



Jiná ověření:

Paré:


Orientační schéma:



Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
[000]	[06/2023]	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. L. Marek

Stavebník/Investor:	Správa železnic, státní organizace		SPRÁVA ŽELEZNIC
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1		
Zástupce investora:	Stavební správa západ, Diamond Point		
Adresa:	Ke Štvanici 656/3, 186 00 Praha 8 – Karlín		

Zhotovitel díla:	TOP CON SERVIS s.r.o.	
Adresa:	Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8	
Kontakt:	T: +420 284 021 740 E: topcon@topcon.cz	
Zhotovitel části/objektu:	TOP CON SERVIS s.r.o.	
Adresa:	Ke Stírce 1824/56, 182 00 Praha 8	
Kontakt:	T: +420 284 021 740 E: topcon@topcon.cz	
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Libor Marek	Specialista: Ing. Libor Marek

Název stavby/akce:	Rekonstrukce mostů v km 72,637 a 72,721 trati Domažlice - Planá	Označení investora: S632100043
		Zakázka: 74-21
Název části:	Mosty, propustky a zdi	Označení části: D.2.1.4
Název objektu/díleční části:	Most v ev. km 72,559	Označení objektu/komplexu: SO 11-20-01
Název přílohy:	Statický výpočet	Číslo přílohy (typ/pořadí): 3. 001
Název díleční části přílohy:		
Odpovědný projektant:	Zpracovatel přílohy:	Měřítko: -
Ing. Daniel Novotný	Ing. Daniel Novotný	Formáty: -
Kraj:	Katastrální území:	TUDU:
Plzeňský	Tachov	0331 38
		Smluvní datum zpracování: 06/2023

Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoba:	Příloha:	Revize:
S 6 3 2 1 0 0 0 4 3	- P D P S	- D 2 1 0 4	- S O 1 1 2 0 0 1	- X X	- 3 - 0 0 1	- 0 0 0

[Prostor pro další informace]

Rekonstrukce mostů v km 72,637 a 72,721 trati Domažlice - Planá

DOKUMENTACE PRO VYDÁNÍ SPOLEČNÉHO POVOLENÍ STAVBY (DUSP + PDPS)

SO 11-20-01 – Most v ev. km 72,559

STATICKÝ VÝPOČET

Obsah:

1.	Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	3
1.1.	Úvod	3
1.2.	Popis mostu	3
1.2.1.	Nosná konstrukce	3
1.2.2.	Založení	3
1.2.3.	Použité materiály	3
1.3.	Normy, literatura, podklady	6
1.4.	Použité výpočetní programy	6
2.	Zatížení	7
2.1.	Stálé zatížení	7
2.1.1.	Vlastní tíha	7
2.1.2.	Ostatní stálé	7
2.2.	Proměnné zatížení	8
2.2.1.	Svislé zatížení železniční dopravou	8
2.2.2.	Odstředivá síla	8
2.2.3.	Rozjezdové a brzdné síly	8
2.2.4.	Boční ráz	8
2.2.5.	Dynamický součinitel	9
2.3.	Zatížení větrem	9
2.4.	Roznos zatížení	10
2.5.	Zemní tlaky	12
2.5.1.	Zemní tlaky na stěny konstrukce	12
2.5.2.	Zemní tlaky na křídla	12
2.6.	Zatížení teplotou	14
2.6.1.	Rovnoměrná změna teploty	14
2.6.2.	Nerovnoměrná teplota – příčel	14
2.6.3.	Nerovnoměrná teplota – stěny a dolní deska	14
3.	Statický model	14
3.1.	Výpočet tuhosti podloží	15
4.	Vnitřní síly a kombinace zatížení	18
4.1.	Vyhodnocení vnitřních sil – pružné, celoplošné podepření	18
4.2.	Vyhodnocení vnitřních sil – pevné, liniové podepření	20
4.3.	Výsledné kombinace vnitřních sil pro posouzení	21
5.	Posouzení železobetonových průřezů	22
5.1.	Průřez a – příčel uprostřed rozpětí	23
5.2.	Průřez b – vetknutí příčle do stěny	23
5.3.	Průřez c – stěna uprostřed výšky, vnější povrch	25
5.4.	Průřez c – stěna uprostřed výšky – vnitřní povrch	26
5.5.	Průřez d – vetknutí dolní desky do stěny	27
5.6.	Průřez e – dolní deska uprostřed rozpětí	28
6.	Průhyb	29
7.	Výpočet zatížitelnosti	29
7.1.	Mezní stav únosnosti	29
7.2.	Mezní stav použitelnosti – omezení trhlin	30
7.3.	Výsledná zatížitelnost	30
8.	Závěr	30
9.	Tabulka zatížitelnosti	31

[illegible]

pūdorys



1.3. Normy, literatura, podklady

- /1/ ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- /2/ ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- /3/ ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- /4/ ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
- /5/ ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- /6/ ČSN EN 1992-1-1-ed.2 Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- /7/ ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- /8/ ČSN EN 1997-1 - Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- /9/ ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy
- /10/ Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
- /11/ Inženýrskogeologický průzkum – Global – Geo, s.r.o. (12/2022)

1.4. Použité výpočetní programy

- /a/ Scia engineer 2009 – program pro řešení prutových a deskostěnových konstrukcí metodou konečných prvků.
- /b/ GEO 5 2019

2. Zatížení

2.1. Stálé zatížení

2.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha ŽB rámové konstrukce mostu je uvažována dle /2/ hodnotou 25 kN/m^3 .

2.1.2. Ostatní stálé

U tloušťky kolejového lože je dle /2/ čl. 5.2.3. uvažována horní charakteristická hodnota (+30%). Roznos zatížení od kolejového lože a svršku v příčném směru násypem ve sklonu 4:1 a dále 1:1 do osy ŽB desky.

Kolejové lože ($\gamma=20 \text{ kN/m}^3$)
+30% stěrku

$$\begin{aligned}g_{\text{STa}} &= 0,43 * 20 = 8,6 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{STb}} &= 0,3 * 0,43 * 20 = 2,58 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{ST}} &= 8,6 + 2,58 = 11,18 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

SVI ($\gamma=23 \text{ kN/m}^3$)
Svršek ($g=6 \text{ kN/m}$, roznos na šířku 3,87m)
Římsa na mostě ($A=0,26 \text{ m}^2$)
Římsa na křídle ($A=0,34 \text{ m}^2$)
Zábradlí na římse

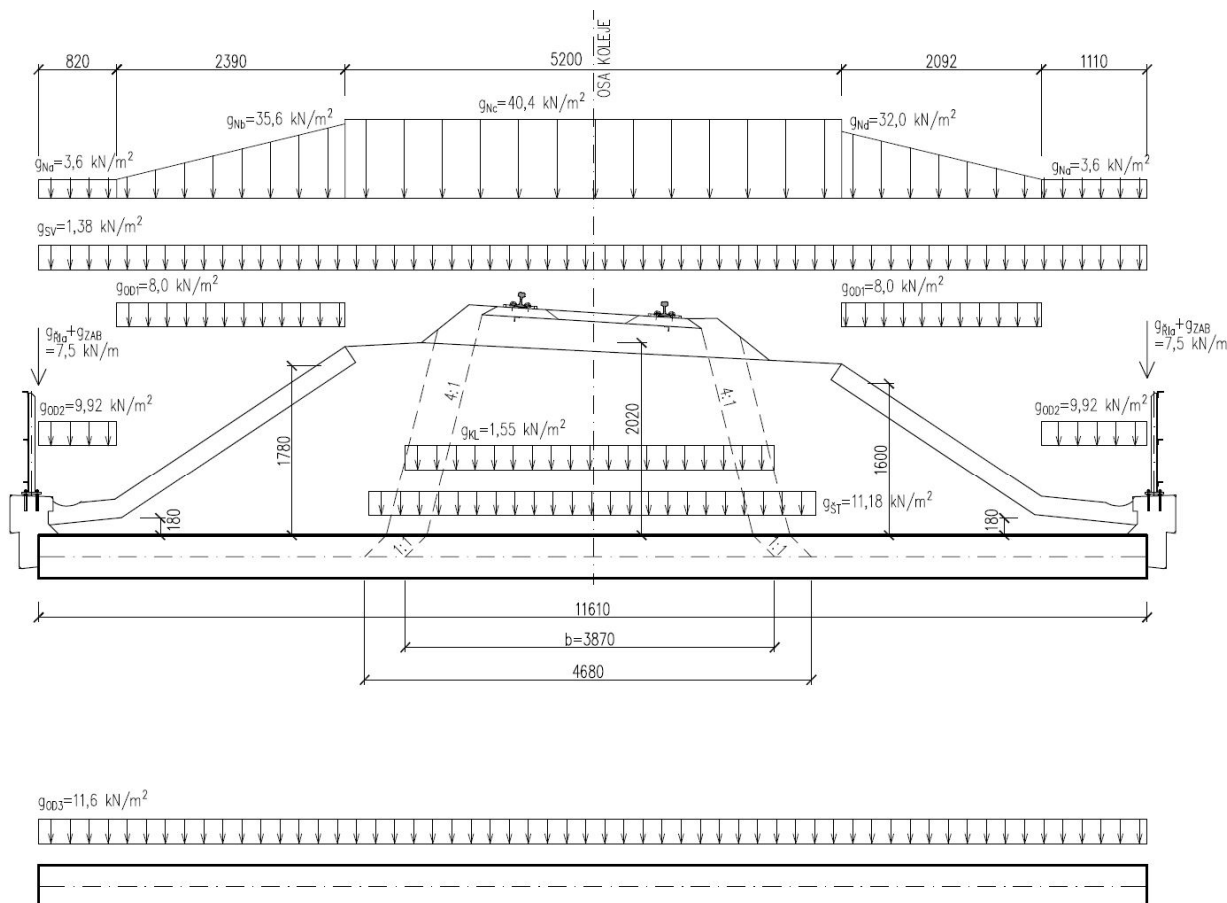
$$\begin{aligned}g_{\text{SV}} &= 0,06 * 23 = 1,38 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{KL}} &= 6,0 / 3,87 = 1,55 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{ŘIa}} &= 0,26 * 25 = 6,5 \text{ kN/m} \\g_{\text{ŘIb}} &= 0,34 * 25 = 8,5 \text{ kN/m} \\g_{\text{ZAB}} &= 1,0 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Násep nad NK (zemina $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$)

