




			ČÍSLO SOUPRAVY:
		PO PŘIPOMÍNKOVÉM ŘÍZENÍ	
REVIZE Č.	DATUM	ZMĚNA	


EXPROJEKT s.r.o.
Heršpická 758/13
619 00 Brno

tel. : +420 533 312 000
E-mail: info@exprojekt.cz
ID: dh84e85

OBJEDNATEL:		 Správa železnic, státní organizace Stavební správa východ, Nerudova 1, 779 00 Olomouc	
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU		ODPOVĚDNÝ PROJ. PS, SO	VYPRACOVAL
Ing. David Rose <i>Rose</i>		Ing. Denis Ujházy <i>Ujházy</i>	Ing. Denis Ujházy <i>Ujházy</i>
Ing. Radek Šíp			KONTROLOVAL
			Ing. Martin Chaloupka <i>Chaloupka</i>
KRAJ: Jihomoravský		POVĚŘENÝ MÚ: ÚMČ Brno-Židenice/ KÚ Brno-město	
Rekonstrukce mostů přes ulici Šámalova v Brně SO 01-19-01 Most ev. km 157,430		STUPEŇ: DUSP + PDPS	
		ZAK. ČÍSLO 2020-161	
		MĚŘITKO 1:50015	POČET FORMÁTŮ 54 x A4
Statický výpočet NK1 a NK2		DATUM: 05/2021	
		ČÁST DOKUM. D2.1.5.1	PŘÍLOHA 13

Rekonstrukce mostů přes ulici Šámalova v Brně

SO 01-19-01 Most v ev. km 157,430

Statický výpočet

OBSAH:

1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	3
1.1	Identifikační údaje	3
1.2	Základní údaje o mostním objektu	4
2	ÚVOD, OKRAJOVÉ PODMÍNKY A POUŽITÉ VÝPOČETNÍ MODELY	5
2.1	Úvod	5
2.2	Podklady	5
2.3	Použitá literatura	5
2.4	Základní údaje o materiálu konstrukce	5
2.5	Popis konstrukce	5
2.6	Výpočetní modely	6
2.7	Okrajové podmínky	6
3	ZATÍŽENÍ A KOMBINACE ZATÍŽENÍ	8
3.1	Úvod ke stanovení zatížení	8
3.2	Výpočet zatížení	8
3.3	Kombinace zatížení	13
4	POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	14
4.1	VÝZTUŽ	14
4.2	Posouzení na MSÚ	14
4.3	Posouzení na MSP	18
4.4	kontrola reakcí	21
5	POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY	22
5.1	Opěra	22
5.2	ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO	29
5.3	Ozub	35
5.4	Výztuž na smršťování	36
5.5	Pilota	38
5.6	SVAHOVÁ křídla	46
5.7	Přechodová zídka	49
6	ZÁVĚRY VÝPOČTU	52
7	PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI	53
8	TABULKA ZATÍŽITELNOSTI PRVKŮ	54

1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Stavba:	Rekonstrukce mostů přes ulici Šámalova v Brně
Objekt:	SO 01-19-01 Most ev. km 157,430
Objednatel:	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7 10 00 Praha 1 – Nové Město zastoupena organizační jednotkou: Správa železnic, státní organizace Stavební správa východ, Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc
Správce mostního objektu:	Správa mostů a tunelů Oblastní ředitelství Brno Kounicova 26, 611 43 Brno
Vypracoval:	Ing. Denis Ujházy EXprojekt s.r.o., Heršpická 758/13, 619 00 Brno
Odpovědný projektant:	Ing. Martin Chaloupka, autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce, ČKAIT 1006556, EXprojekt s.r.o., Heršpická 758/13, 619 00, Brno
Kraj:	Jihomoravský
Obec:	Brno [582786]
Katastrální území:	Židenice [611115]
Trať:	260 Brno – Česká Třebová
Traťový úsek:	2002 Brno – Česká Třebová
Definiční úsek:	02 Brno hl.n. - Odb Brno-Židenice z
Staničení:	Evidenční km 157,430
Poloha mostu:	Širá trať (staniční obvod zde bude až po rekonstrukci železniční stanice Brno-Židenice, v rámci stavby Modernizace žst. Brno - Židenice)
Překonávané překážky:	Most překonává místní komunikaci III. třídy

1.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTNÍM OBJEKTU

Základní údaje o objektu se vztahují k nově navrženému řešení přemostění. Stávající stav není předmětem statického výpočtu.

Druh nosné konstrukce:	Nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky
Spodní stavba:	Železobetonové opěry s hlubinným založením na vrtaných pilotách 2 x Železobetonové, oddílatované, rovnoběžná přechodové zídky založené na miktopilotách. 2 x železobetonová, oddílatovaná, svahová křídla s plošným založením
Počet mostních otvorů:	1
Počet nosných konstrukcí	2
Délka přemostění:	15,6 m
Délka mostu:	17,60 m
Délka NK:	17,60 m
Rozpětí nosné konstrukce:	16,58 m
Stavební výška:	1,754 m
Volná výška pod mostem:	3,95 m
Železniční svršek na mostě:	S 49E1 na betonových pražcích
Způsob uložení koleje:	Kolejové lože
Světlost kolmá:	15,6 m
Světlost šikmá:	-
Šikmost mostu:	90°
Úhel křížení s přemostěvanou překážkou:	90°
Šířka mostu:	$5,93 + 5,59 = 11,54$ m
Počet kolejí:	2
Směrové poměry tratě:	714 m (kolej 1) a 744 m (kolej 2)
Traťová třída	D4/85

2 ÚVOD, OKRAJOVÉ PODMÍNKY A POUŽITÉ VÝPOČETNÍ MODEL Y

2.1 ÚVOD

Nová nosná konstrukce bude tvořena železobetonovou deskovou konstrukcí se zabetonovanými ocelovými nosníky o tloušťce 910 - 1000 mm, uložené na spodní stavbu na ozub. Spodní stavba, přechodové zídky a křídla budou železobetonové, opěry budou založeny na vrtaných pilotách. Přechodové zídky budou založeny na mikropilotách.

Předmětem tohoto výpočtu je posouzení nosné konstrukce, opěr, křídel a přechodových zídek.

2.2 PODKLADY

- Zadávací dokumentace na zpracování projektu
- Geodetické zaměření
- Nákrešný přehled
- Příslušné normy a předpisy

2.3 POUŽITÁ LITERATURA

- ČSN EN 1990 ed.2 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-4 ed.2 Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Zatížení větrem
- ČSN EN 1991-2 ed.2 Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Ocelové mosty
- ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- S 30135/2015- 13 Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů
- MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky

2.4 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MATERIÁLU KONSTRUKCE

Nosná konstrukce, spodní stavba a křídla budou vyrobeny z betonu třídy C 30/37, ocelové nosníky budou typu HEM 700 z oceli S 355. Betonářská výztuž bude žebírková třídy B500B, různých průměrů dle projektové dokumentace. V rámci přípravy stavby zhotovitelem je možné v případě potřeb nosníky HEM zaměnit za svařované průřezy ekvivalentních vlastností, a to po konzultaci s projektantem v rámci autorského dozoru stavby.

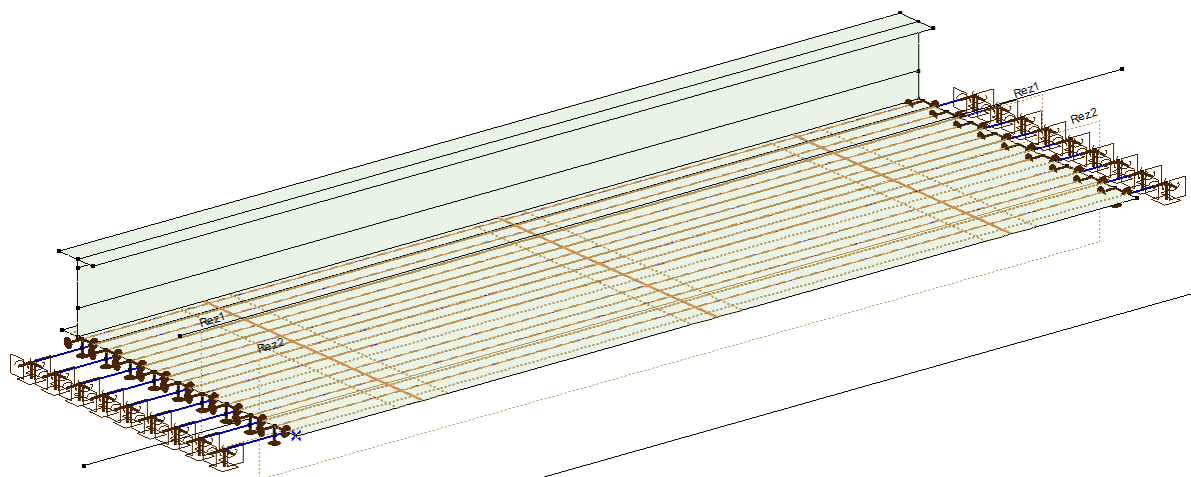
2.5 POPIS KONSTRUKCE

Nosná konstrukce bude tvořena železobetonovou deskou se zabetonovanými nosníky tl. 910 - 1000 mm, uložené na spodní stavbu na ozub. Pro každou kolej bude zvlášť nosná konstrukce, jež od sebe budou odděleny podélnou dilatační spárou. Rozpětí mostu je 16,58 m, šířka nosné konstrukce pod koleji č.1 je 5,93 m a pod koleji č.2 je 5,59 m. Svršek na mostě bude uložen v kolejovém loži, vymezeném římsami umístěnými na krajích nosných konstrukcí. Spodní stavba nebude pro obě konstrukce společná, jednotlivé opěry budou od sebe oddílatovány. Jedná se o železobetonové opěry, založené na vrtaných pilotách. Křídla zavěšená jsou navrženy tloušťky 700 mm. Křídla svahová budou železobetonová, oddílatovaná, tl. 350 mm. Přechodové zídky budou železobetonové, oddílatované, založené na mikropilotách

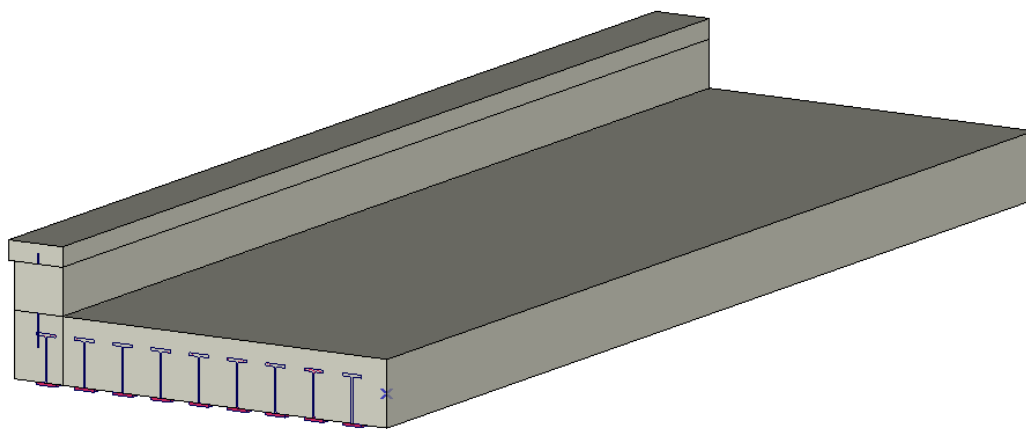
2.6 VÝPOČETNÍ MODEL

2.6.1 NOSNÁ KONSTRUKCE

Pro výpočet účinků na nosnou konstrukci je vytvořen model v programu AxisVM. Jedná se o deskostěnový 3D model desky, vyztužený žebry v místě ocelových nosníků. Podepření je vymodelováno v místě ocelových nosníků jako pevné na straně opěry O 01 a pevné na straně opěry O 02. Římsa je vymodelována též pomocí deskostěny.



