqrt{\frac{0,5 \cdot 10\,727}{0,85 \cdot \frac{30}{1,5}}} = 561 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{a = 600 \text{ mm}}$$



Obr.3a – Příčný řez pilířem



Obr.3b – Uspořádání pilíře v podélném směru

Výška pilíře L_p se stanoví z požadavku na celkovou štíhlost $\lambda = 70$. Vzpěrná délka pilíře je pro daný případ (pilíř vetknutý do tuhého základu a kloubově připojený do nosné konstrukce na posuvných elastomerových ložiskách) rovna jeho výšce L_p .

$$\lambda = 70 = \frac{L_{cr}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_p}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{a^4}{a^2}}} = \frac{L_p}{\sqrt{\frac{a^2}{12}}} \Rightarrow L_p = 70 \cdot \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 70 \cdot \sqrt{\frac{0,6^2}{12}} = 12,1 \text{ m}$$

3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

Zatížení konstrukce je stanoveno podle ČSN EN 1990/A2 (Zásady zatížení konstrukcí), ČSN EN 1991-1-1 (Objemové tíhy,...), ČSN EN 1991-1-5 (Zatížení teplotou) a ČSN EN 1991-2 (Zatížení mostů dopravou). Uvedeny jsou charakteristické hodnoty zatížení, kombinace pro stanovení návrhových hodnot jsou uvedeny v kap. 4.

ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Zatížení stálé je představováno jednak zatížením vlastní tíhou konstrukce a jednak zatížením ostatním stálým, tedy celkovou tíhou nenosných částí konstrukce, mostního svršku a vybavení mostu (částí odstranitelných při opravě hlavní nosné konstrukce).

Zatížení vlastní tíhou mostu :

Deska mostovky	$0,3 \cdot 6,0 \cdot 25 = 45,0 \text{ kN/m}$
„Trám“	$1,25 \cdot 3,0 \cdot 25 = 93,8 \text{ kN/m}$
Celkem	138,8 kN/m

Zatížení ostatní stálé :

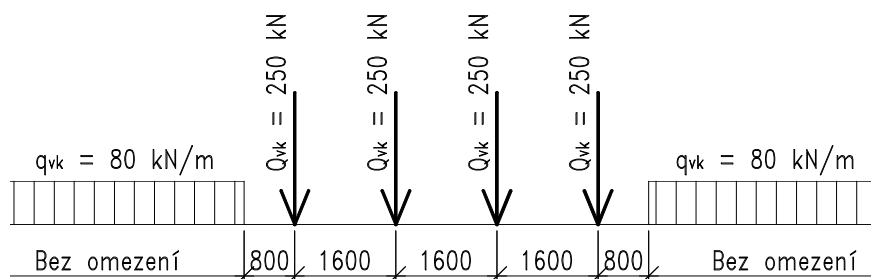
Římsy	$2 \cdot 0,441 \cdot 25 = 22,0 \text{ kN/m}$
Štěrkové lože	$2,81 \cdot 20 = 60,8 \text{ kN/m}$
Ochrana izolace + izolace	$0,05 \cdot 23 \cdot 6,5 = 7,5 \text{ kN/m}$
Kolejový rošt + zábradlí (odhad)	6,0 kN/m
Celkem	88,8 kN/m

Podle ČSN EN 1991-1-1 se má při výpočtu zatížení štěrkovým ložem uvažovat ještě proměnnost tloušťky lože $\pm 30\%$, která může být způsobena úpravami směrového a výškového vedení koleje v průběhu životnosti konstrukce, příp. nedokonalým udržováním trati.

ZATÍŽENÍ NAHODILÉ – ZATÍŽENÍ KOLEJOVOU DOPRAVOU

Zatížení kolejovou dopravou je definováno ČSN EN 1991-2. Základním seskupením zatížení je model zatížení 71, který se použije pro návrh a posouzení navrhované konstrukce. V uvedeném předpisu jsou definována i další seskupení zatížení (SW/0, SW/2, ...), která budou v tomto příkladu zanedbána.

Model zatížení 71 – Svislé účinky zatížení



Obr.4 – Model zatížení 71

Součinitelem α , závislejícím na třídě trati (v tomto příkladu $\alpha = 1,33$), se násobí všechny účinky zatížení modelem 71 (výjimky určí ČSN EN 1991-2).

Dynamický součinitel se pro standardně udržovanou kolej uvažuje hodnotou :

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

Přičemž musí platit : $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$

kde L_ϕ je náhradní délka konstrukce, která se pro prostě podepřené nosníky rovná rozpětí ve směru hlavních nosníků.

$$L_\phi = \underline{17,85 \text{ m}}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{17,85 - 0,2}} + 0,73 = \underline{1,267}$$

Model zatížení 71 – Vodorovné účinky zatížení

Vodorovné účinky zatížení představují brzdné a rozjezdové síly a boční rázy od projíždějících vlaků. S ohledem na velikost jednotlivých vodorovných zatížení bude, v rámci tohoto příkladu, zatížení bočním rázem zanedbáno. Velikost jednotlivých zatížení stanoví ČSN EN 1991-2. Vodorovné síly se násobí pouze součinitelem α , nikoliv dynamickým součinitelem Φ .

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} < 1000 \text{ [kN]}$

$$Q_{lak} = 33 \cdot 38,5 = 1270,5 \text{ kN} > 1000 \rightarrow \underline{Q_{lak} = 1000 \text{ kN}}$$

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} < 6000 \text{ [kN]}$

$$Q_{lbk} = 20 \cdot 38,5 = 770,0 \text{ kN} > 1000 \rightarrow \underline{Q_{lbk} = 770 \text{ kN}}$$

Rozhodující zatížení je rozjezdovou silou. Charakteristická hodnota zatížení je tedy, po vynásobení součinitelem α :

$$Q_{lbk} \cdot \alpha = 1000 \cdot 1,33 = \underline{1330 \text{ kN}}$$

Protože je na mostě průběžná bezстыková kolej je možné podle ČSN EN 1991-2 redukovat sílu přenášenou do nosné konstrukce součinitelem ξ podle tabulky 6.9 této normy. Pro průběžnou bezстыkovou kolej je součinitel $\xi = 0,6$.

$$Q_{lbk} \cdot \xi = 1330 \cdot 0,6 = \underline{798 \text{ kN}}$$

ZATÍŽENÍ NAHODILÉ – ZATÍŽENÍ TEPLITOU

Zatížení mostů teplotou je definováno v ČSN EN 1991-1-5 a skládá se ze dvou složek, složky rovnoměrné a nerovnoměrné.