$$\begin{aligned}g_{\text{Na}} &= h_a * \gamma = 0,18 * 20 = 3,6 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{Nb}} &= 1,78 * 20 = 35,6 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{Nc}} &= 2,02 * 20 = 40,4 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{Nd}} &= 1,60 * 20 = 32,0 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{Ne}} &= 0,18 * 20 = 3,6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Odláždění (kámen $\gamma=28 \text{ kN/m}^3$, beton $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$)
Odláždění svahy
Odláždění za římsoy
Odláždění dno uvnitř rámu

$$\begin{aligned}g_{\text{OD1}} &= 0,2 * 28 + 0,1 * 24 = 8,0 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{OD2}} &= 0,2 * 28 + 0,18 * 24 = 9,92 \text{ kN/m}^2 \\g_{\text{OD3}} &= 0,2 * 28 + 0,25 * 24 = 11,6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



stálé zatížení - příčný řez

2.2. Proměnné zatížení

2.2.1. Svislé zatížení železniční dopravou

Konstrukce bude zatížena schématem LM-71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1,1$. Vzhledem k délce konstrukce se uplatní pouze čtveřice nápravových sil 250 kN v osových vzdálenostech 1,6 m. V podélném směru je předpokládáno rovnoměrné rozložení zatížení. V příčném směru se zatížení roznese z prahů šířky 2,3 m kolejovým ložem a násypem ve sklonu 4:1 a dále 1:1 do osy ŽB desky. Roznášecí šířka zatížení je $b=3,87$ m.

Výpočet a roznos zatížení viz kap. 2.4.

2.2.2. Odstředivá síla

Kolej na mostě je vedena v pravostranném oblouku o poloměru $R=194$ m, traťová rychlost $V=55$ km/h (výhledová). Redukční součinitel $f=1,0$.

$$Q_{tk} = V^2 \cdot f \cdot Q_{vk} / 127 \cdot R = 55^2 \cdot 1,0 \cdot Q_{vk} / 127 \cdot 194 = 0,1228 \cdot Q_{vk}$$

Výpočet a roznos zatížení od odstředivé síly viz kap. 2.4.

2.2.3. Rozjezdové a brzdné síly

Vzhledem k velké přesypávce NK neuvažují.

2.2.4. Boční ráz

Uvažována osamělá síla o velikosti 100 kN, působící kolmo na osu koleje v úrovni temene kolejnic. Zatížení je v podélném směru rozneseno na 3 prahce, na prostřední působí polovina síly a na krajní čtvrtina síly. Zatížení v podélném i příčném směru je dále rozloženo kolejovým ložem a násypem ve sklonu 4:1 stejně jako ostatní svislé zatížení, viz kap. 2.2.1.

Výpočet a roznos zatížení viz kap. 2.4.

2.2.5. Dynamický součinitel

Uvažuji součinitel Φ_3 pro standardně udržovanou kolej dle /5/ čl. 6.4.5.2

Náhradní délka $L_\Phi = (1,3 * (3,45 + 5,22 + 3,45)) / 3 = 5,25 \text{ m} > L_{\max} = 5,22 \text{ m}$

$\Phi_3 = 2,16 / (L_\Phi^{0,5} - 0,2) + 0,73 = 2,16 / (5,25^{0,5} - 0,2) + 0,73 = 1,76 < 2,0$

Dle /5/, čl. 6.4.5.4 lze u betonových mostů s přesypávkou vyšší než 1,0 m dynamický součinitel snížit následovně:

Výška přesypávky $h = 2,3 \text{ m} > 1,0 \text{ m}$

$red\Phi_3 = \Phi_3 - (h - 1,0) / 10 = 1,76 - (2,3 - 1,0) / 10 = 1,63 > 1,0$

$red\Phi_3 = 1,63$

2.3. Zatížení větrem

Účinek zatížení větrem na NK je zanedbatelný, uvažuji pouze zatížení větrem na vlak. Roznos zatížení větrem na vlak viz kap. 2.4.

Zatížení větrem mostních konstrukcí

(a) $d_{tot} =$	2,900	m	(a) $b/d_{tot} =$	4,2	Nezatížený most
(b) $d_{tot} =$	6,9	m	(b) $b/d_{tot} =$	1,8	Zatížený most
$b =$	12,210	m	(a) $c_{fx,0} =$	1,3	Nezatížený most
cca. $z =$	4	m	(b) $c_{fx,0} =$	2,0	Zatížený most

	b/d_{dot}	$z_e < 20$	$z_e = 50$
Nezat.	4,0	3,6	4,5
Zatížený	1,8	5,6	6,9

(a) $C =$ 3,60

(b) $C =$ 5,58

$v_b = v_{b0} =$ 25 m/s

$\rho =$ 1,25 kg/m³

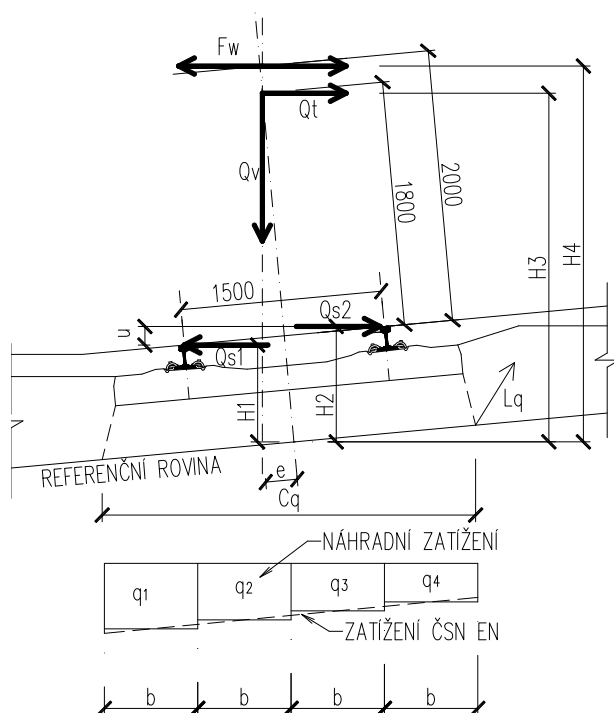
$$F_w = 0,5 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x}$$

(a) $F_{w1} =$ **1,41** $* A_{ref,x}$ (kN)

(b) $F_{w2} =$ **2,18** $* A_{ref,x}$ (kN)

	h - prvku mm	Nezat. kN/m	Zatížený kN/m
vlak	4000		8,71

2.4. Roznos zatížení



Zatížení výpočetního modelu v těžišti desky mostovky

$$\begin{aligned} u &= 95 \text{ mm} \\ H3 &= 4523 \text{ mm} \\ e &= 286 \text{ mm} \\ Cq &= 3870 \text{ mm} \\ b &= 968 \text{ mm} \end{aligned}$$

Svislé zatížení - model 71

Pro desku

Zatížení

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= 250 \text{ kN} \\ Lq &= 1600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= 40 \text{ kN/m}^2 \text{ rovnoměrné} \\ q'' &= 18 \text{ kN/m}^2 (\pm) \text{ "mašle"} \\ q_1 &= 54 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 &= 45 \text{ kN/m}^2 \\ q_3 &= 36 \text{ kN/m}^2 \\ q_4 &= 27 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Odstředivá síla - model 71