3D deskostěnový model s vloženými ocelovými žebry model



3D renderovaný model

2.6.2 SPODNÍ STAVBA

Dřík opěry je počítán pomocí programu IDEA StatiCa. Je posuzován běžný metr konstrukce. Opěra není posuzována na překlopení a posunutí v základové spáře z důvodu hlubinného založení na vrtaných pilotách.

2.7 OKRAJOVÉ PODMÍNKY

Zatížení je zadáno v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2 a ČSN EN 1991-1-4. Dle MVL 511 jsou pro NK uvažována tato zatížení:

- Stálá zatížení – zanedbány účinky smršťování a dotvarování

- Svislá zatížení železniční dopravou včetně dynamických účinků
- Odstředivé síly
- Boční rázy
- Rozjezdové a brzdné síly – pro návrh NK se neuvažují, uvažují se pouze pro návrh spodní stavby
- Teplotní rozdíl mezi kolejí a nosnou konstrukcí – pro návrh NK se neuvažuje, uvažují se pouze pro návrh spodní stavby
- Vítr – uvažují se pouze svislé účinky zatížení větrem na vozidla
- Teplota – zanedbány účinky rovnoměrné složky teploty i účinky nerovnoměrné lineární složky teploty

3 ZATÍŽENÍ A KOMBINACE ZATÍŽENÍ

3.1 ÚVOD KE STANOVENÍ ZATÍŽENÍ

Konstrukce je posouzena na účinky zatížení dle ČSN EN 1991-1-1, ČSN EN 1991-1-4 ed.2, ČSN EN 1991-2 ed.2 a ČSN EN 1990 ed.2. s ohledem na MVL 511. Pro výpočet zatížitelnosti jsou veškerá zatížení upravena dle S 30135/2015- 13 Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

3.2 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

3.2.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Vlastní tíha

- Vlastní tíha je generována softwarem jak v případě nosné konstrukce, tak v případě spodní stavby.
- Součinitel zatížení $\gamma_{g0} = 1,35$.

Železniční svršek

- Tíha jedné kolejnice $g = 0,6 \text{ kN/m}$
- Tíha betonových pražců včetně upevnění $g = 4,8 \text{ kN/m}$
- Součinitel zatížení $\gamma_{g0} = 1,35$

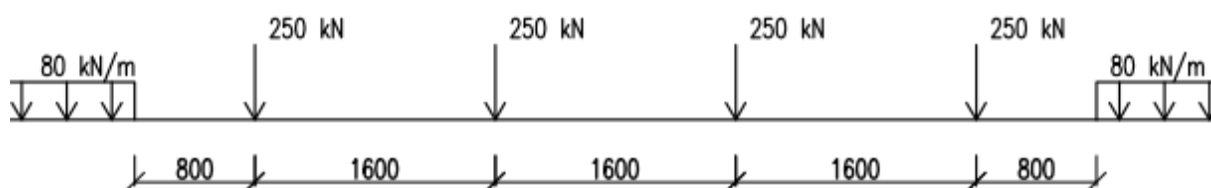
3.2.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

LM71

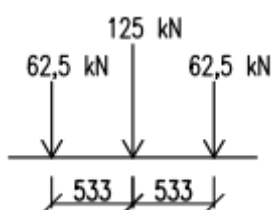
Zatížení je uvažováno dle normy ČSN EN 1991-2 LM71. Klasifikační součinitel pro posouzení $\alpha = 1,21$, pro výpočet zatížitelnosti je pak $\alpha = 1,00$ dle směrnice S 30135/2015- 13 Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

Nápravové zatížení je podélně rozneseno na tři bodové podpěry, následně je roznášeno kolejovým ložem v poměru 4:1 a dále betonovou deskou pod úhlem 45° .

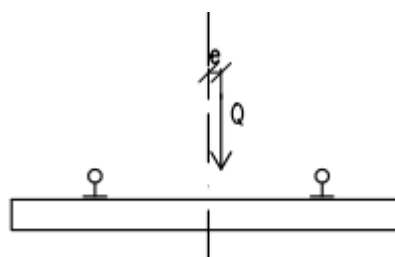
Hodnoty zatížení jsou zadány s vlivem excentricity dopravního zatížení. Excentricita od odstředivých sil je popsána níže. Zatížení je zadáno tak, aby vyvolalo maximální účinek na začátku konstrukce, ve čtvrtině, polovině, třech čtvrtinách a na konci konstrukce.



Model zatížení LM71



Roznos zatížením na tři bodové podpěry



Vliv excentricity dopravního zatížení

Dynamický součinitel

Dynamický součinitel je uvažován pro standardně udržovanou kolej, Φ_3 pro posouzení MSÚ a Φ_2 pro posouzení MSP.

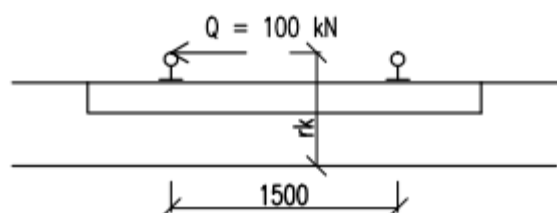
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{17,6 - 0,2}} + 0,73 = 1,29$$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{17,6 - 0,2}} + 0,82 = 1,19$$

Boční ráz

Osamělá síla $Q = 100$ kN, která působí vodorovně v úrovni temene kolejnice.

Účinky bočního rázu jsou opět podélně rozneseny na 3 bodové podpěry a zadány v souladu se zatížením LM71. Svislá složka je vyvolaná excentricitou r_k , což je vzdálenost působící síly a povrchu desky.

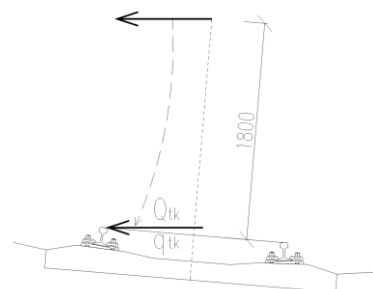


Působení bočního rázu

Odstředivé síly

Odstředivé síly jsou zadávány v souladu se zatížením LM71. Vzorec pro výpočet vodorovné síly je:

$$q_{tk} = \frac{v^2}{127 \cdot r} \cdot f \cdot q_{LM71} = \frac{85^2}{127 \cdot 714} \cdot 1,0 \cdot q_{LM71}$$



Rozjezdové a brzdné síly

Rozjezdové a brzdné síly jsou uvažovány pouze pro návrh spodní stavby a to jak ve směru staničení, tak proti směru. Rozjezdové a brzdné síly jsou uvažovány v různých kombinacích působení na jedné a dvou kolejích v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2 článek 6.5.3 odstavec (9).

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$$

Kombinovaná odezva bezstykové kolej – most

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje je uvažována opět pouze pro návrh spodní stavby a je počítána pomocí zjednodušené výpočetní metody.

Brzdné a rozjezdové síly

Redukční součinitel rozjezdových a brzdných sil dle tab. 6.9 $\xi = 0,60$

$$q_{lak} = 0,6 \cdot 33 = \mathbf{19,8 \text{ kN/m}}$$

$$q_{lbk} = 0,6 \cdot 20 = \mathbf{12,0 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{lak} = q_{lak} \cdot L = 19,8 \cdot 17,6 = \mathbf{348,5 \text{ kN}}$$

$$Q_{lbk} = q_{lbk} \cdot L = 12,0 \cdot 17,6 = \mathbf{211,2 \text{ kN}}$$

Kombinační součinitel pro zatížení od brzdných a rozjezdových sil při kombinované odezvě je $\gamma_Q = 1,45$ a $\psi_0 = 0,8$

Teplotní změny

$$F_{Tk} = \pm 0,6 \cdot k \cdot L_T = \pm 0,6 \cdot 20 \cdot 17,6 = \mathbf{211,2 \text{ kN}}$$

Kombinační součinitel pro zatížení od teploty při kombinované odezvě je $\gamma_Q = 1,0$ a $\psi_0 = 1,0$

Deformace konstrukce

$$F_{Qk} = \pm 20 \cdot L = \pm 20 \cdot 17,6 = \mathbf{352 \text{ kN}}$$

Kombinační součinitel pro zatížení od deformace konstrukce při kombinované odezvě je $\gamma_Q = 1,45$ a $\psi_0 = 0,8$

Celkové účinky kombinované odezvy:

$$Q_l = Q_{lak} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot \alpha + F_{Tk} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 + F_{Qk} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot \alpha = 348,5 \cdot 1,45 \cdot 0,8 \cdot 1,21 + 211,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 352 \cdot 1,45 \cdot 0,8 \cdot 1,21$$

$$Q_l = \mathbf{1192 \text{ kN}}$$

Zatížení větrem

Výpočet jednotlivých parametrů:

Vstupní hodnoty:

Větrová oblast:	II
Základní rychlost větru:	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Součinitel směru větru:	$c_{dir} = 1,0$
Součinitel ročního období	$c_{season} = 1,0$
Součinitel ortografie:	$C_o(z) = 1,0$
Kategorie terénu:	II
Parametr drsnosti terénu:	$z_o = 0,05 \text{ m}$
Minimální výška:	$z_{min} = 2,0 \text{ m}$
Maximální výška:	$z_{max} = 200 \text{ m}$
Výška nad zemí:	$z = 8,0 \text{ m}$
Součinitel turbulence:	$k_I = 1,0$
Měrná hmotnost vzduchu:	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Šířka:	$b = 6,23 \text{ m}$
Výška:	$d_{tot} = 5,72 \text{ m}$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m/s}$$

Střední rychlost větru:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{8}{0,05} \right) = 0,964$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,964 \cdot 1,0 \cdot 25 = 24,1 \text{ m/s}$$

Intenzita turbulence větru:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln \left(\frac{8}{0,05} \right)} = 0,197$$

Základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

Maximální dynamický tlak:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = [1 + 7 \cdot 0,197] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 24,1^2 = 864 \text{ N/m}^2$$

Součinitel expozice:

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{864}{391} = 2,21$$

Součinitel síly pro mosty:

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{6,23}{5,72} = 1,09 \rightarrow c_{fx,0} = 2,26$$

Součinitel zatížení větrem:

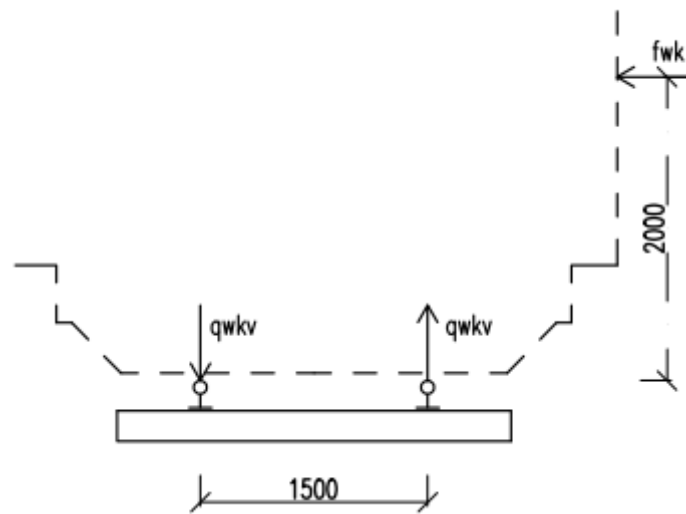
$$C = c_e \cdot c_{fx,0} = 2,21 \cdot 2,26 = 4,99$$

Vítr působící na vozidla

Zatížení je zadáno dle rozmístění zatížení dopravou.

$$f_{w,k} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 \cdot 4,99 \cdot 1,0 = \mathbf{1,96 \text{ kN/m}^2}$$

Toto spojitě vodorovné zatížení působí ve výšce 2,0 m nad temenem kolejnice a na nosnou konstrukci působí ve směru vodorovném i ve směru svislém. Svislá složka je vyvolaná excentricitou r_k , což je vzdálenost působící síly a povrchu desky.



Působení větru na vozidlo a roznos zatížení

3.3 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace 6.10b:

Byly prověřeny kombinace zatížení 6.10a a 6.10b. Rozhodující kombinace v posudcích je 6.10b.

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_G G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Součinitele zatížení použité v kombinacích:

Stálá zatížení	γ_G	1,35
Proměnná zatížení		
LM71	γ_{LM71}	1,45
Boční ráz	γ_{BR}	1,45
Zatížení větrem	γ_W	1,50
Rozjezdové a brzdné síly	γ_{ROZ}	1,45

Charakteristická kombinace zatížení:

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

Kvazistálá kombinace zatížení:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Součinitele ψ_0 a ψ_2 použité v kombinacích:

	ψ_0	ψ_2
LM71	0,80	0,00
Boční ráz	1,00	0,00
Zatížení větrem	0,75	0,00
Rozjezdové a brzdné síly	0,80	0,00

4 POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

4.1 VÝZTUŽ

Pro výztuž je použita ocel třídy B500 B. Jmenovité krytí výztuže $c_{nom} = 55$ mm, minimální krytí $c_{min} = 45$ mm.

Navržená výztuž:

Horní podélná výztuž: $\varnothing 12/150$; $A_{st} = 754$ mm²/m

Dolní podélná výztuž: $\varnothing 12/150$; $A_{st} = 754$ mm²/m

Horní příčná výztuž: $\varnothing 16/150$; $A_{st} = 1340$ mm²/m

Dolní příčná výztuž: $\varnothing 16/150$; $A_{st} = 1340$ mm²/m

4.2 POSOUZENÍ NA MSÚ

4.2.1 OHYBOVÁ ÚNOSNOST DESKY V PODÉLNÉM SMĚRU

Na modelu jsou vytvořeny v místě žeber (ocelových nosníků) virtuální nosníky, kde jsou vyhledány tyto extrémní vnitřní síly:

- max M_y a k tomu příslušná N
- max N a k tomu příslušný M_y
- min N a k tomu příslušný M_y

Náhradní virtuální nosník se skládá z betonu, ocelového profilu, dolní podélná výztuž a horní podélná výztuž.

Max M_y + příslušná N

$N = 397$ kN

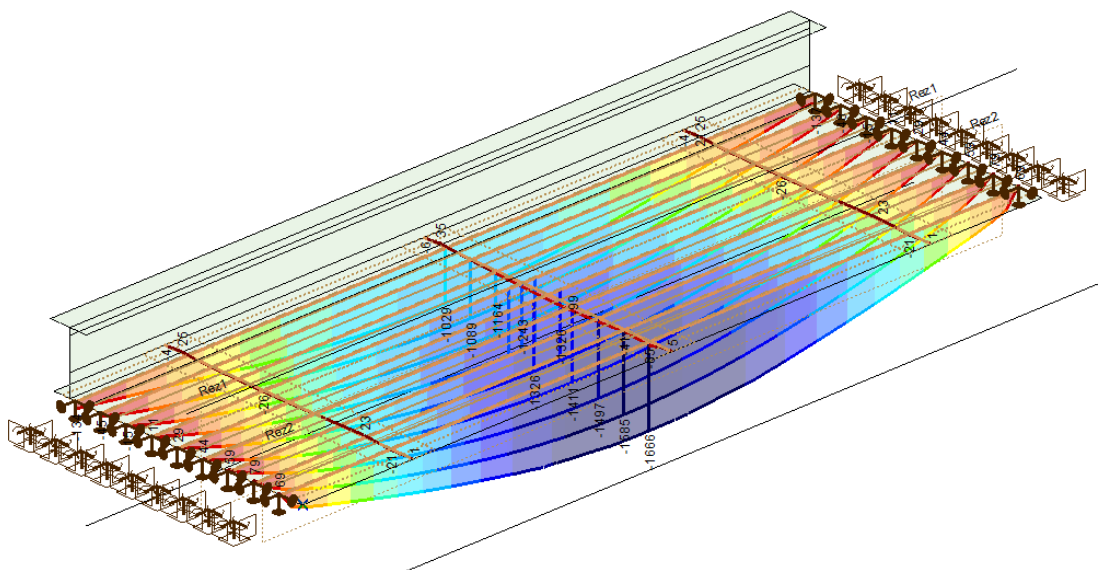
$M_{y,Ed} = 1666$ kNm

$M_{y,Rd} = 4969$ kNm

Č. nosníku: 10

Poloha řezu: 8,29 m

$M_{y,Ed} = 1666$ kNm < $M_{y,Rd} = 4969$ kNm => Vyhovuje.

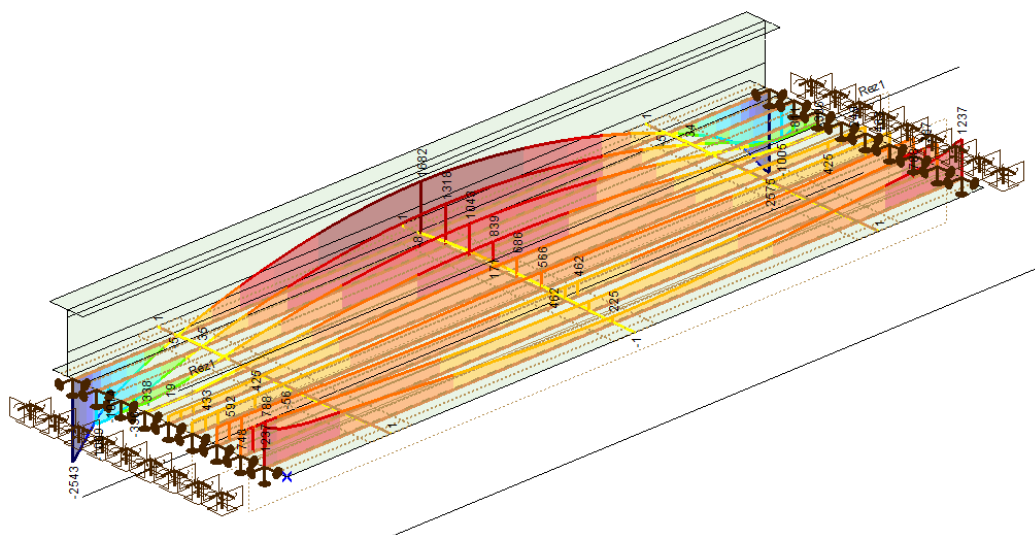


Max N + příslušný M_y

$$N = 1682 \text{ kN}$$
$$M_{y,Ed} = 1067 \text{ kNm}$$
$$M_{y,Rd} = 4822 \text{ kNm}$$

Č. nosníku: 1

Poloha řezu: 8,29 m

$$M_{y,Ed} = 1067 \text{ kNm} < M_{y,Rd} = 4822 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$