Složka rovnoměrná nemá vzhledem ke statické určitosti statické soustavy žádný vliv na vnitřní síly, protože protažení/zkrácení nosníku není bráněno. Zároveň ani protažení/zkrácení pilíře nemá na průběh vnitřních sil vliv.

Složka nerovnoměrná ale i přes statickou určitost nosníku vyvolá namáhání průřezu, které je způsobeno nelineárním průběhem teploty po průřezu. Pro úplnost příkladu je v následujícím textu uveden výpočet obou složek zatížení teplotou.

Pokud se uvažuje současné působení zatížení rovnoměrnou a nerovnoměrnou složkou teploty, potom se pro kombinace zatížení (viz kapitola 4) uvažuje zatížení teplotou jako jedna kombinační hodnota. Tato hodnota se určí jako nepříznivější účinek z následujících dvou kombinací rovnoměrných a nerovnoměrných účinků teploty :

$$\begin{aligned} \omega_N \cdot \Delta T_N + \Delta T_M \\ \omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N \end{aligned}$$

kde ΔT_M je nejnepříznivější účinek rozdílové složky teploty,

ΔT_N je nejnepříznivější účinek rovnoměrné složky teploty,

ω_M je kombinační součinitel pro rozdílovou složku teploty, $\omega_M = 0,75$,

ω_N je kombinační součinitel pro rovnoměrnou složku teploty $\omega_N = 0,35$.

Rovnoměrná složka zatížení teplotou

Protože není stanoveno umístění stavby, použijí se pro stanovení rovnoměrné složky teplotního zatížení průměrné hodnoty maximálních a minimálních teplot ve stínu platné pro ČR ($T_{max} = 37,4^\circ\text{C}$ a $T_{min} = -31,3^\circ\text{C}$).

Maximální a minimální teploty se stanoví podle Obrázku 6.1 ČSN EN 1991-1-5 v závislosti na T_{\max} a T_{\min} . Pro stanovené hodnoty T_{\max} a T_{\min} platí :

$$T_{e,\max} = 40,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -24,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pro stanovení zatížení konstrukce je třeba zvolit referenční teplotu (teplotu, při které je provedena betonáž nebo zmonolitnění konstrukce) při které je deformace konstrukce od teploty nulová. Obvyklá hodnota T_0 je $10 \text{ } ^\circ\text{C}$. Zatížení pilíře teplotou je potom:

$$\Delta T_{\max} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = +30,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\min} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-24) = -34,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Zatížení pilíře i nosné konstrukce rovnoměrnou změnou teploty se projeví jako zkrácení/prodloužení pilíře/nosné konstrukce, což vzhledem ke statické určitosti konstrukce nebude mít vliv na průběh vnitřních sil na hlavním nosníku NK.

Nerovnoměrná složka zatížení teplotou

Nerovnoměrná složka teplotního zatížení způsobuje natočení průřezu, resp. jeho nerovnoměrné přetvoření po výšce průřezu. Vzhledem k přijatým předpokladům o chování konstrukce (Bernoulli – Navierova hypotéza) se předpokládá, že průřez zůstává po deformaci způsobené teplotou rovinný a kolmý ke střednici prutu.

V tomto příkladu je použito zjednodušeného (lineárního) průběhu teploty po výšce průřezu. Velikost rozdílu teplot mezi horním a dolním povrchem je dána požadavky ČSN EN 1991-1-5 (viz sekce Pomůcky). Pro betonovou trémovou konstrukci (nosník) jsou hodnoty základních rozdílů teplot následující:

$$\text{Horní povrch teplejší než spodní: } \Delta T_{M,\text{Heat}} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

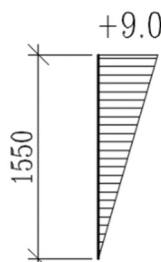
$$\text{Spodní povrch teplejší než horní: } \Delta T_{M,\text{Cool}} = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Hodnoty základních rozdílů teplot horního a dolního povrchu se dále upraví s ohledem na zakrytí horního povrchu nosné konstrukce. Protože je na horním povrchu nosné konstrukce provedeno šterkové lože, uplatní se následující součinitele k_{sur} :

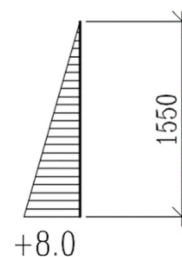
$$\text{Horní povrch teplejší než spodní: } k_{\text{sur}} = 0,6$$

$$\text{Spodní povrch teplejší než horní: } k_{\text{sur}} = 1,0$$

Výsledné hodnoty průběhu teplotního gradientu v nosné konstrukci jsou uvedeny na následujících obrázcích:



Obr.5 – Horní povrch teplejší než spodní



Obr.6 - Spodní povrch teplejší než horní

ZATĚŽOVACÍ STAVY

Pro stanovení vnitřních sil se sestaví výpočetní model (prutový) a sestaví se zatěžovací stavy odpovídající jednotlivým zatížením konstrukce.