V= 55 km/h
R= 194 m
f= 1
H3 = 4523 mm

Pro desku

$Q_{V1} = 250$ kN
 $Q_{t1} = 30,7$ kN
Lq = 1600 mm

$q'' = 35$ kN/m² (\pm) "mašle"
 $q_1 = -26$ kN/m²
 $q_2 = -9$ kN/m²
 $q_3 = 9$ kN/m²
 $q_4 = 26$ kN/m²

Boční rázy

Působící ve směru odstředivé síly

H2 = 2774 mm
Zatížení střední pražec
 $Q_{S1} = 50,0$ kN
Lq = 1866 mm

Zatížení krajní pražec
 $Q_{S2} = 25,0$ kN
Lq = 1866 mm

$q'' = 30$ kN/m² (\pm) "mašle"
 $q_1 = -22$ kN/m²
 $q_2 = -7$ kN/m²
 $q_3 = 7$ kN/m²
 $q_4 = 22$ kN/m²

$q'' = 15$ kN/m² (\pm) "mašle"
 $q_1 = -11$ kN/m²
 $q_2 = -4$ kN/m²
 $q_3 = 4$ kN/m²
 $q_4 = 11$ kN/m²

Vítr na pohyblivé zatížení

Působící do LEVA

H4 = 4723 mm
 $F_{W1} = -8,7$ kN/m

$q'' = -16$ kN/m² (\pm) "mašle"
 $q_1 = 12$ kN/m²
 $q_2 = 4$ kN/m²
 $q_3 = -4$ kN/m²
 $q_4 = -12$ kN/m²

Působící do PRAVA

$F_{W2} = 8,7$ kN/m

$q'' = 16$ kN/m² (\pm) "mašle"
 $q_1 = -12$ kN/m²
 $q_2 = -4$ kN/m²
 $q_3 = 4$ kN/m²
 $q_4 = 12$ kN/m²

2.5. Zemní tlaky

2.5.1. Zemní tlaky na stěny konstrukce

Ve výpočtu je uvažován zemní tlak v klidu. Za opěrou uvažují zásyp nesoudržným materiálem. Zatížení zemním tlakem na stěny NK je rozděleno na pásy dle výšky přesypávky v daném místě, viz následující obrázek.

$$\phi = 33,5^\circ, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3, \gamma_\phi = 1,1$$

$$\phi_d = 33,5^\circ / 1,1 = 30,45^\circ$$

Součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_{rd} = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30,45^\circ = 0,493 \sim 0,5$$

Zemní tlak v klidu

Nahoře

$$\sigma_{r1a} = \gamma * h_{1a} * K_{rd} = 20 * 2,56 * 0,5 = 25,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{r1b} = \gamma * h_{1b} * K_{rd} = 20 * 2,25 * 0,5 = 22,5 \text{ kN/m}^2$$

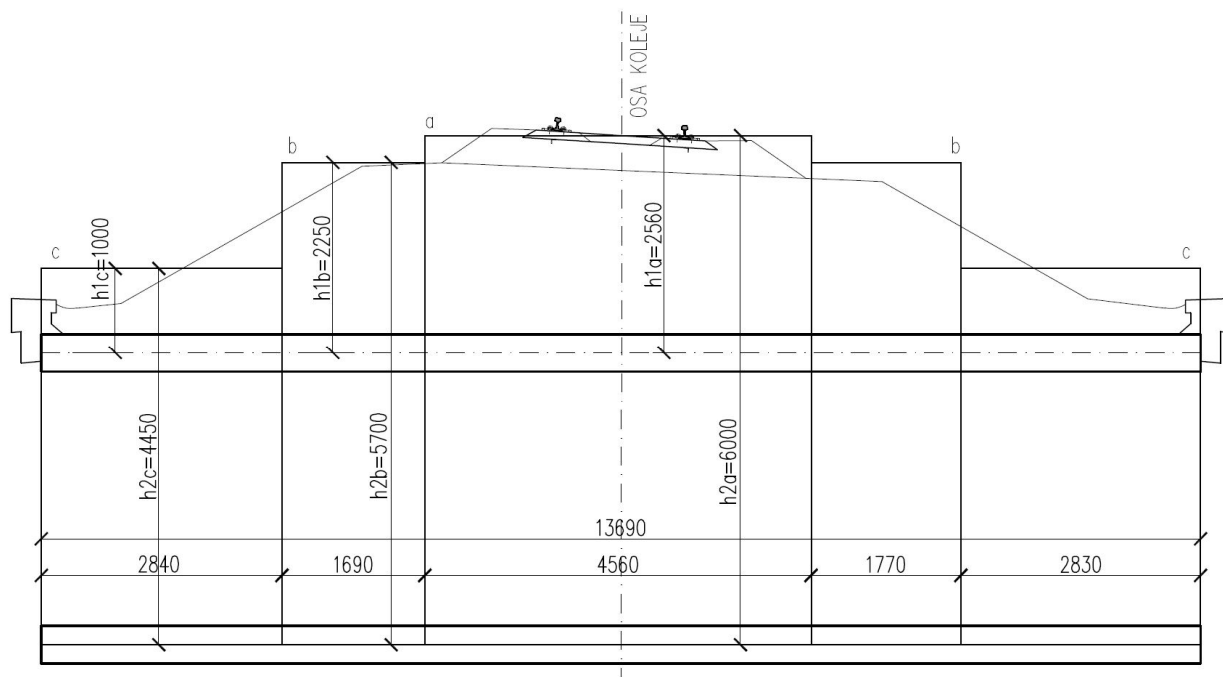
$$\sigma_{r1c} = \gamma * h_{1c} * K_{rd} = 20 * 1,0 * 0,5 = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

Dole

$$\sigma_{r2a} = \gamma * h_{2a} * K_{rd} = 20 * 6,0 * 0,5 = 60,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{r2b} = \gamma * h_{2b} * K_{rd} = 20 * 5,7 * 0,5 = 57,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{r2c} = \gamma * h_{2c} * K_{rd} = 20 * 4,45 * 0,5 = 44,5 \text{ kN/m}^2$$



šikmý příčný řez dle stěny

Zemní tlak od přetížení dopravou – rozneseno na šířku $b=3,87 \text{ m}$

$$\sigma_z = Q_{vk} / 1,6 / b = 250 / 1,6 / 3,87 = 40,38 \text{ kN/m}^2$$

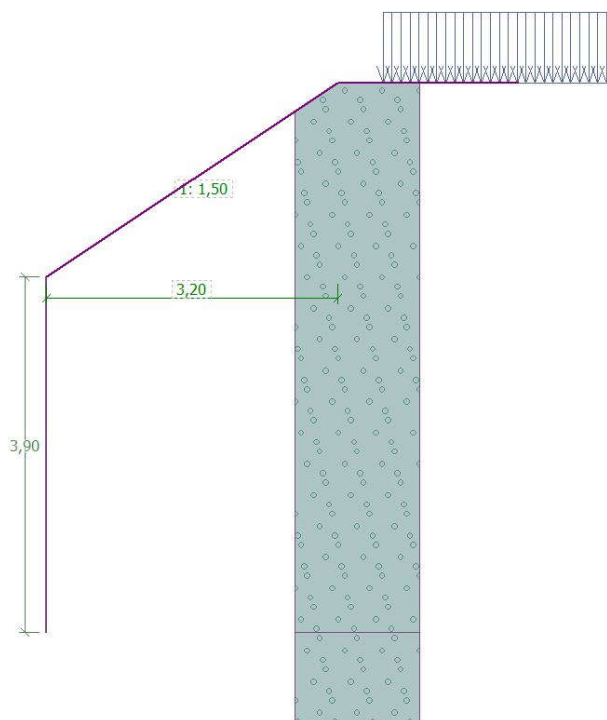
$$\sigma_x = \sigma_z * K_{rd} = 40,38 * 0,5 = 20,19 \text{ kN/m}^2$$

2.5.2. Zemní tlaky na křídla

Zemní tlaky na křídla byly stanoveny programem /b/. Byla stanovena vodorovná složka zemního tlaku včetně přetížení násypem (druhý obrázek vlevo). Poté byla stejná konstrukce přetížena zatížením od dopravy (druhý obrázek vpravo).