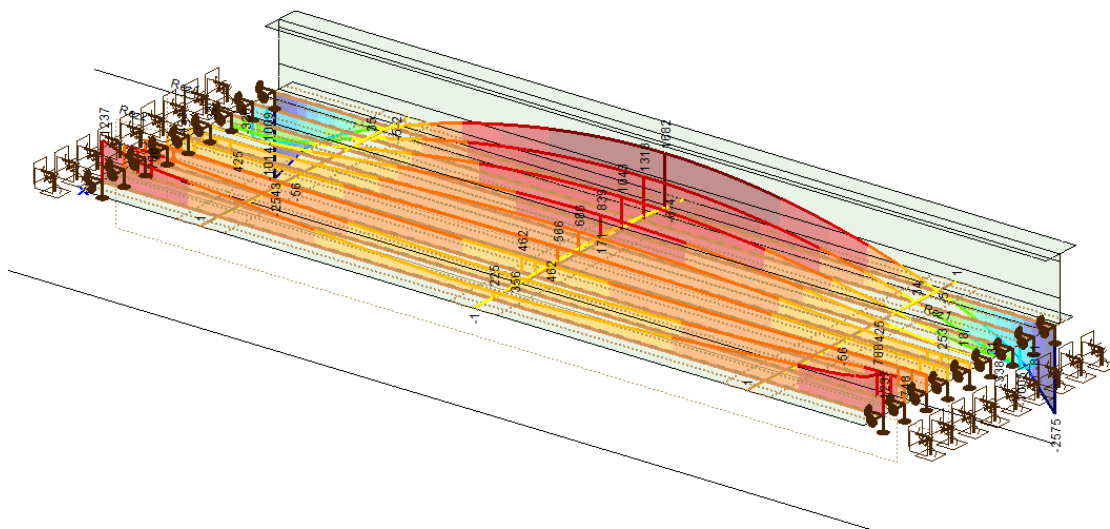
Min N + příslušný M_y

$$N = -2575 \text{ kN}$$
$$M_{y,Ed} = 157 \text{ kNm}$$
$$M_{y,Rd} = 5179 \text{ kNm}$$

Č. nosníku: 1

Poloha řezu: 16,58 m

$$M_{y,Ed} = 147 \text{ kNm} < M_{y,Rd} = 5179 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$



Zatížitelnost

Zatížitelnost byla určena iteračním způsobem: $Z_{LM71} = >3$.

4.2.2 SMYKOVÁ ÚNOSNOST NOSNÍKŮ

Uvažuje se, že smykové namáhání nosníku musí přenést stojina nosníku. Z toho plyne smyková únosnost.

Tloušťka stojiny: 21 mm

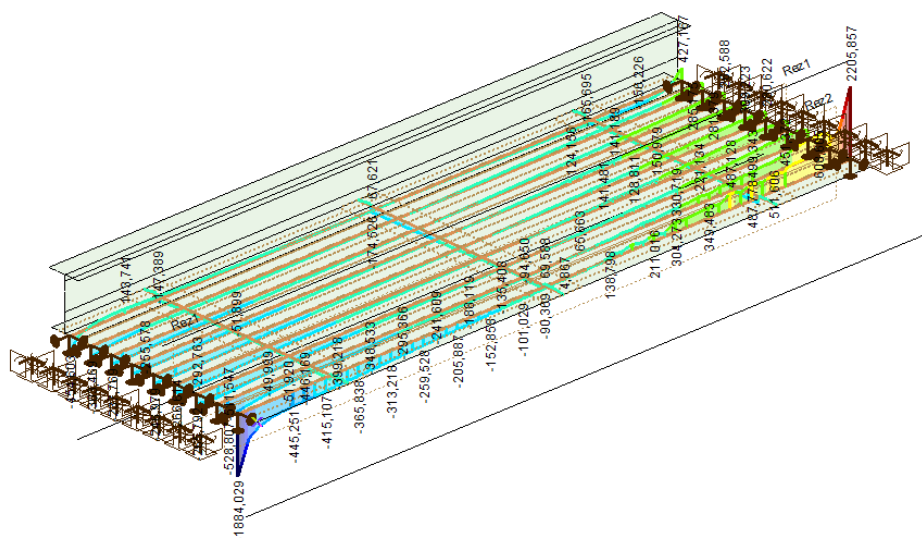
Výška průřezu: 716 mm

Max Vz: 2206 kN

Č. nosníku: 9

Poloha řezu: 0,00 m

$$V_{Ed} = 2206 \text{ kN} < V_{Rd,pl} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,015 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1} \cdot 10^{-3} = 3082 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$



Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{R_d - E_{rs,Ed}}{E_{LM71}} = \frac{3082 - 828,2}{1138,6} = 1,98$$

4.2.3 OHYBOVÁ ÚNOSNOST DESKY V PŘÍČNÉM SMĚRU

Na modelu jsou vytvořeny příčné virtuální nosníky, kde jsou vyhledány tyto extrémy vnitřních sil:

- max M_y a k tomu příslušná N
- max N a k tomu příslušný M_y
- min N a k tomu příslušný M_y

K normálovým silám jsou v tomto případě přičteny tahové síly, které vznikají při uvažování příhradové analogie z posouvajících sil V (bez ohledu na znaménko).

Náhradní virtuální nosník je tvořen betonem, dolní příčnou výztuží a horní příčnou výztuží.

Max M_y + příslušná N

$N = 258$ kN

$M_{y,Ed} = 203$ kNm

$M_{y,Rd} = 385$ kNm

Č. nosníku: 2

Poloha řezu: 2,90 m

$M_{y,Ed} = 203$ kNm < $M_{y,Rd} = 385$ kNm => Vyhovuje.

Max N + příslušný M_y

$N = 329$ kN

$M_{y,Ed} = 128$ kNm

$M_{y,Rd} = 354$ kNm

Č. nosníku: 2

Poloha řezu: 1,70 m

$M_{y,Ed} = 128$ kNm < $M_{y,Rd} = 354$ kNm => Vyhovuje.

Min N + příslušný M_y

$N = -45$ kN

$M_{y,Ed} = 65$ kNm

$M_{y,Rd} = 514$ kNm

Č. nosníku: 1

Poloha řezu: 3,50 m

$M_{y,Ed} = 65$ kNm < $M_{y,Rd} = 514$ kNm => Vyhovuje.

Zatížitelnost

Zatížitelnost byla určena iteračním způsobem: $Z_{LM71} = 2,63$.

4.2.4 ÚNOSNOST ZTRACENÉHO BEDNĚNÍ

Cementotřískové desky

Výška vrstvy betonu: 0,976 m

Objemová tíha čerstvého betonu: 25 kN/m³

Součinitel zatížení čerstvého betonu: 1,35

Pevnost bednění v tahu za ohybu: 9 MPa

Tloušťka bednění: 24 mm

Rozpětí bednění: 400 mm

$$g_d = \gamma_g \cdot h \cdot \rho_{bet} = 1,35 \cdot 0,976 \cdot 25 = 32,9 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot g_d \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 32,9 \cdot 0,40^2 = 0,66 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = f_{fw} \cdot W_{el} = 9 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 0,024^2 \cdot 10^{-6} = 0,86 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} = 0,66 \text{ kNm} < M_{Rd} = 0,86 \text{ kNm} \Rightarrow$ Vyhovuje.

4.3 POSOUZENÍ NA MSP

4.3.1 OVĚŘENÍ PLATNOSTI DYNAMICKÉHO SOUČiniteLE

Limity vlastní frekvence:

Horní mez:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 94,76 \cdot 16,58^{-0,748} = 11,6 \text{ Hz}$$

Dolní mez:

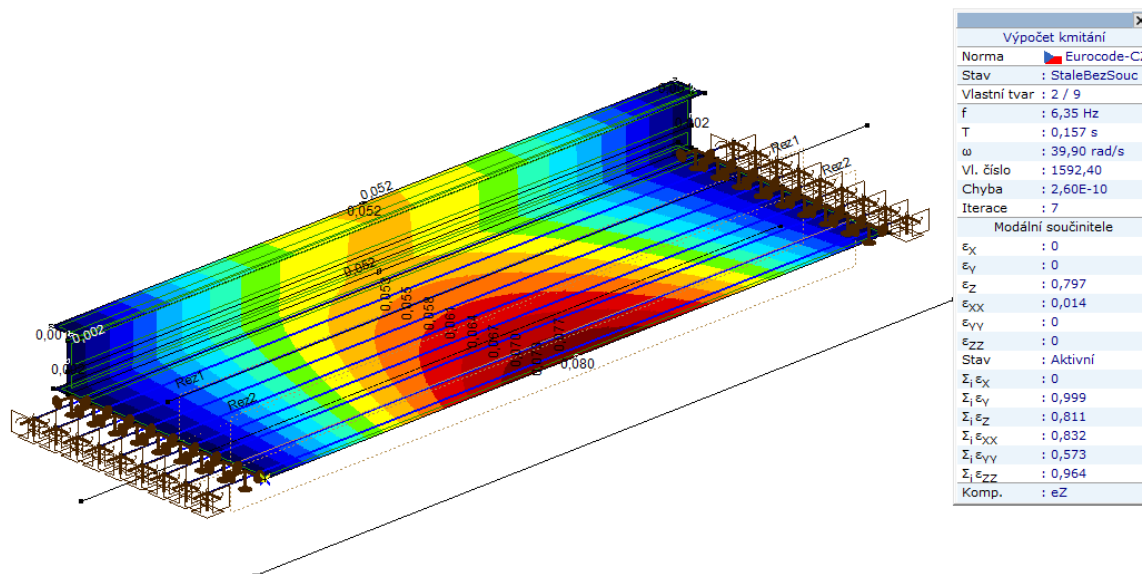
$$n_0 = \frac{80}{L} = \frac{80}{16,58} = 4,83 \text{ Hz}$$

Vlastní frekvence mostu:

$$n_0 = 6,4 \text{ Hz}$$

Ověření:

$4,83 \text{ Hz} < 6,4 \text{ Hz} < 11,6 \text{ Hz} \Rightarrow$ Vyhovuje.



4.3.2 ZKROUCENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Uvažuje se charakteristické zatížení klasifikovaného LM71 včetně dynamických účinků a odstředivých sil. Je posouzeno maximální zkroucení t při rozchodu koleje $s = 1,435$ m, měřené na délce 3,0 m, pro rychlost 160 km/h.

$$t_{max} = 1,01 \text{ mm} < t_{lim} = 4,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

4.3.3 SVISLÁ PŘETVOŘENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Svislá deformace hlavní nosné konstrukce:

Uvažuje se charakteristické zatížení klasifikovaného LM71 bez dynamického součinitele.