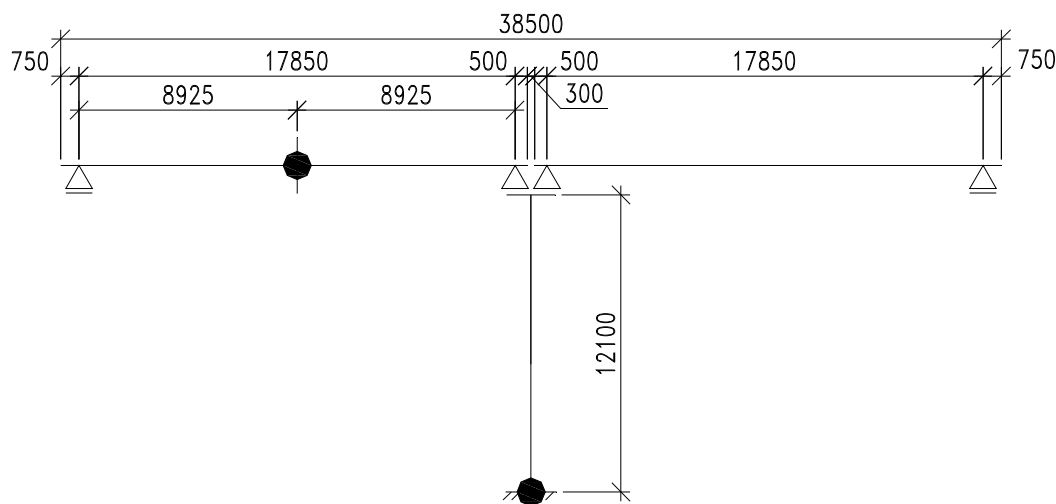
- ZS1 – vlastní tíha nosné konstrukce
- ZS2 – ostatní stálé zatížení pole – max (vlastní hmotnost šterkového lože + 30%)
- ZS3 – ostatní stálé zatížení pole – min (vlastní hmotnost šterkového lože - 30%)
- ZS4 – LM71 – Max N – model zatížení 71 v pozici, která způsobuje maximální normálovou sílu ve sloupu (reakci v patě pilíře)
- ZS5 – LM71 – Max M_t – model zatížení 71 v pozici, která způsobuje maximální ohybový moment na nosníku (ve středu rozpětí)
- ZS6 – LM71 – Max M_p – model zatížení 71 v pozici, která způsobuje maximální ohybový moment pilíře (maximální reakci v pevném kloubu nosníku).

Pro stanovení extrémních vnitřních sil od pohyblivého zatížení (model zatížení 71) se definovaná soustava umístí na konstrukci vždy do nejméně příznivé polohy (např. podle Winklerova kritéria).

4. VNITŘNÍ SÍLY A NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Pro jednotlivé zatěžovací stavy jsou vnitřní síly uspořádány do tabulky podle rozhodujících průřezů. Vyhodnoceny jsou průřezy s maximálním/minimálním momentem na nosnících a průřez v místě maximálního momentu na pilíři. Jednotlivé průřezy jsou vyznačeny na Obr.8.

Následně jsou stanoveny návrhové hodnoty zatížení v jednotlivých průřezech, a to z vypočtených hodnot podle příslušných kombinačních pravidel (ČSN EN 1990).



Obr.8 – Schéma označení a umístění rozhodujících průřezů konstrukce

Stav	NK - Max M	Pilíř - Max N		Pilíř - Max M	
	M	N	M	N	M
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Vl. tíha NK	5488.3	-2614	0	-2614	0
Ost. stálé – Max (1 pole)	4228.1	-1024.5	665.9	-1024.5	665.9
Ost. stálé – Min (1 pole)	2787.1	-675.3	-439	-675.3	-439
LM71 - Max N	-	-3409.9	0	-	-
LM71 - Max M _{Trám}	8598.3	-	-	-	-
LM71 - Max M _{Pilíř}	-	-	-	-2167.9	1409.2
LM71 - Brzd.síly	-	0	9655.8	0	9655.8

Tabulka charakteristických hodnot vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů ve vybraných průřezích včetně dynamického součinitele ϕ a součinitele α

Pro návrh a ověření konstrukce z hlediska mezních stavů únosnosti se použije návrhová hodnota zatížení, která může být vyjádřena následujícími výrazy :

1) Obecně jako hodnota výrazu (6.10) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2) Alternativně jako větší hodnota z výrazů (6.10a, 6.10b) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Přitom γ_G je součinitel zatížení stálého, uvažovaný hodnotou 1,35 pro zatížení nepříznivé a 1,00 pro zatížení příznivé,

γ_Q je součinitel zatížení proměnného uvažovaného podle druhu a působení zatížení. Pro zatížení příznivá se uvažuje hodnotou 0, pro zatížení nepříznivá potom podle následující tabulky:

Zatížení	γ_Q
Model LM71	1,45
Teplota	1,50

ψ_0 je součinitel kombinace zatížení nahodilého uvažovaného podle druhu zatížení. Hodnoty součinitele jsou uvedeny v následující tabulce:

Zatížení	ψ_0
Model LM71	0,80
Teplota	0,60

ξ je redukční součinitel zatížení stálého uvažovaný hodnotou 0,85.

Pro návrh a průřezů konstrukce se použije (na základě doporučení ČSN EN 1990) varianta 2).

Vyčíslením uvedených výrazů se získají následující návrhové hodnoty zatížení:

Kombinace	NK - Max M	Pilíř - Max N		Pilíř - Max M	
	M	N	M	N	M
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
6.10	25584.7	-11239.4	14000.9	-8967.1	16350.6
6.10a	23091.2	-10250.5	11200.7	-8338.4	13141.7
6.10b	23617.1	-10295.1	14000.9	-8093.5	16304.6

5. NÁVRH A OVĚŘENÍ PRŮŘEZŮ - MSÚ

NÁVRHOVÉ VLASTNOSTI MATERIÁLŮ

Návrhová pevnost betonu se stanoví z výrazu :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30,0}{1,5} = \underline{\underline{17,0 \text{ MPa}}}$$

kde α_{cc} je součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení a způsobu zatížení na pevnost betonu v tlaku, pro mostní konstrukce se uvažuje $\alpha_{cc} = 0,85$.