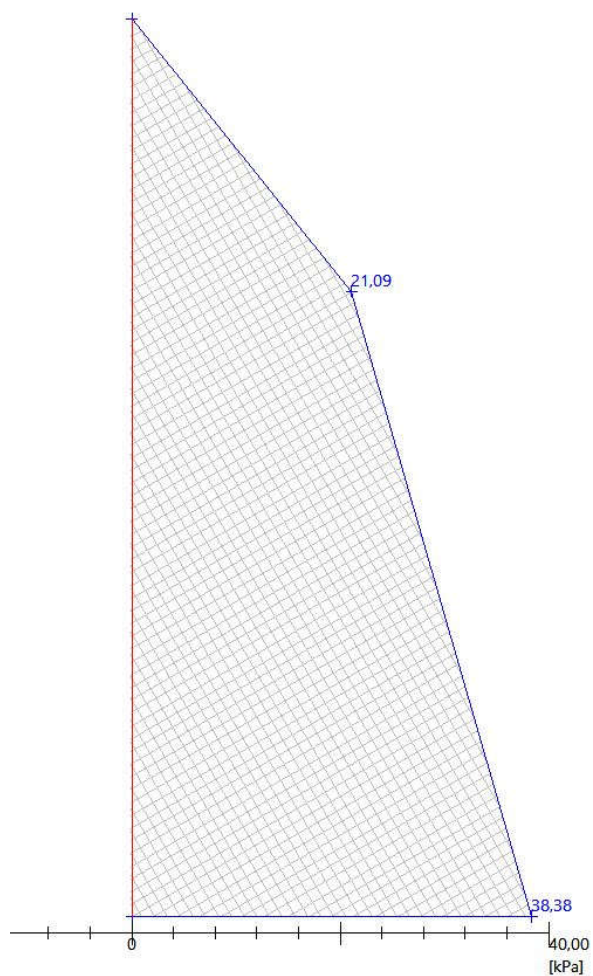
Přetížení dopravou na vrcholu násypu – rozneseno na šířku 2,5 m (na úrovni pláně žel. spodku)

$$q_z = Q_{vk} / 1,6 / b = 250 / 1,6 / 2,5 = 62,5 \text{ kN/m}^2$$



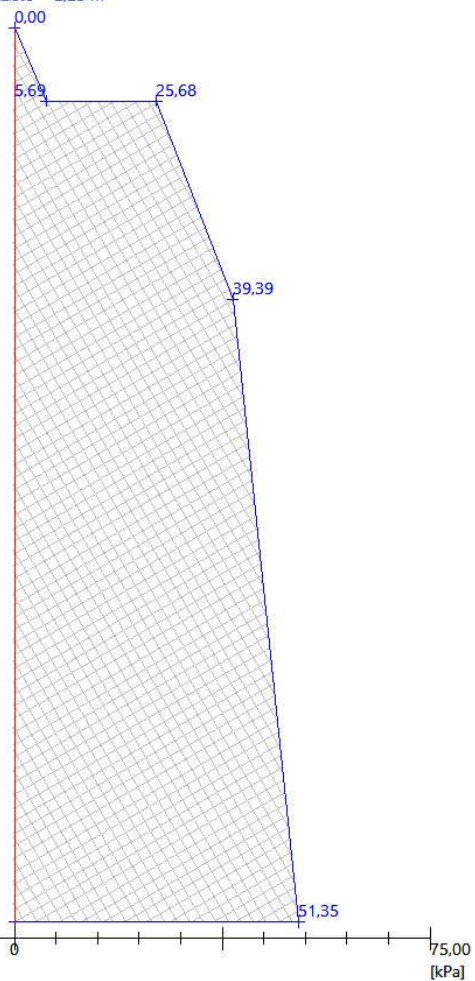
model zatížení křídla násypem + LM71

Vodorovná složka
Celková síla = 93,27 kN/m
Hloubka těžiště = 2,42 m



zemní tlak od přetížení násypem

Vodorovná složka
Celková síla = 152,28 kN/m
Hloubka těžiště = 2,25 m



zemní tlak od přetížení násypem + LM71

2.6. Zatížení teplotou

2.6.1. Rovnoměrná změna teploty

Dle /4/, čl. 6.1.6 mohou rozdíly rovnoměrné složky teploty mezi různými částmi konstrukce vyvolat nežádoucí účinky. Uvažují rovnoměrné oteplení / ochlazení horní příčle rámu o +/- 15°C.

2.6.2. Nerovnoměrná teplota – příčel

Dle /4/, čl. 6.1.4.1 uvažují:

Nerovnoměrné oteplení horního povrchu příčle: $\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$
 $k_{sur} = 0,6$
 $\Delta T_{M,heat'} = 15 * 0,6 = 9 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Nerovnoměrné ochlazení horního povrchu příčle: $\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$
 $k_{sur} = 1,0$
 $\Delta T_{M,cool'} = 8 * 1,0 = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$

2.6.3. Nerovnoměrná teplota – stěny a dolní deska

Uvažují rozdílné oteplení vnitřního a vnějšího povrchu stěn o 10 °C a rozdílné oteplení dolní desky o 5 °C.

3. Statický model

Vnitřní síly byly vypočteny na prostorovém deskostěnovém modelu v programu /a/. Konstrukce byla modelována včetně křídel. Vzhledem ke kombinovanému způsobu založení nové NK, kdy část základové desky leží na základové půdě mezi stávajícími opěrami a část je uložena na stávající spodní stavbu původních opěr, byly pro výpočet zvoleny dva odlišné způsoby podepření.

- Pružné celoplošné podepření pod dolní deskou. Tuhost podepření byla stanovena na výseku modelu v programu /b/, viz následující kapitola.
- Pevné liniové podepření pod svislými stěnami.

Následný výpočet vnitřních sil byl proveden pro obě varianty a pro posudek byly použity nejnejpříznivější namáhání z obou variant.

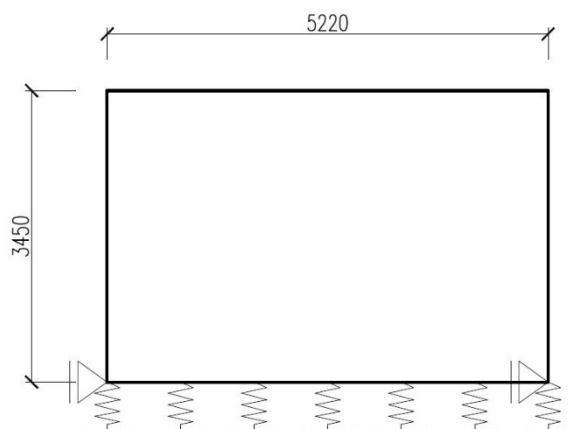
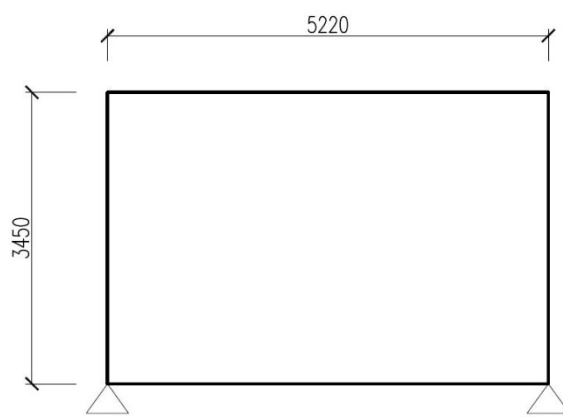
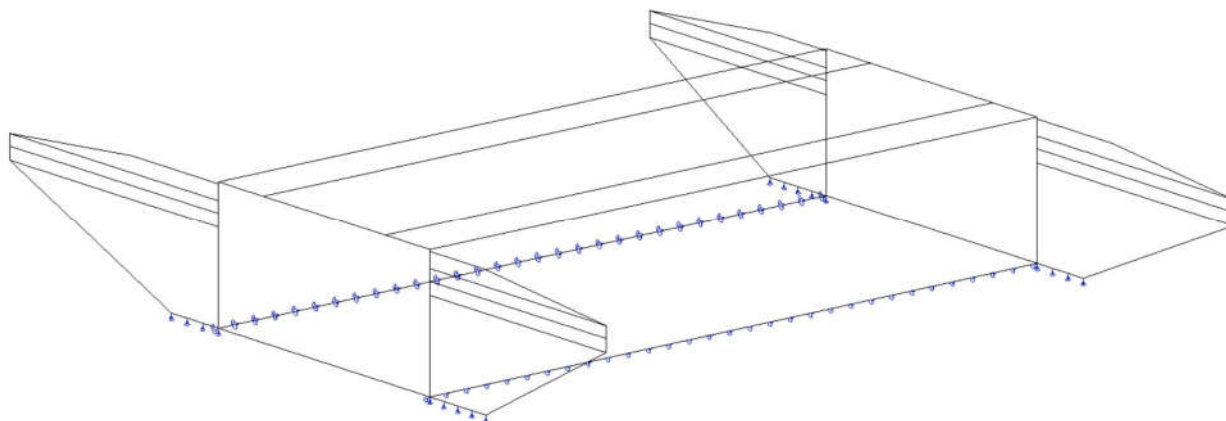


schéma stat. modelu pružné celoplošné podepření



pevné liniové podepření



statický model

3.1. Výpočet tuhosti podloží

Výpočet byl proveden na 2D modelu základu v programu /b/. Modelován byl výsek základu o šířce 1,0 m. Geologický profil byl uvažován dle vrtu JV2 dle /11/. Vzhledem k tomu, že založení bude provedeno v místě koryta stávajícího vodního toku, byla pod základovou desku modelována vrstva jemnozrnné zeminy, měkké konzistence o mocnosti 0,5 m, simulující naplaveniny pode dnem koryta.