Svislá deformace:

$$u_z = 7,8 \text{ mm} < u_{z,lim} = \frac{L}{600} = \frac{16,58}{600} = 27,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Posouzení nutnosti nadvýšení konstrukce:

Uvažuje se stálé zatížení + 25% klasifikovaného zatížení LM71

$$u_{z,g} = 8,1 \text{ mm}$$

$$u_{z,LM71,0,25} = 2,3 \text{ mm}$$

$$u_{z,celk} = 10,5 \text{ mm} < u_{z,lim} = 20,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Zatížitelnost:

$$Z_{LM71} = \frac{u_{z,lim} - u_{z,rs}}{u_{z,LM71}} = \frac{27,6 - 8,1}{7,7} = 2,54$$

Deformace koncového průřezu:

Uvažuje se charakteristické zatížení klasifikovaného LM71 včetně dynamického součinitele.

Pootočení podpěr:

Začátek mostu:

$$\theta_{poc} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < \theta_{lim} = 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Konec mostu:

$$\theta_{kon} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < \theta_{lim} = 6,5 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Vodorovný posun konce podélné konzoly:

Začátek mostu:

$$\delta_{poc} = 0,0 \text{ mm} < \delta_{lim} = 10,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Konec mostu:

$$\delta_{kon} = 0,0 \text{ mm} < \delta_{lim} = 10,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Svislý posun konce podélné konzoly:

Začátek mostu:

$$\delta_{poc} = 0,0 \text{ mm} < \delta_{lim} = 3,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

Konec mostu:

$$\delta_{kon} = 0,0 \text{ mm} < \delta_{lim} = 3,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

4.3.4 PŘÍČNÁ PŘETVOŘENÍ A VODOROVNÉ KMITÁNÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Pro daný typ konstrukce není třeba posuzovat.

4.3.5 MEZNÍ HODNOTY MAXIMÁLNÍCH SVISLÝCH PRŮHYBŮ Z HLEDISKA POHODY CESTUJÍCÍCH

Uvažuje se charakteristické zatížení neklasifikovaného LM71 včetně dynamického součinitele.

Maximální svislý průhyb pro rozpětí $L = 16,58$ m a rychlost jízdy $v = 85$ km/h:

Maximální přípustný poměr svislého průhybu a rozpětí mostu:

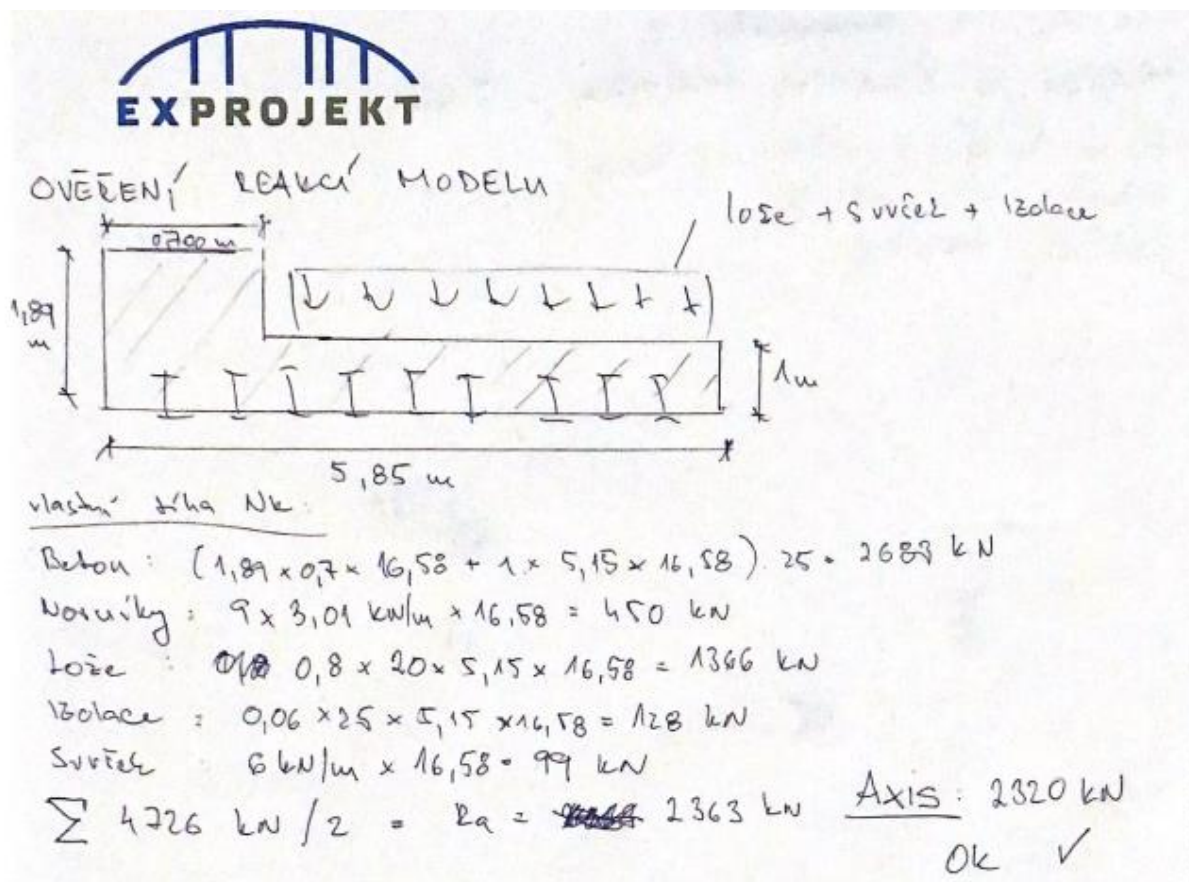
$$k_{lim} = \max \left\{ \frac{0,7 \cdot k_{lim}}{b_v}; 600 \right\} = \max \left\{ \frac{0,7 \cdot 600}{2,0}; 600 \right\} = 600$$

$$u_{z,lim} = \frac{L}{k_{lim}} = \frac{16,58}{600} \cdot 10^3 = 27,63 \text{ mm}$$

Svislý průhyb konstrukce:

$$u_z = 7,67 \text{ mm} < u_{z,lim} = 27,63 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje.}$$

4.4 KONTROLA REAKCÍ



5 POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY

5.1 OPĚRA

Opěra je posouzena v softwaru GEO 5 v místě nejkritičtějšího průřezu (tedy $b = 1,0$ m). Byly uvažovány pozice vlaku na mostě a vlak za mostem. Kritičtější se ukázala pozice vlaku na mostě a opěra je tedy dimenzována na tyto účinky. Vzhledem k hlubinnému založení na pilotách neuvažujeme výpočet na překlopení, posunutí ani na únosnost základové půdy. Zemní tlak na dimenzování opěry je uvažován klidový.

Vstupní data

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00$
kN/m³

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

Beton : C 30/37
Válcová pevnost v tlaku
Pevnost v tahu

Ocel podélná : B500
Mez kluzu

Zatížení

Název : NK.

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostu

Svislá síla $F_s = 4950,00$ kN

Vodorovná síla $F_v = -1192,00$ kN

Přítížení

Číslo	Název	Působ.	Vel.1 [kN/m ²]
1	LM71	proměnné	17,30
2	Vítr	proměnné	1,88
3	Svršek	stálé	1,00
4	Lože	stálé	45,60

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody za a před konstrukcí je v hloubce 6,73 m

Fáze výpočtu

Návrhová situace : dočasná

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Síly na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působ. místo z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působ. místo x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-1,95	97,37	0,50	1,000	1,350	1,000
Tlak v klidu	58,49	-1,31	0,00	1,00	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	0,00	-3,92	0,00	1,00	1,000	1,000	1,000
LM71	27,17	-1,96	0,00	1,00	1,500	0,000	1,500
Vítr	2,95	-1,96	0,00	1,00	1,500	0,000	1,500
Svršek	1,57	-1,96	0,00	1,00	1,500	0,000	1,500
Lože	71,62	-1,96	0,00	1,00	1,350	1,000	1,350
Reakce mostu	203,76	-3,87	846,15	0,50	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,92	0,00	1,00	-	-	-

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Profil vložky = 20,0 mm

Počet vložek = 7

Krytí výztuže = 65,0 mm

Vnitřní síly : $M = 1174,21$ kNm/m; $N = -978,0$ kN/m; $V = 426,94$ kN/m

Výška průřezu $h = 1,00$ m

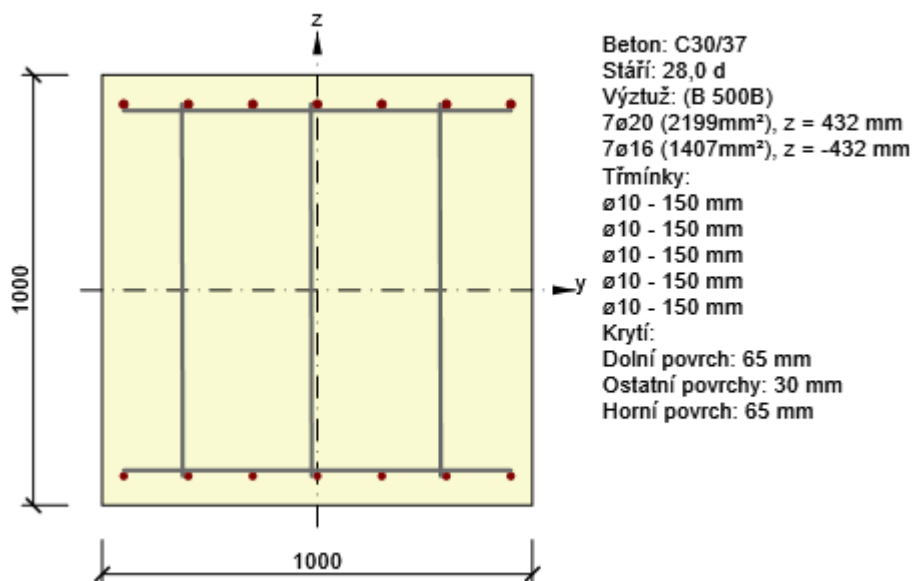
Zatížitelnost

Byla určena iterační metodou.