γ_c je dílčí součinitel bezpečnosti pro beton uvažovaný v závislosti na druhu zatížení.

Návrhová mez kluzu betonářské výztuže se stanoví z výrazu :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500,0}{1,15} = \underline{\underline{434,8 \text{ MPa}}}$$

NÁVRH A OVĚŘENÍ HORNÍ PŘÍČLE

Návrh a ověření hlavní nosné vodorovné konstrukce (nosníků) sestává z ověření únosnosti kritických průřezů na ohyb (smyk je s ohledem na rozsah příkladu zanedbán). V tomto příkladu se omezíme na ověření momentové únosnosti příslušných průřezů. Moment únosnosti průřezů se stanoví plasticky na základě geometrie posuzovaného (navrhovaného) průřezu a navržené výztuže.

Hlavní nosná výztuž se předpokládá z profilů průměru 32 mm. Smyková výztuž průřezu (prozatím konstrukční, výpočet se v rámci tohoto příkladu neprovádí) se uvažuje průměru 16 mm. Minimální vzdálenost jednotlivých profilů hlavní nosné výztuže se uvažuje 40 mm ve vodorovném směru a 50 mm ve směru svislém. V případě, že je výztuž uložena ve dvou řadách, musí být jednotlivé pruty umístěny nad sebou.

Pro návrh a ověření výztuže se předpokládá rovnoměrné plastické rozdělení napětí po 0,8-násobku výšky tlačené oblasti x . Výška tlačené oblasti x se stanoví ze silové podmínky rovnováhy, ze známého vztahu :

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}}$$

Rameno vnitřních sil z se stanoví z výrazu :

$$z = d - 0,4x$$

Ověří se výška tlačené oblasti :

$$\xi = \frac{x}{d} < 0,45$$

Moment únosnosti se stanoví z výrazu :

$$M_{Rd} = z \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

Pro stanovení momentu únosnosti je nutno znát spolupůsobící šířku T-průřezu b_{eff} . Ta se stanoví jako součet :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b,$$

kde $b_{eff,i}$ jsou spolupůsobící šířky jednotlivých konzol T-průřezu stanovené jako

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0,$$

b_i je plná délka konzoly T-průřezu

l_0 je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry v příslušné části konstrukce

b_w je šířka žebra

Pro namáhání v poli prostého nosníku, šířku žebra 3,0 m, plnou délku konzoly 1,5 m a vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry $l_0 = L$ je :

$$b_{eff} = 2 \cdot (0,2 \cdot 1,5 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 17,85) + 3,0 = 4,17 + 3,0 = 7,17 > 6,0 \Rightarrow b_{eff} = 6,0 \text{ m},$$

Návrh a ověření průřezů je provedeno v MS Excel :

Průřez	M_{max}	A_s	41821	mm ²
Profilů	52	ks	f_{yd}	434.8 MPa
Průměr výztuže	32.0	mm	f_{cd}	17.0 MPa
f_{yk}	500.0	MPa	d	1432 mm
f_{ck}	30.0	MPa	x	222.8 mm
Šířka b	6000	mm	z	1342.9 mm
Výška h	1550	mm	ξ	0.156 OK
Krytí výztuže c	66	mm		

Výztuž v řadách		
Řada	ks	d_1 [mm]
1	26	82
2	26	154.0
Σ	52	118.0

$$M_{Rd} = 24417.4 \text{ kNm}$$

$$\geq M_{Ed} = 23617,1 \text{ kNm} \text{ Vyhovuje}$$

Výška tlačené oblasti je menší než tloušťka desky, tudíž není třeba uvažovat T-průřez. Kontrola minimální vzdálenosti vložek :

$$a_{min} = \frac{3,0 - 2 \cdot 0,066 - 26 \cdot 32}{26 - 1} = \underline{\underline{80,2 \text{ mm}}}$$

$$80,2 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \text{ Vyhovuje}$$

NÁVRH A OVĚŘENÍ ČLENĚNÉHO PILÍŘE

Návrh a ověření členěného pilíře se provede, s ohledem na jeho štíhlost, se zahrnutím účinků vzpěru. Účinky vzpěru se do výpočtu zahrnou zjednodušenou metodou náhradní tuhosti podle ČSN EN 1992-1-1.

Štíhlost navrhovaného pilíře :

$$\lambda = 70 = \frac{L_{cr}}{\sqrt{I/A}} = \frac{L_p}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot a^4 / a^2}} = \frac{L_p}{\sqrt{a^2 / 12}} = \frac{12,1}{\sqrt{0,6^2 / 12}} = \underline{\underline{69,86}}$$

Návrhové hodnoty zatížení maximálním momentem (M_{Max}) prvního řádu stanovené v kapitole 4 jsou na jeden dřík pilíře jsou:

$$M_{Ed} = 8152,3 \text{ kNm} \text{ a } N_{Ed} = -4046,8 \text{ kN}$$

$$\text{přítom charakteristická hodnota stálého zatížení } M_{0Egp} = 113,5 \text{ kNm}$$

Jmenovitá tuhost průřezu se stanoví ze vztahu :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s ,$$

kde K_c je součinitel zahrnující vliv trhlin, dotvarování, atd.

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

k_1 je součinitel závisející na pevnosti betonu

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1,23$$

k_2 je součinitel závisející na poměrné normálové síle a štíhlosti

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} = \frac{4,046}{0,6^2 \cdot 17} \cdot \frac{69,9}{170} = 0,27$$

φ_{ef} je účinný součinitel dotvarování stanovený ze vztahu :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Egp}}{M_{0Ed}}$$

Přítom $\varphi(\infty, t_0)$ je konečný součinitel dotvarování, který se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1. Pro zatížení ve 30 dnech po vybetonování, beton C30/37 a vnější prostředí se uvažuje hodnotou 1,75.

M_{0Egp} je ohybový moment prvního řádu (MSP) od stálého zatížení.