Výsek základu byl zatížen rovnoměrným zatížením 100 kN/m² a byla vypočtena svislá deformace podloží. Z poměru napětí v základové spáře a svislé deformace byla následovně vypočtena tuhost podloží.

$$C_z = \sigma_z / u_z = 100 \cdot 10^{-3} / (8,5 \cdot 10^{-3}) = 11,75 \text{ MN/m}^3$$

Výpočet svislé deformace podloží viz níže.

Vstupní data

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G4 GM		33,50	2,00	19,00	9,00	
2	Třída R2		50,00	100,00	25,50	15,50	
3	Třída F7, konzistence měkká		17,00	7,00	21,00	11,00	

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

Parametry zemín

Třída G4 GM

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	33,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	2,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	70,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³

Třída R2

Objemová tíha :	γ	=	25,50 kN/m ³
-----------------	----------	---	-------------------------

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 50,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 100,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 2000,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,15$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 25,50 \text{ kN/m}^3$

Třída F7, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 17,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 7,00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 2,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 1,20 \text{ m}$
 Hloubka základové spáry $d = 1,20 \text{ m}$
 Tloušťka základu $t = 0,35 \text{ m}$
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = $1,00 \text{ m}$
 Šířka pasu (x) = $6,45 \text{ m}$
 Šířka sloupu ve směru x = $6,45 \text{ m}$
 Objem pasu = $2,26 \text{ m}^3/\text{m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,70	0,00 .. 1,70	Třída F7, konzistence měkká	
2	1,20	1,70 .. 2,90	Třída G4 GM	
3	-	2,90 .. ∞	Třída R2	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Zatížení č. 1	Užitné	645,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 29,35 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 4,8 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 4,1 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 4,1 \text{ mm}$

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 660,54 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,01$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=2,01$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

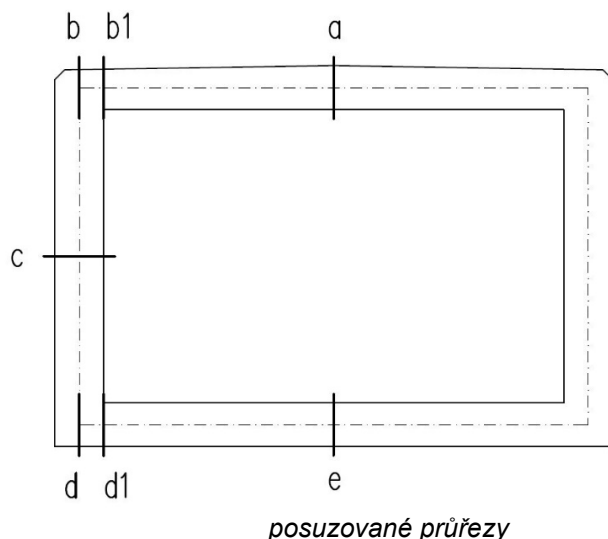
Sednutí základu $= 8,5 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 4,43 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0,000 \text{ (tan*1000); (0,0E+00 °)}$

4. Vnitřní síly a kombinace zatížení

Vnitřní síly byly vypočteny na prostorovém deskostěnovém modelu popsaném v předchozí kapitole. Vnitřní síly od jednotlivých zatěžovacích stavů jsou uvedeny v následující tabulce. Síly jsou určeny v místech posuzovaných průřezů jako průměrná hodnota z řezu délky 1 m.



4.1. Vyhodnocení vnitřních sil – pružné, celoplošné podepření

VNITŘNÍ SÍLY OD JEDNOTLIVÝCH ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

číslo ZS	veličina		M [kNm/m']						V [kN/m']	
	název stavu	průřez	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
1	vlastní tíha		20,7	-4,3	-23,3	-23,3	-28,2	51,6	18,2	58,2
2	ostatní stálé		79,0	-37,8	-43,4	-43,4	-21,8	59,8	92,6	62,2
3	zemní tlak		-14,3	-18,8	51,2	51,2	-45,2	5,1	0,0	0,0
4	zemní tlak-přítížení zleva		-2,4	4,6	18,9	18,9	-24,5	-1,8	-3,3	5,7
5	zemní tlak-přítížení zprava		-2,6	-10,0	1,7	1,7	12,2	-1,0	3,3	0,0
6	LM71		50,7	-28,8	-21,9	-21,9	-7,0	23,7	77,2	24,4
7-13	boční ráz 1-7		15,9	-8,9	-4,5	-4,5	-1,4	4,7	28,8	4,8
14	vítr na vlak		16,3	-9,1	-2,1	-2,1	-0,6	2,7	9,2	2,2
15	rovnoměrné oteplení příčle		-10,8	-11,6	0,0	0,0	13,6	16,9		
16	rovnoměrné ochlazení příčle		10,8	11,6	0,0	0,0	-13,6	-16,9		
17	nerovnoměrné oteplení příčle		55,4	51,8	19,8	19,8	-7,2	-6,3		
18	nerovnoměrné ochlazení příčle		-49,3	-44,3	-17,6	-17,6	6,7	5,6		
19	nerovnoměrné oteplení stěn		-28,6	-35,4	-42,2	-42,2	-68,9	-62,2		
20	nerovnoměrné ochlazení stěn		28,6	35,4	42,2	42,2	68,9	62,2		
	17+19		26,8	16,4	-22,4	-22,4	-76,1	-68,4		
	17+20		84,0	87,2	62,0	62,0	61,6	55,9		
	18+19		-77,9	-79,7	-59,8	-59,8	-62,1	-56,6		

vnitřní síly od zatížení železniční dopravou jsou uvedeny včetně součinitele $\alpha=1,10$, bez dynamického součinitele
kladné momenty způsobují tah na vnitřní straně rámu

VNITŘNÍ SÍLY OD ZATÍŽENÍ ZMĚNOU TEPLOTY

veličina název stavu průřez	M [kNm/m']					
	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e
rovnoměrná teplota - max	10,8	-11,6	0	0	-13,6	16,9
rovnoměrná teplota - min	-10,8	11,6	0	0	13,6	-16,9
nerovnoměrná teplota - max	84,0	-79,7	-59,8	62,0	-76,1	62,2
nerovnoměrná teplota - min	-77,9	87,2	62,0	-59,8	68,9	-68,4

Předpis pro kombinaci složek teploty /4/ čl. 6.1.5 – použije se nejnepříznivější kombinace z uvedených.

$$\Delta T = \Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\text{kde } \omega_N = 0,35$$

$$\Delta T = \omega_N \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

$$\text{kde } \omega_N = 0,75$$

index N označuje účinky rovnoměrné změny teploty

index M označuje účinky nerovnoměrné změny teploty

SLOŽKY PRO KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL

veličina název stavu průřez	M [kNm/m']						V [kN/m']	
	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
stálé - max	99,7	-60,9	-66,7	51,2	-95,2	116,5	110,8	120,4
stálé - min	85,4	-42,1	-15,6	-66,7	-50,0	111,4	110,8	120,4
přetížení - max	0	-10,0	0	18,9	-24,5	0	3,3	5,7
přetížení - min	-2,6	4,6	18,9	0,0	12,2	-1,8	-3,3	0
gr12 včetně $\alpha=1,10$; $\phi=1,63$	98,5	-55,9	-40,3	0,0	-12,8	43,3	154,6	44,7
vítr na vlak - max	16,3	-9,1	-2,1	0,0	-0,6	2,7	9,2	2,2
vítr na vlak - min	0,0	0,0	0,0	-2,1	0,0	0,0	0,0	0,0
teplota - kombinace - max	87,8	-83,8	-59,8	62,0	-80,9	68,1		
teplota - kombinace - min	-81,7	91,2	62,0	-59,8	73,6	-74,3		

Použité kombinace zatížení dle /1/

únosnost – 6.10a

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_2$$

únosnost – 6.10b

$$\xi \cdot \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_2$$

charakteristická kombinace

$$G + Q_1 + \psi_{0,2} \cdot Q_2 + \psi_{0,3} \cdot Q_3$$

kvazistálá kombinace

$$G + \psi_{2,1} \cdot Q_1 + \psi_{2,2} \cdot Q_2 + \psi_{2,3} \cdot Q_3 = G + \psi_{2,3} \cdot Q_3$$

kde G je stálé zatížení včetně zemních tlaků
 Q_1 zatížení železničním provozem na mostě včetně dynamického součinitele a zemních tlaků od přetížení vlakem za rubem konstrukce
 Q_2 zatížení větrem na vlak
 Q_3 nejnepříznivější kombinace zatížení teplotou

POUŽITÉ SOUČiniteLE

	ξ	γ_F	ψ_0	ψ_2
stálé	0,85	1,35	1,0	1,0
vlak, přetížení	-	1,45	0,8	0
vítr na vlak	-	1,5	1,0	0,0
teplota	-	0	0,6	0,5

KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL PRO POSOUZENÍ PRŮŘEZU

veličina	M [kNm/m']						V [kN/m']		
název stavu	průřez	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
návrhová (6.10a)		273,2	-172,3	-140,0	91,0	-172,6	211,5	346,5	224,2
návrhová (6.10b)		281,6	-179,1	-138,1	86,1	-164,2	200,4	369,9	214,5
návrhová (max (6.10a; 6.10b))		281,6	-179,1	-140,0	91,0	-172,6	211,5	369,9	224,2
charakteristická - max		267,1	-186,2	-145,0	107,2	-181,6	203,3		
charakteristická - min		1,1	53,7	65,3	-128,6	35,8	35,3		
kvazistálá - max		143,6	-102,8	-96,6	82,1	-135,6	150,6		
kvazistálá - min		44,5	3,5	15,4	-96,6	-13,2	74,2		

4.2. Vyhodnocení vnitřních sil – pevné, liniové podepření

Sestavení kombinací je stejné jako v předchozí kapitole.