$Z_{LM71} = 1,47$

Posouzení průřezu v IDEA Statica

Dimenzační dílec



Vnitřní síly

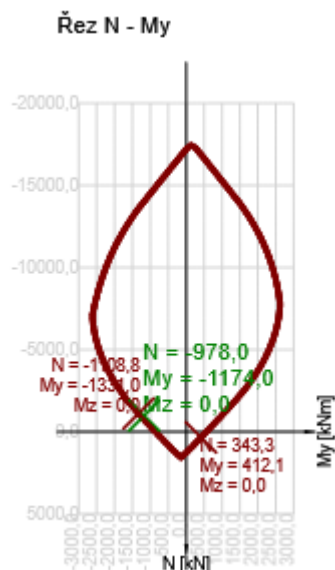
Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-978,0	0,0	427,0	0,0	-1174,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-682,0	0,0	0,0	0,0	-837,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-493,0	0,0	0,0	0,0	-358,0	0,0

Únosnost N-M-M

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-978,0	-1174,0	0,0	Nu-Mu-Mu	88,2	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F _{Ed}	F _{Rd1}	F _{Rd2}
N [kN]	-978,0	-1108,8	343,3
M _y [kNm]	-1174,0	-1331,0	412,1
M _z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
427,0	-978,0	526,2	bez redukce	6.2.3(3)	81,1	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
427,0	453,0	4762,7	4428,9	526,2	526,2

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
3	1571	2199	1000	932	837	45,0	90,0	1,05
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,46	0,15	0,00	1,0	324,6	0,3	0,53	0,60

Interakce

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-978,0	-1174,0	0,0	427,0	0,0	74,7	100,0	100,0	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
453,0	380,2	4762,7	1407,6	94,3	9,0	9,0	100,0	OK

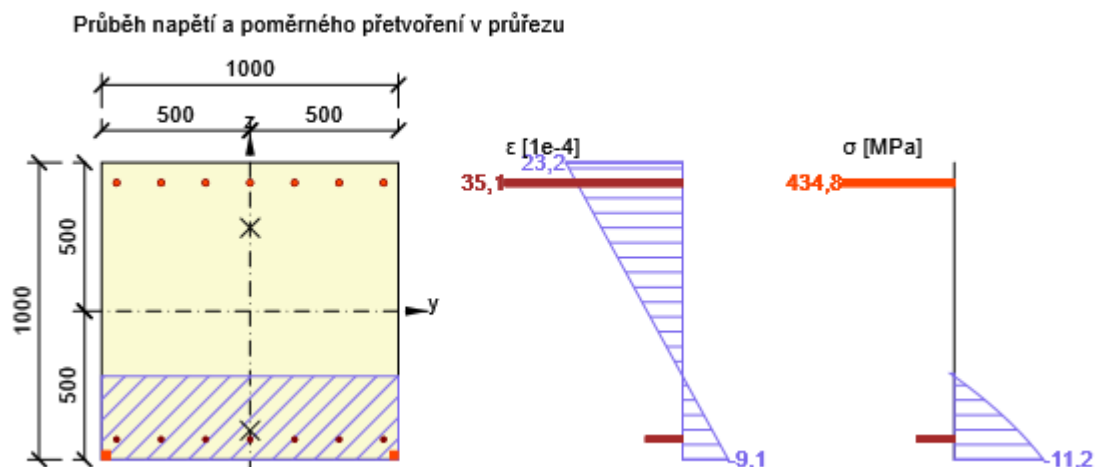
Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_b	$\Delta F_{td,s}$	$\Delta F_{td,t}$	$\Delta \epsilon_s$	$\Delta \epsilon_t$	Extrém ve vložce	Hodnota	Mez	Posudek
-------	-------------------	-------------------	---------------------	---------------------	------------------	---------	-----	---------

[kN]	[kN]	[kN]	[1e-4]	[1e-4]		[%]	[%]	
732,9	427,0	0,0	14,1	0,0	19	100,0	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \varepsilon_{st}$ [1e-4]	ε [1e-4]	ε_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
19	450	432	14,1	35,1	∞	13,8	434,8	434,8	100,0	OK



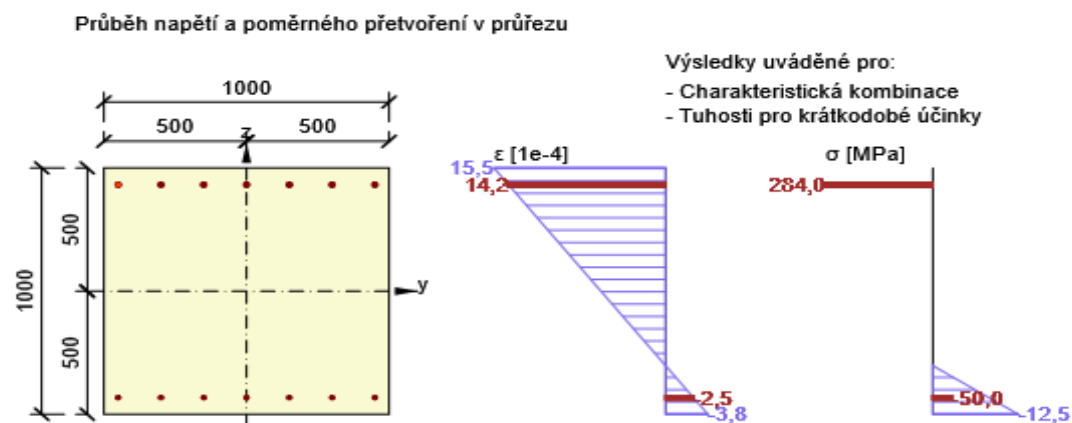
Omezení napětí

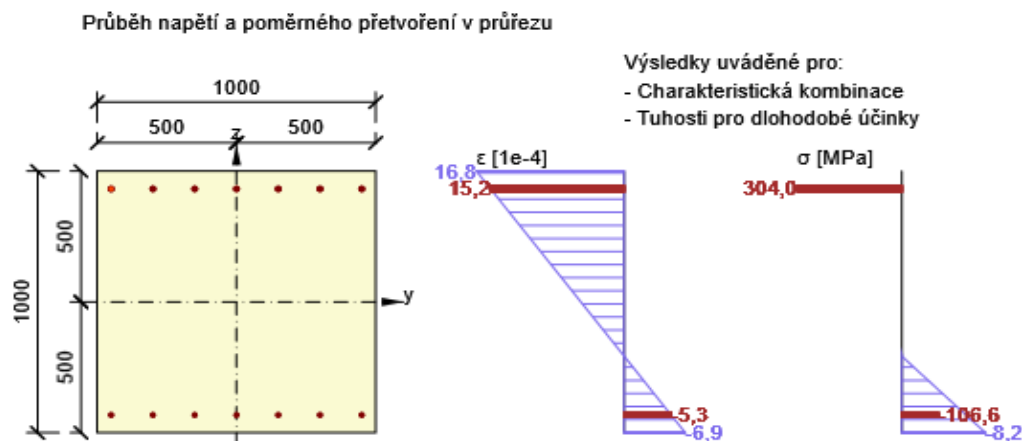
Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	9	284,0	400,0	71,0	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	9	304,0	400,0	76,0	100,0	OK





Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-493,0	-358,0	0,0	0,092	0,200	46,2	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-493,0	-358,0	0,0	0,105	0,200	52,7	100,0	OK

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-978,0	-1174,0	0,0	427,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-978,0	-1174,0	0,0			88,2	OK
Smyk	-978,0			427,0	0,0	81,1	OK
Interakce	-978,0	-1174,0	0,0	427,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	-682,0	-837,0	0,0			76,0	OK
Šířka trhliny	-493,0	-358,0	0,0			52,7	OK

5.2 ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO

Model křídla pro zjištění vnitřních sil byl vytvořen jako 3D deskostěnový s vetknutím v základové spáře v softwaru AxisVM X4. Křídlo je posouzeno v softwaru Idea statica v místě nejkritičtějšího průřezu (tedy v místě připojení na opěru). Byla uvažována pozice vlaku za mostem. Zemní tlak na dimenzování křídel je uvažován klidový.

5.2.1 ZATÍŽENÍ

Zatěžovací stavy

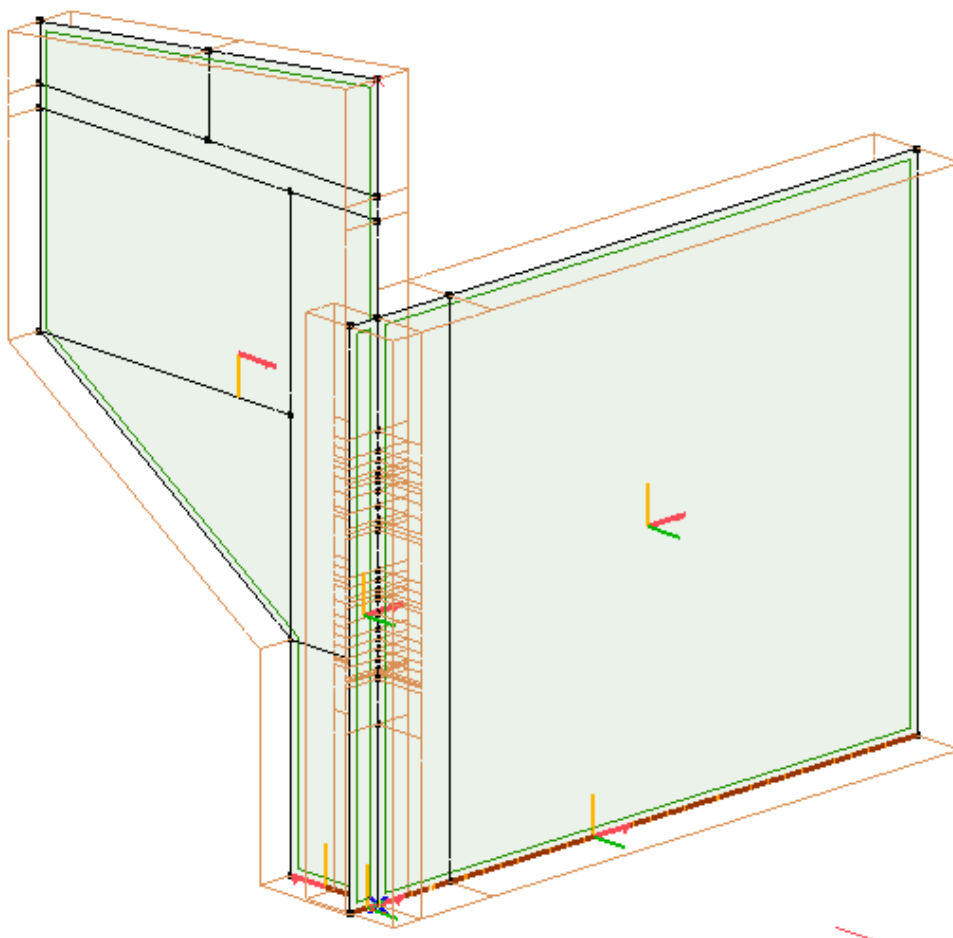
Vlastní tíha
Zemní tlak – klidový
Přetížení od železničního svršku
Přetížení od účinků LM71
Boční rázy
Přetížení od větru působícího na vlak