M_{0Ed} je ohybový moment prvního řádu (MSÚ) od stálého zatížení.

$$\phi_{ef} = 1,75 \cdot \frac{113,5}{8152,3} = 0,024$$

$$K_c = \frac{1,23 \cdot 0,27}{1 + 0,024} = \underline{0,324}$$

E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{32}{1,2} = \underline{26,7 \text{ GPa}},$$

I_c je moment setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot 0,6 \cdot 0,6^3 = \underline{10,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4},$$

K_s je součinitel vlivu výztuže, pro $\rho \geq 0,002$ je $K_s = 1,0$,

E_s je návrhová hodnota modulu pružnosti oceli $E_s = 200 \text{ GPa}$,

I_s je moment setrvačnosti výztuže. Pro 4Ø32 u každého povrchu a krytí krajní výztuže 74 mm (60 mm a třmeny Ø14)

$$I_s = 2 \cdot 3217 \cdot 10^{-6} \cdot 0,210^2 = \underline{283,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$EI = 0,324 \cdot 26,7 \cdot 0,0108 + 1,0 \cdot 200 \cdot 283,7 \cdot 10^{-6} = \underline{150,2 \text{ MNm}^2}$$

Vzpěrné břemeno N_B stanovené na základě jmenovité tuhosti se určí ze vztahu:

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} \cdot EI = \frac{\pi^2}{12,1^2} \cdot 150,2 = \underline{10,13 \text{ MN}}$$

Pro stanovení celkové návrhové hodnoty momentu od zatížení s vlivem 2.řádu se použije zvětšovací momentový součinitel:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right),$$

kde M_{0Ed} je moment prvního řádu obsahující vliv imperfekcí.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot (e_f + e_i),$$

když e_f je excentricita působící normálové síly vyjádřená vztahem M_{Ed}/N_{Ed} a e_i je excentricita vznikající v důsledku nepřesností výstavby.

Pro zvolený příklad je $e_i = 20 \text{ mm}$.

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} + e_i \right) = 4046,8 \cdot \left(\frac{8152,3}{4046,8} + 0,02 \right) = \underline{8233,2 \text{ kNm}}$$

β je součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu.

Součinitel β se stanoví ze vztahu :

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

když c_0 je součinitel průběhu prvního řádu. Pro průběh momentů od zatížení pilíře a se použije $c_0 = 12$. Potom $\beta = 0,822$.

$$M_{Ed} = 8233,2 \cdot \left(1 + \frac{0,822}{\left(\frac{10,13}{4,046} \right) - 1} \right) = \underline{12718,4 \text{ kNm}}$$

Návrhové hodnoty sil pro zatížení maximálním momentem :

$$\underline{M_{Ed} = 12718,4 \text{ kNm}}$$

$$\underline{N_{Ed} = -4046,8 \text{ kN}}$$

Obdobně při kombinaci zatížení pro maximální normálovou sílu (N_{Max}) :
 $M_{Ed} = 7000,5 \text{ kNm}$, $N_{Ed} = -5147,5 \text{ kN}$

přítom charakteristická hodnota stálého zatížení $M_{0Eqp} = 0 \text{ kNm}$

Po provedení výpočtu se zahrnutím vlivu druhého řádu vycházejí návrhové síly :

$$\underline{M_{Ed} = 13135,8 \text{ kNm}}$$

$$\underline{N_{Ed} = -5147,5 \text{ kN}}$$

Ověření návrhu průřezů se provede sestrojením interakčního diagramu. Pro stanovené zatížení (kombinaci momentu a normálové síly) se zahrnutím vlivu 2.řádu vychází :

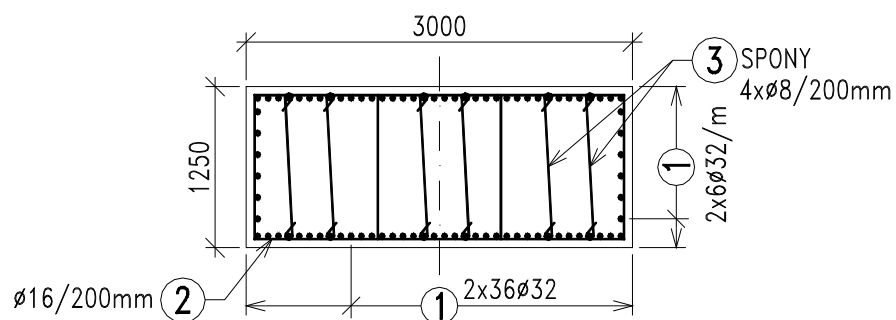
Kombinace zatížení	Posouzení průřezu 0,6 x 0,6 m	
	M [kNm]	N [kN]
Max M	12718 kNm > 1596,6 kNm	4046,8 kN < 11330 kN
Max N	13136 kNm > 1409,1 kNm	5147,5 kN < 11330 kN

Protože průřez nevyhoví, je nutno jej zvětšit. Členěný průřez je sloučen a rozměry výsledného průřezu jsou zvoleny 1,25 x 3,0 m, výztuž 36Ø32 u každého povrchu. Vnitřní síly, včetně zvětšení momentu vlivem vzpěru, jsou uvedeny v následující tabulce (protože je dřík jen jeden, je nutno uvážit celé hodnoty návrhových vnitřních sil) :