VNITŘNÍ SÍLY OD JEDNOTLIVÝCH ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

číslo ZS	veličina	M [kNm/m']						V [kN/m']	
	název stavu	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
1	vlastní tíha	14,0	-11,0	0,0	0,0	11,4	-13,7	18,3	18,8
2	ostatní stálé	71,5	-45,2	-18,5	-18,5	18,8	-9,1	92,7	20,7
3	zemní tlak	-12,0	-16,4	46,4	46,4	-23,6	-14,2	0,0	0,0
4	zemní tlak-přetížení zleva	-1,8	-4,2	18,5	18,5	-16,7	-2,1	0,0	-6,2
5	zemní tlak-přetížení zprava	-2,5	-3,9	1,8	1,8	7,3	-2,7	0,0	4,1
6	LM71	48,5	-30,8	-14,5	-14,5	5,8	3,9	77,3	0,0
7-13	boční ráz 1-7	15,6	-9,1	-3,4	-3,4	1,4	0,8	29,0	0,0
14	vítr na vlak	5,0	-3,3	-1,4	-1,4	0,6	0,4	9,2	0,0
15	rovnoměrné oteplení příčle	-10,9	-11,4	0,0	0,0	12,6	10,9		
16	rovnoměrné ochlazení příčle	10,9	11,4	0,0	0,0	-12,6	-10,9		
17	nerovnoměrné oteplení příčle	54,8	49,4	19,3	19,3	-6,9	-6,3		
18	nerovnoměrné ochlazení příčle	-48,7	-44,1	-17,2	-17,2	6,1	5,6		
19	nerovnoměrné oteplení stěn	-28,8	-33,6	-41,8	-41,8	-66,8	-62,3		
20	nerovnoměrné ochlazení stěn	28,8	33,6	41,8	41,8	66,8	62,3		
	17+19	26,0	15,9	-22,5	-22,5	-73,7	-68,6		
	17+20	83,6	83,0	61,1	61,1	59,9	56,0		
	18+19	-77,5	-77,7	-59,0	-59,0	-60,7	-56,7		

vnitřní síly od zatížení železniční dopravou jsou uvedeny včetně součinitele $\alpha=1,10$, bez dynamického součinitele
kladné momenty způsobují tah na vnitřní straně rámu

VNITŘNÍ SÍLY OD ZATÍŽENÍ ZMĚNOU TEPLoty

veličina	M [kNm/m']					
název stavu	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e
rovnoměrná teplota - max	10,9	-11,4	0	0	12,6	-10,9
rovnoměrná teplota - min	-10,9	11,4	0	0	-12,6	10,9
nerovnoměrná teplota - max	83,6	-77,7	-59,0	61,1	66,8	-68,6
nerovnoměrná teplota - min	-77,5	83,0	61,1	-59,0	-73,7	62,3

SLOŽKY PRO KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL

veličina	M [kNm/m']						V [kN/m']	
název stavu průřez	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
stálé - max	85,5	-72,6	-18,5	46,4	30,2	-37,0	111,0	39,4
stálé - min	73,5	-56,2	27,9	-18,5	6,7	-22,8	111,0	39,4
přetížení - max	0	-4,2	0	18,5	7,3	-2,7	0,0	4,1
přetížení - min	-2,5	0,0	18,5	0,0	-16,7	0,0	0,0	-6,2
gr12 včetně $\alpha=1,10$; $\phi=1,63$	94,6	-59,4	-27,1	0,0	10,8	7,1	155,1	0,0
vítr na vlak - max	5,0	-3,3	-1,4	0,0	0,6	0,0	9,2	0,0
vítr na vlak - min	0,0	0,0	0,0	-1,4	0,0	0,0	0,0	0,0
teplota - kombinace - max	87,5	-81,7	-59,0	61,1	71,2	-72,5		
teplota - kombinace - min	-81,4	87,0	61,1	-59,0	-78,1	66,1		

KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL PRO POSOUZENÍ PRŮŘEZU

veličina	M [kNm/m']						V [kN/m']	
název stavu průřez	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
návrhová (6.10a)	232,7	-176,7	-58,5	84,1	62,6	-53,1	343,6	58,0
návrhová (6.10b)	242,8	-180,4	-62,6	80,0	61,8	-46,4	366,1	51,2
návrhová (max (6.10a; 6.10b))	242,8	-180,4	-62,6	84,1	62,6	-53,1	366,1	58,0
charakteristická - max	237,6	-188,4	-82,4	101,6	91,6	-83,2		
charakteristická - min	-10,4	30,8	107,5	-78,9	-88,2	43,4		
kvazistálá - max	129,2	-113,4	-48,0	77,0	65,8	-73,2		
kvazistálá - min	32,8	-12,7	58,5	-48,0	-32,4	10,3		

4.3. Výsledné kombinace vnitřních sil pro posouzení

Z porovnání výsledků obou způsobů podepření je patrné, že největší vnitřní síly vychází na modelu s pružným celoplošným podepřením. Pouze pro moment v rámovém rohu (průřez b) je o nepatrný rozdíl rozhodující namáhání z modelu s pevným podepřením. V následující tabulce jsou uvedeny výsledné kombinace vnitřních sil použité pro posouzení.

VÝSLEDNÉ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL PRO POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

veličina	M [kNm/m']						V [kN/m']	
název stavu průřez	a	b	c (vnější)	c (vnitřní)	d	e	b1	d1
návrhová (max (6.10a; 6.10b))	281,6	-180,4	-140,0	91,0	-172,6	211,5	369,9	224,2
charakteristická	267,1	-188,4	-145,0	107,2	-181,6	203,3		
kvazistálá	143,6	-113,4	-96,6	82,1	-135,6	150,6		

5. Posouzení železobetonových průřezů

Posouzení je provedeno pro průřez jednotkové šířky 1 m. Posouzení je provedeno dle /6/ a /7/.

Pro návrh výztuže je zde rozhodující mezní stav použitelnosti a to konkrétně omezení šířky trhlin (z důvodu velkého stálého zatížení od nadnásypu konstrukce).

Materiálové charakteristiky společné pro všechny průřezy:

materiál

ocel 10 505 (R)

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\xi_{bal,1} = 0,617$$

$$\xi_{bal,2} = 0,379$$

beton C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

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

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

$$f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,00175 \text{ pom. přet. na mezi plasticity}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 0,0035 \text{ pom. přet. na mezi porušení}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,9$$

$$\alpha_{ct} = 1$$

$$f_{cd} = 18,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$$

5.1. Průřez a – příčel uprostřed rozpětí

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	281,6	267,1	143,6	kNm

průřez

výztuž

$$\begin{aligned}
 h &= 0,45 \text{ m} & \text{výška} & \phi = 25 \text{ mm} \\
 b &= 1,00 \text{ m} & \text{šířka} & \text{počet} = 6,67 \text{ ks} \\
 c &= 50 \text{ mm} & \text{krytí} & A_s = 3,27E-03 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &> A_{s,min} = 5,84E-04 \text{ m}^2 \\
 &< A_{s,max} = 1,80E-02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned}
 d &= 0,388 \text{ m} & \text{účinná výška} \\
 x &= 0,099 \text{ m} & \text{výška tlač. oblasti} \\
 \xi &= 0,255 & \text{poměrná výška tl.obl.} & < \xi_{max} = 0,62 \\
 z &= 0,348 \text{ m} & \text{rameno vnitřních sil} \\
 M_{Rd} &= 495,3 \text{ kNm} & > M_{ed} = 281,6 \text{ kNm} & \text{VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 267,1 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 & \text{pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)} \\
 x &= 0,1521 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 3,89E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 10,4 \text{ MPa} & < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} & \text{VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 242,2 \text{ MPa} & < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} & \text{VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 143,6 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 & \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\
 x &= 0,152 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 3,89E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 5,6 \text{ MPa} & < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} & \text{VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 130,2 \text{ MPa} \\
 w_k &= 0,12 \text{ mm} & < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} & \text{VYHOVUJE} \\
 s_{r,max} &= 299 \text{ mm} & k_1 &= 0,8 \\
 \rho_{p,eff} &= 3,30E-02 & k_2 &= 0,5 \\
 h_{c,eff} &= 0,099 & k_3 &= 3,4 \\
 k &= 0,4 & k_4 &= 0,425
 \end{aligned}$$