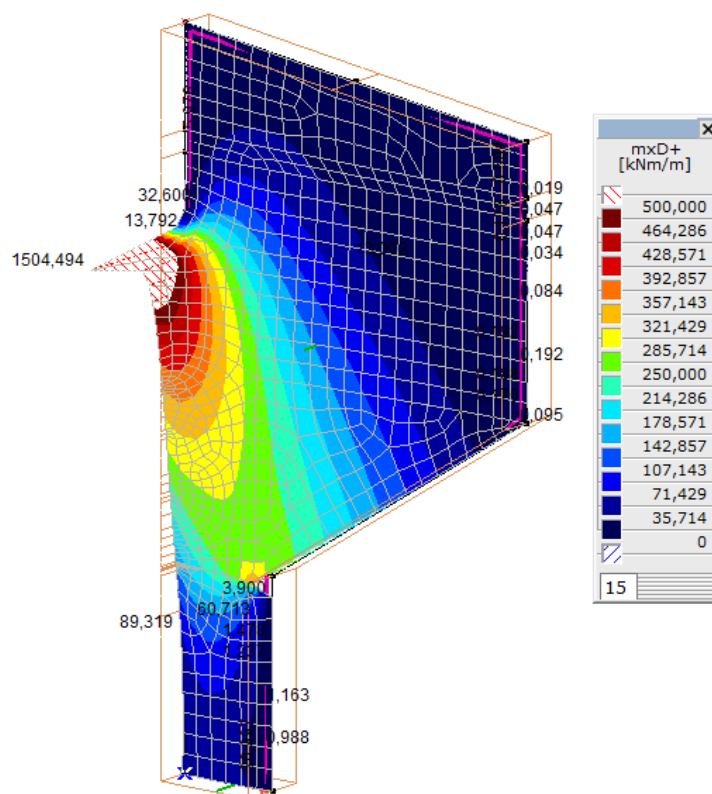
Kombinace zatížení

Byly prověřeny kombinace zatížení 6.10a a 6.10b. Rozhodující kombinace v posudcích je 6.10b.

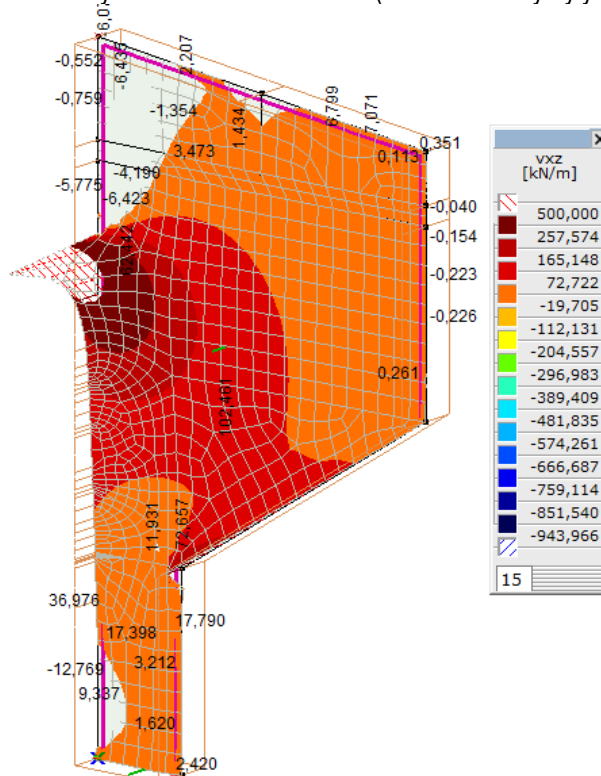
$$\sum_{j \geq 1} \xi Y_{G,j} G_{k,j} + Y_P P + Y_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Model pro výpočet vnitřních sil

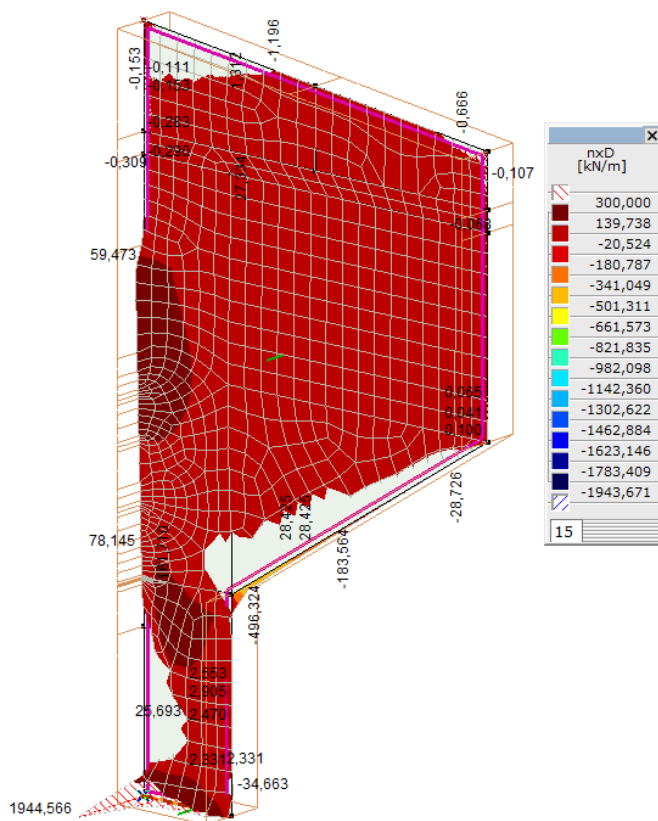




Maximální hodnota ohybového momentu $mxD+$ (lokální extrémy byly redukovány)

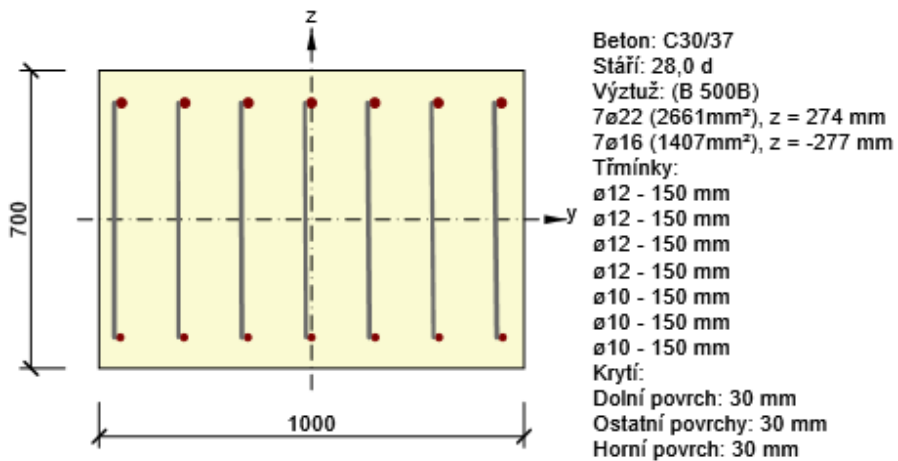


Maximální hodnota posouvající síly v deskostěně Vxz (lokální extrémy byly redukovány)



Maximální hodnota normálové síly n_{XD+} (lokální extrémy byly redukovány)

5.2.2 POSOUZENÍ KŘÍDLA



Vnitřní síly

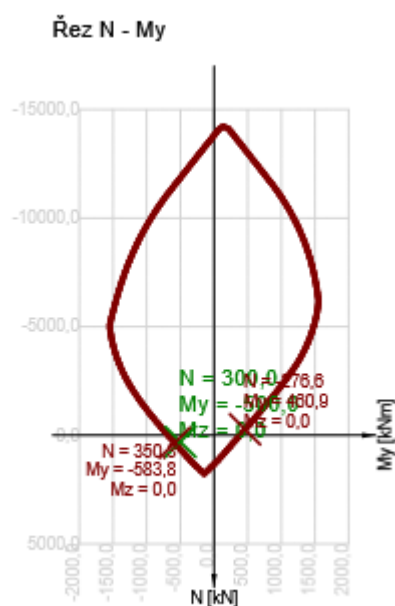
Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	300,0	0,0	500,0	0,0	-500,0	0,0
Celkové	Charakteristická	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Únosnost N-M-M

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
300,0	-500,0	0,0	Nu-Mu-Mu	85,7	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F _{Ed}	F _{Rd1}	F _{Rd2}
N [kN]	300,0	350,3	-276,6
M _y [kNm]	-500,0	-583,8	460,9
M _z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

V _{Ed} [kN]	N _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
500,0	300,0	691,3	bez redukce	6.2.3(3)	72,3	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,max} [kN]	V _{Rd,r} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd} [kN]
500,0	234,2	3094,5	2965,2	691,3	691,3

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n _c	a _{sw} [mm ² /m]	A _{sl} [mm ²]	b _w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α _{cw} [-]
4	3016	2661	1000	624	573	45,0	90,0	1,00
C _{Rd,c} [-]	k [-]	k ₁ [-]	ρ _l [-]	σ _{cp} [MPa]	σ _{wd} [MPa]	V _{min} [MPa]	v [-]	v ₁ [-]
0,12	1,57	0,15	0,00	-0,4	289,3	0,4	0,53	0,60

Interakce

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota $V+T$ [%]	Hodnota $V+T+M$ [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
300,0	-500,0	0,0	500,0	0,0	66,5	100,0	100,0	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (beton)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
234,2	218,4	3094,5	767,8	213,5	16,2	16,2	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (podélná výztuž)

A_{sl} [mm ²]	F_{sl} [kN]	$F_{sl,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
4068	500,0	1768,9	28,3	100,0	OK

Posouzení interakce posouvající síly a kroucení (smyková výztuž)

a_{sw} [mm ² /m]	F_{sw} [kN]	$F_{sw,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
754	218,1	327,8	66,5	100,0	OK