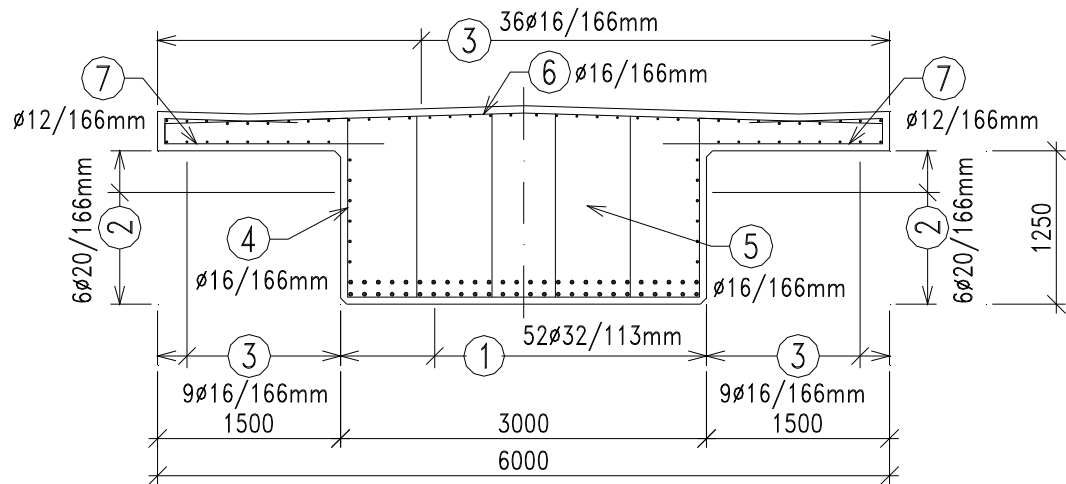
Kombinace zatížení	Vnitřní síly v průřezu		
	N [kN]	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,vzp}$ [kNm]
Max M	-10295,0	14000,9	14206,8
Max N	-8093,5	16304,6	17024,4

Posouzení průřezu je opět provedeno pomocí interakčního diagramu a je uspořádáno v následující tabulce:

Kombinace zatížení	Posouzení průřezu 1,25 x 3,0 m	
	M [kNm]	N [kN]
Max M	14207 kNm < 19215 kNm	10295 kN < 83162 kN
Max N	17024 kNm < 17967 kNm	7892 kN < 83162 kN



Obr.9 – Skica výztuže dříku pilíře

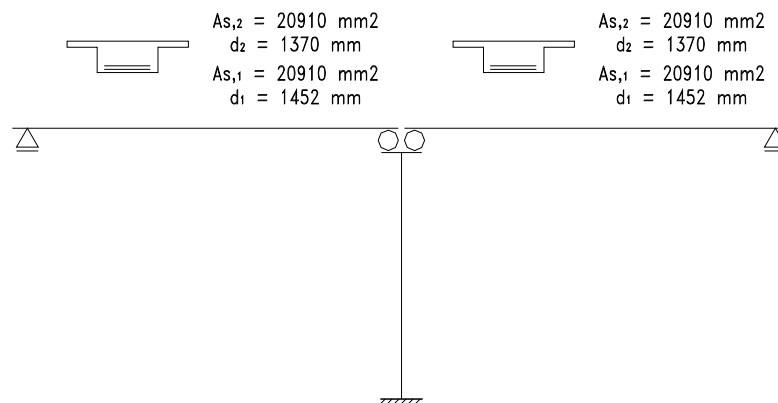


Obr.10 – Skica výztuže průřezu v poli

6. OVĚŘENÍ DEFORMACÍ KONSTRUKCE – MSP

Pro výpočet deformací nosné konstrukce je třeba stanovit reálné tuhosti konstrukce odpovídající příslušnému zatížení (EI)_{*i*}. Příslušná tuhost konstrukce se skládá jednak z modulu pružnosti E_i odpovídajícího příslušnému zatížení a jednak z momentu setrvačnosti I_i ideálního průřezu. Pro zjednodušení výpočtu se předpokládá, že beton v tahu nepůsobí, i když v těch částech průřezu, kde tahové napětí nedosáhne hodnoty f_{ctm} , by se s taženým betonem počítat mělo, a uvažuje se jen navržená výztuž působící v tahu. Tyto předpoklady vedou na konzervativní řešení s mírně většími hodnotami průhybů.

Nejprve se stanoví ideální moment setrvačnosti I_i průřezu při namáhání ohybem. Pro jednoduchost se uvažuje pouze výztuž navržená na účinky ohybu (viz kapitola 5), tj. položka výztuže 1 ve skice výztuže. Plochy výztuže společně s jejím umístěním jsou zobrazeny na Obr.11.



Obr.11 – Schéma průřezů a jejich vyztužení na konstrukci

Pro stanovení ideálního momentu setrvačnosti průřezu (ohybové tuhosti) je nejprve třeba stanovit polohu neutrální osy příslušného průřezu v závislosti na jeho rozměrech a druhu zatížení (modulu pružnosti betonu).

Pro zatížení stálé se hodnota modulu pružnosti E uvažuje jako zdánlivá, zahrnující vliv dotvarování a smršťování betonu na tuhost konstrukce v čase konce životnosti. Pro výpočet zdánlivého modulu pružnosti E_g na konci životnosti se užívá hodnota v čase $t = \infty$. Podle ČSN EN 1992-1-1 je možné uvažovat hodnotu náhradního modulu pružnosti betonu jako :

$$E_g = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{1,05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Součinitel dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$ se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1 pro zatížení konstrukce v čase $t_0 = 7$ dní (odskružení konstrukce), beton z normálního cementu a příslušný náhradní rozměr průřezu (v tomto případě $h_0 = 2 \cdot 5,55 / 15,1 = 0,735$ m). Pro tento příklad vychází po dosažení $\varphi(\infty, t_0) = 2,2$ a náhradní modul pružnosti:

$$E_g = \frac{1,05 \cdot 32,0}{1 + 2,2} = 10,5 \text{ GPa}$$

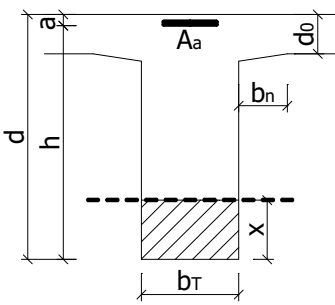
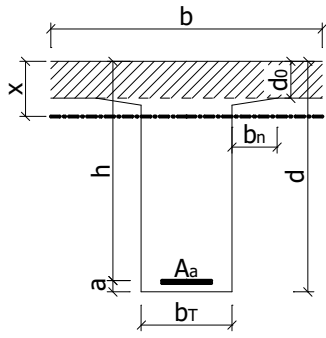
To odpovídá pracovnímu součiniteli oceli pro zatížení stálé, resp. stanovené na základě dlouhodobého modulu pružnosti betonu E_g :