5.2. Průřez b – vetknutí příčle do stěny

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	180,4	188,4	113,4	kNm
Q_{ed}	369,9	-	-	kN

průřez

průřez		výztuž	
$h =$	0,42 m	výška $\phi =$	20 mm
$b =$	1,00 m	šířka počet =	6,67 ks
$c =$	50 mm	krytí $A_s =$	2,10E-03 m ²
		$> A_{s,min} = 5,35E-04$ m ²	
		$< A_{s,max} = 1,66E-02$ m ²	

mezni stav únosnosti ohyb

$d =$	0,355 m	účinná výška	
$x =$	0,063 m	výška tlač. oblasti	
$\xi =$	0,178	poměrná výška tl.obl.	$< \xi_{max} = 0,62$
$z =$	0,330 m	rameno vnitřních sil	
$M_{Rd} =$	300,4 kNm	$> M_{ed} =$	180,4 kNm VYHOVUJE

smyk

$b_t=b_w =$	1,00 m	šířka průřezu pro smyk	
$C_{Rd,c} =$	0,12		
$k =$	1,751		
$k_1 =$	0,15		
$A_{sl} =$	2,10E-03 m ²	plocha tahové výztuže, která zasahuje min. $l_{bd} + d$ směrem k podpoře	
$\rho_l =$	5,90E-03		
$v_{min} =$	0,444		
$V_{Rd,c} =$	194,4 kN	$< V_{ed} =$	369,9 kNm JE TŘEBA NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

svislá smyková výztuž

$\phi =$	10 mm	profil	
$n =$	3,33 ks	počet střihů	
$s =$	0,15 m	vzdálenost řad	
$\alpha =$	90 °	sklon smykové výztuže (od vodorovné)	
$\cot\theta =$	2,50	sklon tlakových diagonál	
$v_1 =$	0,528		
$V_{Rd,s} =$	624,8 kN	únosnost smykové výztuže	
$V_{Rd,max} =$	1080,5 kN	únosnost tlakové diagonály	
$V_{Rd,s} =$	624,8 kN	$> V_{ed} =$	369,9 kNm VYHOVUJE

mezni stav omezení napětí

$M_{ek} =$	188,4 kNm		
$\alpha_e =$	15,0	pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)	
$x =$	0,1212 m		
$I_{xi} =$	2,31E-03 m ⁴		
$\sigma_c =$	9,9 MPa	$< 0,6f_{ck} =$	18 MPa VYHOVUJE
$\sigma_s =$	285,8 MPa	$< 0,8f_{yk} =$	400 MPa VYHOVUJE

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 113,4 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 \text{ pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\
 x &= 0,121 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 2,31E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 5,9 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 172,0 \text{ MPa} \\
 w_k &= 0,17 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \text{ VYHOVUJE} \\
 s_{r,max} &= 329 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8 \\
 \rho_{p,eff} &= 2,14E-02 \quad k_2 = 0,5 \\
 h_{c,eff} &= 0,098 \quad k_3 = 3,4 \\
 k_t &= 0,4 \quad k_4 = 0,425
 \end{aligned}$$

5.3. Průřez c – stěna uprostřed výšky, vnější povrch

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	140	145	96,6	kNm

průřez

výztuž

$$\begin{aligned}
 h &= 0,50 \text{ m} \quad \text{výška} \quad \phi = 20 \text{ mm} \\
 b &= 1,00 \text{ m} \quad \text{šířka} \quad \text{počet} = 6,67 \text{ ks} \\
 c &= 50 \text{ mm} \quad \text{krytí} \quad A_s = 2,10E-03 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 6,64E-04 \text{ m}^2 \\
 & < A_{s,max} = 2,00E-02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned}
 d &= 0,440 \text{ m} \quad \text{účinná výška} \\
 x &= 0,063 \text{ m} \quad \text{výška tlač. oblasti} \\
 \xi &= 0,144 \quad \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{max} = 0,62 \\
 z &= 0,415 \text{ m} \quad \text{rameno vnitřních sil} \\
 M_{Rd} &= 377,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 140,0 \text{ kNm} \text{ VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 145 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 \text{ pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)} \\
 x &= 0,1378 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 3,74E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 5,3 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 175,6 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 96,6 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 \text{ pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\
 x &= 0,138 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 3,74E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 3,6 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 117,0 \text{ MPa} \\
 w_k &= 0,13 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \text{ VYHOVUJE} \\
 s_{r,max} &= 366 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8 \\
 \rho_{p,eff} &= 1,74E-02 \quad k_2 = 0,5 \\
 h_{c,eff} &= 0,121 \quad k_3 = 3,4 \\
 k_t &= 0,4 \quad k_4 = 0,425
 \end{aligned}$$

5.4. Průřez c – stěna uprostřed výšky – vnitřní povrch

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	91	107,2	82,1	kNm

průřez

výztuž

$$\begin{aligned}
 h &= 0,50 \text{ m} \quad \text{výška} \quad \phi = 16 \text{ mm} \\
 b &= 1,00 \text{ m} \quad \text{šířka} \quad \text{počet} = 6,67 \text{ ks} \\
 c &= 50 \text{ mm} \quad \text{krytí} \quad A_s = 1,34E-03 \text{ m}^2 > A_{s,min} = 6,67E-04 \text{ m}^2 \\
 & < A_{s,max} = 2,00E-02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned}
 d &= 0,442 \text{ m} \quad \text{účinná výška} \\
 x &= 0,040 \text{ m} \quad \text{výška tlač. oblasti} \\
 \xi &= 0,092 \quad \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{max} = 0,62 \\
 z &= 0,426 \text{ m} \quad \text{rameno vnitřních sil} \\
 M_{Rd} &= 248,3 \text{ kNm} > M_{ed} = 91,0 \text{ kNm} \text{ VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 107,2 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 \text{ pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)} \\
 x &= 0,1147 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 2,66E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 4,6 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 198,0 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned}
 M_{ek} &= 82,1 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 15,0 \text{ pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\
 x &= 0,115 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 2,66E-03 \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 3,5 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \text{ VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 151,6 \text{ MPa} \\
 w_k &= 0,20 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} \text{ VYHOVUJE} \\
 s_{r,max} &= 430 \text{ mm} \quad k_1 = 0,8 \\
 \rho_{p,eff} &= 1,04E-02 \quad k_2 = 0,5 \\
 h_{c,eff} &= 0,128 \quad k_3 = 3,4 \\
 k_t &= 0,4 \quad k_4 = 0,425
 \end{aligned}$$

5.5. Průřez d – vetknutí dolní desky do stěny

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris- tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	172,6	181,6	135,6	kNm
Q_{ed}	224,2	-	-	kN

průřez

výztuž

$$\begin{aligned}
 h &= 0,45 \text{ m} \quad \text{výška} \quad \phi = 20 \text{ mm} \\
 b &= 1,00 \text{ m} \quad \text{šířka} \quad \text{počet} = 6,67 \text{ ks} \\
 c &= 50 \text{ mm} \quad \text{krytí} \quad A_s = 2,10E-03 \text{ m}^2 \\
 &> A_{s,min} = 5,88E-04 \text{ m}^2 \\
 &< A_{s,max} = 1,80E-02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned}
 d &= 0,390 \text{ m} \quad \text{účinná výška} \\
 x &= 0,063 \text{ m} \quad \text{výška tlač. oblasti} \\
 \xi &= 0,162 \quad \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{max} = 0,62 \\
 z &= 0,365 \text{ m} \quad \text{rameno vnitřních sil} \\
 M_{Rd} &= 332,3 \text{ kNm} > M_{ed} = 172,6 \text{ kNm} \text{ VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

smyk

$$\begin{aligned}
 b_t=b_w &= 1,00 \text{ m} \quad \text{šířka průřezu pro smyk} \\
 C_{Rd,c} &= 0,12 \\
 k &= 1,716 \\
 k_1 &= 0,15 \\
 A_{sl} &= 2,10E-03 \text{ m}^2 \quad \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k podpoře} \\
 \rho_l &= 5,37E-03 \\
 V_{min} &= 0,431 \\
 V_{Rd,c} &= 202,9 \text{ kN} < V_{ed} = 224,2 \text{ kNm} \text{ JE TŘEBA NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ}
 \end{aligned}$$

svislá smyková výztuž

ϕ	=	10	mm	profil
n	=	3,33	ks	počet stříhů
s	=	0,3	m	vzdálenost řad
α	=	90	°	sklon smykové výztuže (od vodorovné)
$\cot\theta$	=	2,50		sklon tlakových diagonál
v_1	=	0,528		
$V_{Rd,s}$	=	345,6	kN	únosnost smykové výztuže
$V_{Rd,max}$	=	1195,2	kN	únosnost tlakové diagonály
$V_{Rd,s}$	=	345,6	kN	> V_{ed} = 224,2 kNm VYHOVUJE

mezní stav omezení napětí

M_{ek}	=	181,6	kNm	
α_e	=	15,0		pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)
x	=	0,1283	m	
I_{xi}	=	2,86E-03	m ⁴	
σ_c	=	8,2	MPa	< $0,6f_{ck}$ = 18 MPa VYHOVUJE
σ_s	=	249,6	MPa	< $0,8f_{yk}$ = 400 MPa VYHOVUJE