$$n_g = \frac{200}{10,5} = 19,04$$

Pro zatížení nahodilé se pracovní součinitel oceli stanoví na základě průměrného modulu pružnosti E_{cm} :

$$n_q = \frac{200}{32,0} = 6,25$$

Poloha neutrálné osy průřezu se stanoví, jak již bylo řečeno, za předpokladu nulové pevnosti betonu v tahu a lineárního rozdělení napětí v betonu. Z teorie pružnosti potom plynou vztahy uvedené v následující tabulce. Pro T-průřez s neutrálnou osou v desce ($x < d_0$) se uvažuje výpočet podle případu a). Moment setrvačnosti ideálního průřezu I_i se stanoví jako součet momentů setrvačnosti a steinerových doplňků jednotlivých částí průřezu (výztuže a betonu). Charakteristiky výztuže se pro výpočet I_i musejí násobit pracovním součinitelem n_i !

a) Obdélníkový průřez $b_T \cdot h$	b) T-průřez $x > d_0$
	
$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot h}{n \cdot A_a}} \right)$	$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot h}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a}$

Pro stanovení maximálních a minimálních průhybů konstrukce, je nutno stanovit tuhost průřezu nosníku.

MEZIPODPOROVÝ PRŮŘEZ – KLADNÝ MOMENT

Jedná se o T-průřez se statickou výškou $d = h - c - 0,5 \cdot \emptyset - 0,5 \cdot a = 1,411$ m, šířkou stojiny 3,0 m a spolupůsobící šířkou 6,0 m. Poloha neutrálné osy pro obdélníkový průřez a pro stálé zatížení ($n = 19,4$):

$$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot d}{n \cdot A_a}} \right) = \frac{19,04 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}}{6,0} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,0 \cdot 1,411}{19,04 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}}} \right) = 0,500 \text{ m} > d_0 = 0,300 \text{ m}$$

Poloha neutrálné osy vychází tedy do žebra a je tedy nutno provést výpočet znovu s uvážením této skutečnosti :

$$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot d}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a} = \frac{0,5 \cdot 6,0 \cdot 0,3^2 + 19,04 \cdot 41821 \cdot 10^{-6} \cdot 1,411}{6,0 \cdot 0,3 + 19,04 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}} = \underline{\underline{0,537 \text{ m}}}$$

Pro zatížení nahodilé ($n = 6,25$) provedeme stanovení polohy neutrálné osy v průřezu obdobně :

$$x = \frac{n \cdot A_a}{b_T} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_T \cdot d}{n \cdot A_a}} \right) = \frac{6,25 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}}{6,0} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,0 \cdot 1,411}{6,25 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}}} \right) = \underline{\underline{0,310 \text{ m}}}$$

Poloha neutrálné osy vychází tedy do žebra a je tedy nutno provést výpočet znovu s uvážením této skutečnosti :

$$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot d_0^2 + n \cdot A_a \cdot d}{b \cdot d_0 + n \cdot A_a} = \frac{0,5 \cdot 6,0 \cdot 0,3^2 + 6,25 \cdot 41821 \cdot 10^{-6} \cdot 1,411}{6,0 \cdot 0,3 + 6,25 \cdot 41821 \cdot 10^{-6}} = \underline{\underline{0,310 \text{ m}}}$$

Dále se stanoví momenty setrvačnosti ideálního průřezu pro jednotlivé druhy zatížení :

$$I_{ig} = I_{c,g} + n \cdot I_s = \left(\frac{6,0 \cdot 0,537^3}{3} - \frac{3,0 \cdot (0,537 - 0,3)^3}{3} \right) + 19,04 \cdot 41821 \cdot 10^{-6} \cdot (1,411 - 0,537)^2 = \underline{\underline{0,905 \text{ m}^4}}$$

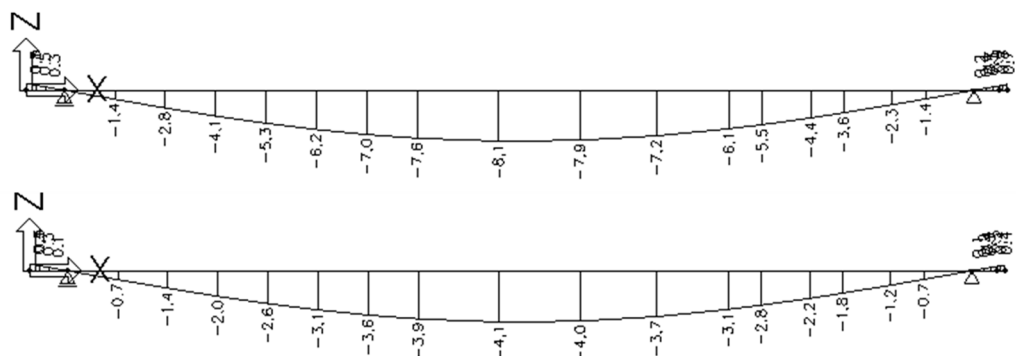
$$I_{iq} = I_{c,q} + n \cdot I_s = \left(\frac{6,0 \cdot 0,310^3}{3} - \frac{3,0 \cdot (0,310 - 0,3)^3}{3} \right) + 6,25 \cdot 41821 \cdot 10^{-6} \cdot (1,411 - 0,310)^2 = \underline{\underline{0,376 \text{ m}^4}}$$

Ohybové tuhosti průřezu pro jednotlivá zatížení :

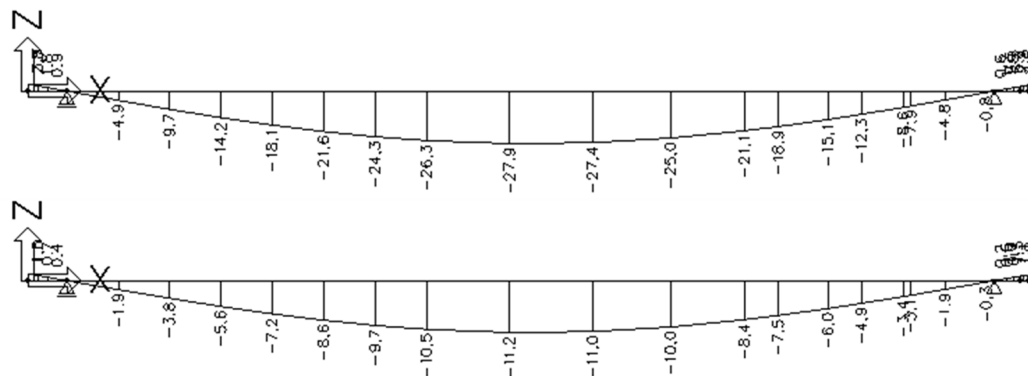
$$EI_{ig} = 10,5 \cdot 0,905 = \underline{\underline{9,503 \text{ GNm}^2}}$$

$$EI_{iq} = 32,0 \cdot 0,376 = \underline{\underline{12,032 \text{ GNm}^2}}$$

Se získanými tuhostmi se provede výpočet deformací na nosníku (např. některým statickým softwarem).

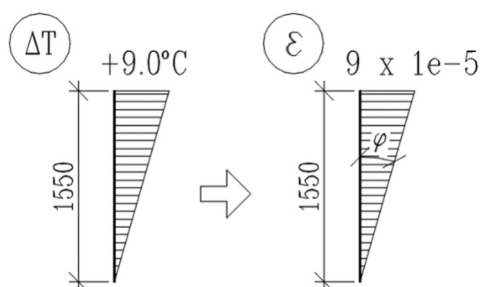


Obr.12 – Deformace konstrukce od zatížení stálého a LM71 při neredukovaných tuhostech, tj. pro plný betonový průřez bez trhlin a bez vlivu časových změn modulu pružnosti betonu v tlaku (porovnej s Obr.13)

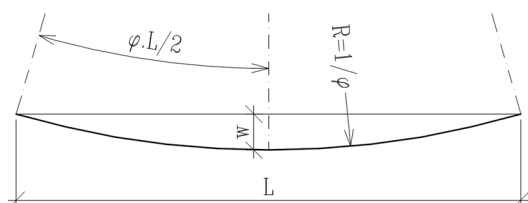


Obr.13 – Deformace konstrukce od zatížení stálého a LM71 při redukovaných tuhostech průřezu, tj. s vlivem trhlin a časové závislosti modulu pružnosti betonu v tlaku

Vliv teploty se stanoví z poměrného přetvoření průřezu od nerovnoměrného průběhu teploty. Natočení průřezu se stanoví z průběhu poměrných přetvoření po výšce průřezu. Poměrná přetvoření se získají z průběhu změny teploty pomocí koeficientu teplotní roztažnosti $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$. Z průběhu přetvoření se následně spočte poměrné pootočení v průřezu φ . Průhyb nosníku ve středu rozpětí se stanoví z rozpětí nosníku a předpokladu konstantního zakřivení ($R = 1/\varphi$).



Obr.13 – Deformace od nerovnoměrného oteplení horního povrchu



Obr.14 – Schéma pro stanovení průhybu prostého nosníku ve středu rozpětí

Pro nerovnoměrné oteplení horního povrchu:

$$\varepsilon_{T+} = \Delta T \cdot \alpha = 9,0 \cdot 1 \cdot 10^{-5} = \mathbf{0,000\ 09}$$

$$\varphi_{T+} = \arctg\left(\frac{\varepsilon}{h}\right) = \arctg\left(\frac{0,000\ 09}{1,55}\right) = \arctg(5,806 \cdot 10^{-5}) = \mathbf{5,806 \cdot 10^{-5} \text{ rad}}$$

$$R_{T+} = 1 / 5,806 \cdot 10^{-5} = \mathbf{17\ 222,22 \text{ m}}$$

$$w_{T+} = R \left(1 - \cos\left(\frac{\varphi \cdot L}{2}\right)\right) = 17222,22 \left(1 - \cos\left(\frac{5,806 \cdot 10^{-5} \cdot 17,85}{2}\right)\right) = \mathbf{-2,3 \text{ mm}}$$
 (směrem vzhůru)

Obdobně pro nerovnoměrné oteplení spodního povrchu:

$$w_{T-} = \mathbf{2,1 \text{ mm}}$$
 (směrem dolů)

Celková maximální deformace od zatížení, vč. vlivu nerovnoměrné teploty (uváží se pouze deformace směrem dolů, tj. od nerovnoměrného oteplení spodního povrchu):

$$w_{Max,F} = - (27,9 + 11,2 + 2,1) = \mathbf{-41,2 \text{ mm}}$$

Z toho od proměnného zatížení (dopravou a teplotou):

$$w_{Max,Q} = \mathbf{13,3 \text{ mm}}$$

Maximální průhyb konstrukce od proměnného zatížení je (viz A2.4.4.2.3 v ČSN EN 1990) 1/600 rozpětí, tj.

$$17,85/600 = \mathbf{29,8 \text{ mm}} < w_{Max} = 41,2 \text{ mm}$$

Zároveň ale:

$$17,85/600 = \mathbf{29,8 \text{ mm}} > w_{Max,Q} = 13,3 \text{ mm}$$

Pro celkovou deformaci konstrukce nevyhoví, pro zatížení proměnné však ano. To znamená, že je třeba konstrukci nadvýšit (tak, aby po zatížení stálém a ostatním stálém byla niveleta koleje v optimální poloze), kolej po osazení řádně podbít, nebo změnit geometrii příčného řezu tak, aby průhyb vyhověl (např. zvětšením výšky průřezu).