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

M_{ek}	=	135,6	kNm	
α_e	=	15,0		pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení
x	=	0,128	m	
I_{xi}	=	2,86E-03	m ⁴	
σ_c	=	6,1	MPa	< $0,45f_{ck}$ = 13,5 MPa VYHOVUJE
σ_s	=	186,4	MPa	
w_k	=	0,19	mm	< w_{lim} = 0,2 mm VYHOVUJE
$s_{r,max}$	=	344	mm	k_1 = 0,8
$\rho_{p,eff}$	=	1,95E-02		k_2 = 0,5
$h_{c,eff}$	=	0,107		k_3 = 3,4
k_t	=	0,4		k_4 = 0,425

5.6. Průřez e – dolní deska uprostřed rozpětí

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
$M_{e,d/k}$	211,5	203,3	150,6	kNm

průřez

h	=	0,45	m	výška	ϕ	=	25	mm
b	=	1,00	m	šířka	počet	=	6,67	ks
c	=	50	mm	krytí	A_s	=	3,27E-03	m ²
							>	$A_{s,min}$ = 5,84E-04 m ²
							<	$A_{s,max}$ = 1,80E-02 m ²

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned} d &= 0,388 \text{ m} && \text{účinná výška} \\ x &= 0,099 \text{ m} && \text{výška tlač. oblasti} \\ \xi &= 0,255 && \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{\max} = 0,62 \\ z &= 0,348 \text{ m} && \text{rameno vnitřních sil} \\ M_{Rd} &= 495,3 \text{ kNm} > M_{ed} = 211,5 \text{ kNm} && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned} M_{ek} &= 203,3 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 15,0 && \text{pracovní součinitel dle čl.6 ČSN 73 6214 (01/2014)} \\ x &= 0,1521 \text{ m} \\ I_{xi} &= 3,89E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 7,9 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \\ \sigma_s &= 184,4 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \end{aligned}$$

mezní stav šířky trhlin - přímý výpočet šířky trhliny

$$\begin{aligned} M_{ek} &= 150,6 \text{ kNm} \\ \alpha_e &= 15,0 && \text{pracovní součinitel pro dlouhodobé zatížení} \\ x &= 0,152 \text{ m} \\ I_{xi} &= 3,89E-03 \text{ m}^4 \\ \sigma_c &= 5,9 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} && \text{VYHOVUJE} \\ \sigma_s &= 136,6 \text{ MPa} \\ w_k &= 0,13 \text{ mm} < w_{lim} = 0,2 \text{ mm} && \text{VYHOVUJE} \\ s_{r,\max} &= 299 \text{ mm} && k_1 = 0,8 \\ \rho_{p,\text{eff}} &= 3,30E-02 && k_2 = 0,5 \\ h_{c,\text{eff}} &= 0,099 && k_3 = 3,4 \\ k_t &= 0,4 && k_4 = 0,425 \end{aligned}$$

6. Průhyb

Průhyb byl vypočten programem /a/.

Svislý průhyb je dle /1/ čl. A2.4.4.2.3 omezen hodnotou $w_{lim} = L / 600 = 5220 / 600 = 8,7 \text{ mm}$.

Svislý průhyb uprostřed rozpětí příčle rámu od svislého zatížení modelem LM-71, včetně klasifikačního součinitele $\alpha=1,10$

$$w = 0,3 \text{ mm}$$

$$w = 0,3 \text{ mm} < w_{lim} = 8,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

7. Výpočet zatížitelnosti

7.1. Mezní stav únosnosti

Výpočet zatížitelnosti byl proveden dle /10/.

$$Z_{LM71} = (R_d - \Sigma E_{rs,Ed}) / E_{LM71,Ed}$$

kde Z_{LM71} zatížitelnost
 R_d návrhová hodnota únosnosti průřezu
 $\Sigma E_{rs,Ed}$ návrhové, kombinační hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým zatížením železniční dopravy

$E_{LM71,Ed}$ návrhová hodnota účinků svislého zatížení železniční dopravou, reprezentovaného model LM-71 včetně dynamického součinitele

Jednotlivé vnitřní síly a únosnosti jsou převzaty z předchozích částí statického výpočtu. Výpočet zatížitelnosti pro rozhodující průřezy je proveden v následující tabulce.

VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI - MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

posudek	průřez	veličina	jednotka	R_d	$E_{rs,Ed}$	$E_{LM71,Ed}$	Z_{LM71}
ohybový moment v horní desce	a	M	kNm	495,3	161,8	108,9	3,06
ohybový moment v horním rohu	b	M	kNm	300,4	107,5	66,2	2,91
ohybový moment ve středu stěny	c	M	kNm	377,8	88,1	47,1	6,14
ohybový moment v dolním rohu	d	M	kNm	332,3	156,1	15,0	11,75
ohybový moment v dolní desce	e	M	kNm	495,3	155,6	50,9	6,68
smyk v horní desce	b1	V	kN	624,8	187,5	165,9	2,64
smyk v dolní desce	d1	V	kN	345,6	166,5	52,5	3,41

7.2. Mezní stav použitelnosti – omezení trhlin

Výpočet zatížitelnosti byl proveden dle /10/.

$$Z_{LM71} = (R_k - \Sigma E_{rs,Ek}) / E_{LM71,Ek}$$

kde Z_{LM71} zatížitelnost
 R_k hodnota zatížení, při které dojde k dosažení limitní hodnoty napětí v betonu nebo výztuži
 $\Sigma E_{rs,Ek}$ charakteristické, kombinační hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým zatížením železniční dopravou
 $E_{LM71,Ek}$ charakteristická hodnota účinků svislého zatížení železniční dopravou, reprezentovaného model LM-71 včetně dynamického součinitele

Jednotlivé vnitřní síly a únosnosti jsou převzaty z předchozích částí statického výpočtu. Výpočet zatížitelnosti pro rozhodující průřezy je proveden v následující tabulce.

VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI - MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI - OMEZENÍ NAPĚTÍ

posudek	průřez	veličina	jednotka	R_k	$E_{rs,k}$	$E_{LM71,k}$	Z_{LM71}
ohybový moment v horní desce	a	M	kNm	441,1	184,5	75,1	3,42
ohybový moment v horním rohu	b	M	kNm	263,7	138,1	45,7	2,75
ohybový moment ve středu stěny	c	M	kNm	330,3	109,2	32,5	6,80
ohybový moment v dolním rohu	d	M	kNm	291,1	170,2	10,3	11,68
ohybový moment v dolní desce	e	M	kNm	441,1	164,7	35,1	7,88

7.3. Výsledná zatížitelnost

Výsledná zatížitelnost mostu:

$$Z_{LM71} = 2,64$$

8. Závěr

Statický výpočet prokázal, že nosná konstrukce mostu je navržena bezpečně a hospodárně.

9. Tabulka zatížitelnosti

Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 0331 Havlovice - Tachov DÚ: 38 km:

7	2	5	5	9
---	---	---	---	---

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilř, poř. číslo 1, pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: deskostěnový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	194 [m]	194 [m]	194 [m]
převýšení koleje	95 [mm]	95 [mm]	95 [mm]
excentricita osy koleje	32 [m]	-4 [m]	19 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = \dots\dots\dots^5$, zbytková životnost: $\dots\dots\dots$ let

Popis použitých úlev 6 :

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

- nejsou

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu / /

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Přepočet je proveden pro novou nosnou konstrukci

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,L,M71,E1}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E2}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Horní deska	Vetknutí do stěny	Ohybový moment únosnost	1,0	-	-	1,63	5,25	1,45	-	30	2,91	-	-
2	Horní deska	Vetknutí do stěny	Ohybový moment použitelnost	1,0	-	-	1,63	5,25	1,00	-	30	2,75	-	-
3	Horní deska	Vetknutí do stěny	Posouvající síla	1,0	-	-	1,63	5,25	1,45	-	30	2,64	-	-

Dne: 23 / 05 / 2023, zatížitelnost určil:

Ing. D. Novotný