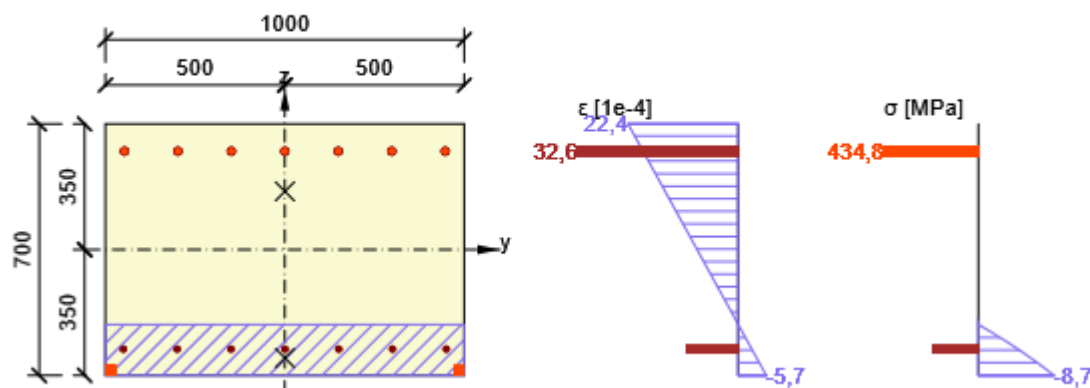
Posouzení interakce posouvající síly, kroucení, ohybu a normálové síly

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Extrém ve vložce	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
951,8	500,0	0,0	13,2	0,0	8	100,0	100,0	OK

Podrobné posouzení výztuže

Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
8	447	274	13,2	32,6	∞	48,1	434,8	434,8	100,0	OK

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Konstrukční zásady

N_{Ed} [kN]	M_{Ed,y} [kNm]	M_{Ed,z} [kNm]	Využití_{pod} [%]	Využití_{smyk} [%]	Rozhodující [%]	Mez [%]	Posudek
300,0	-500,0	0,0	35,3	63,9	63,9	100,0	OK

Kontrola konstrukčních zásad pro podélnou výztuž

Typ	Hodnota_{vyp}	Hodnota_{mez}	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1 (1)) [%]	0,43	0,15	35,3	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1(3)) [%]	0,58	4,00	14,5	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	127	26	20,8	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	-	350	0,0	Vypnuto

Kontrola konstrukčních zásad pro smykovou výztuž

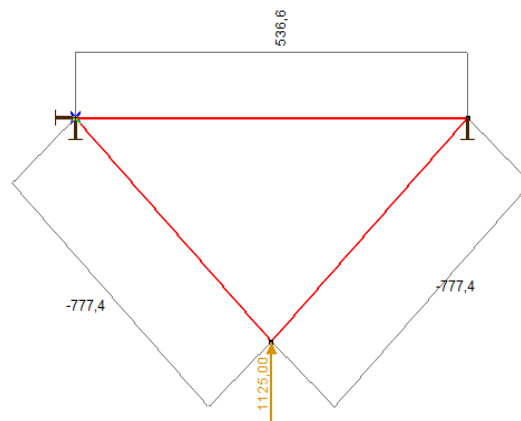
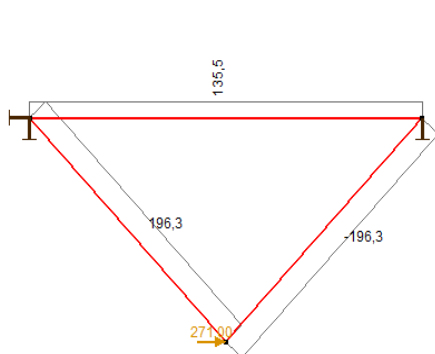
Typ	Hodnota_{vyp}	Hodnota_{mez}	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží (9.2.2 (5)) [%]	0,30	0,09	29,1	OK
Maximální vzdálenost třmínků (9.2.2 (6)) [mm]	150	400	37,5	OK
Maximální příčná vzdálenost větví třmínků (9.2.2 (8)) [mm]	299	468	63,9	OK
Minimální vnitřní průměr zaoblení třmínku (8.3 (2)) [-]	0,00	0,00	0,0	Vypnuto

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení konstrukčních zásad

b_w [mm]	d [mm]	A_c [mm²]	b_t * d [mm²]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{cd} [MPa]
1000	624	700000	624000	500,0	434,8	30,0	2,9	18,0

5.3 OZUB

Ozub je posouzen pomocí příhradového modelu pomocí softwaru AXIS.



Kombinace pro max. svislou sílu

Vzd	=	1125	kN/m	... kladný směr nahoru
Nxd	=	271	kN/m	... kladný směr doprava

Rozměry příhradoviny

bp	=	290	mm
hp	=	152	mm

Posouzení vodorovného táhla

Nutná plocha výztuže

$$A_{smin} = F_T / f_{yd} * 1000 = 672,1 / 434,8 * 1000 = 1546 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Tomu odpovídá výztužení profily R16/125.

$$ds = 16 \text{ mm}$$

$$as = 125 \text{ mm}$$

$$n = 1000 / a_s = 1000 / 125 = 8,00 \text{ ks/bm}$$

$$A_s = PI() * ds^2 / 4 * n = PI() * 16^2 / 4 * 8 = 1608 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{smin}$$

Posouzení šikmé vzpěry

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$b_{c1} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{cmin} = (abs(F_1 / \sigma_{RD} * 1000)) = (abs(-973,7 / 13,464 * 1000)) = 72319 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

$$\sigma_{RD} = f_{cd} * v * k_1 = 18 * (1 - (30/250)) * 0,85 = 13,464 \text{ MPa}$$

$$v = 1 - f_{ck} / 250 = (1 - (30/250)) = 0,88$$

$$k_1 = 0,85$$

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

Nutná tloušťka tlakové diagonály

$$t_{cmin} = A_{cmin}/1000 = 72319/1000 = 72 \text{ mm}$$

Tato šířka je pro uvažovanou šikmou vzpěru v betonu k dispozici, návrh VYHOVUJE.

Kontaktní napětí v betonu při dosednutí na plošku ozubu

$$b_c = 200 \text{ mm} \quad \dots \text{šířka ozubu v kontaktu s úložným prahem}$$

Nutná plocha betonu (na bm šířky ozubu)

$$A_{cmin} = V_{zd}/f_{cd} \cdot 1000 = 1125/18 \cdot 1000 = 62500 \text{ mm}^2/\text{bm}$$

Vzdorující plocha
betonu

$$A_{cd} = b_c \cdot 1000 = 200 \cdot 1000 = 200000 \text{ mm}^2/\text{bm} > A_{cmin}$$

Návrh VYHOVUJE.

5.4 VÝZTUŽ NA SMRŠŤOVÁNÍ

Dřík opěry

Návrh výztuže:

Navržená vodorovná výztuž ve stěně u povrchů:

$$\emptyset 16 / 150 \text{ mm}; A_{sh} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{h}{a} = \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{3250}{150} = 4356 \text{ mm}^2$$

Navržená výztuž u dolního povrchu:

$$\emptyset 16 / 100 \text{ mm}; A_{sh} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{b}{a} = \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{1600}{100} = 3217 \text{ mm}^2$$

Přidání vodorovné výztuže:

$$1 \times \emptyset 16 / 100 \text{ mm}; A_{sh} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{b}{a} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{1600}{100} = 3217 \text{ mm}^2$$

Celková výztuž v dříku proti smršťování:

$$A_{sh} = 15146 \text{ mm}^2$$

Pevnost v tahu v čase $t = 3$ dny:

$$t = 3 \text{ dny}, s = 0,25 \text{ pro cement CEM 32,5 N}, \alpha = 1,00$$

$$\beta_{cct} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[0,38 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}} \right) \right] = 0,458$$

$$f_{ctm,t} = \beta_{cct}^\alpha \cdot f_{ctm} = 0,458^1 \cdot 2,9 = 1,328 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm,t} = 1,328 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži při vzniku trhliny:

$$\sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_c}{A_s} = 1,00 \cdot 0,65 \cdot 1,328 \cdot \frac{3250 \cdot 1600}{15146} = 296,4 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$$

Napětí od vynucených přetvoření při $\emptyset 16$ mm:

$$\text{Účinná výška } d = 3167 \text{ mm}$$

$$\phi_s = \frac{\phi \cdot 2,9 \cdot 4 \cdot (h - d)}{f_{ct,eff} \cdot k \cdot h_{cr}} = \frac{12 \cdot 2,9 \cdot 4 \cdot (3250 - 3167)}{1,328 \cdot 0,65 \cdot 3250} = 5,5 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 310 \text{ MPa (interpolaci v tab. 7.2CZ v ČSN EN 1992-1-1, ed.2, Z1)}$$

$$A_s = 15146 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_c}{\sigma_s} = 1 \cdot 0,65 \cdot 1,328 \cdot \frac{3250 \cdot 1600}{310} = 14479 \text{ mm}^2$$

Úložný práh

Návrh výztuže:

Navržená vodorovná výztuž ve stěně u povrchů:

$$\phi 16 / 150 \text{ mm}; A_{sh} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{h}{a} = \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{700}{150} = 938 \text{ mm}^2$$

Navržená výztuž u dolního povrchu:

$$\phi 16 / 100 \text{ mm}; A_{sh} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{b}{a} = \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{1600}{100} = 3217 \text{ mm}^2$$

Přidání vodorovné výztuže:

$$1 \times \phi 16 / 100 \text{ mm}; A_{sh} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \frac{b}{a} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{16^2}{4} \cdot \frac{1600}{100} = 3217 \text{ mm}^2$$

Celková výztuž v dřívku proti smršťování:

$$A_{sh} = 8310 \text{ mm}^2$$

Pevnost v tahu v čase $t = 3$ dny:

$t = 3$ dny, $s = 0,25$ pro cement CEM 32,5 N, $\alpha = 1,00$

$$\beta_{cct} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = \exp \left[0,38 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}} \right) \right] = 0,458$$

$$f_{ctm,t} = \beta_{cct}^\alpha \cdot f_{ctm} = 0,458^1 \cdot 2,9 = 1,328 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm,t} = 1,328 \text{ MPa}$$

Napětí ve výztuži při vzniku trhliny:

$$\sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_c}{A_s} = 1,00 \cdot 0,65 \cdot 1,328 \cdot \frac{700 \cdot 1600}{8310} = 116,3 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$$

Napětí od vynucených přetvoření při $\phi 16$ mm:

Účinná výška $d = 617$ mm

$$\phi_s = \frac{\phi \cdot 2,9 \cdot 4 \cdot (h - d)}{f_{ct,eff} \cdot k \cdot h_{cr}} = \frac{12 \cdot 2,9 \cdot 4 \cdot (700 - 617)}{1,328 \cdot 0,65 \cdot 700} = 25,5 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,2 \text{ mm}$$

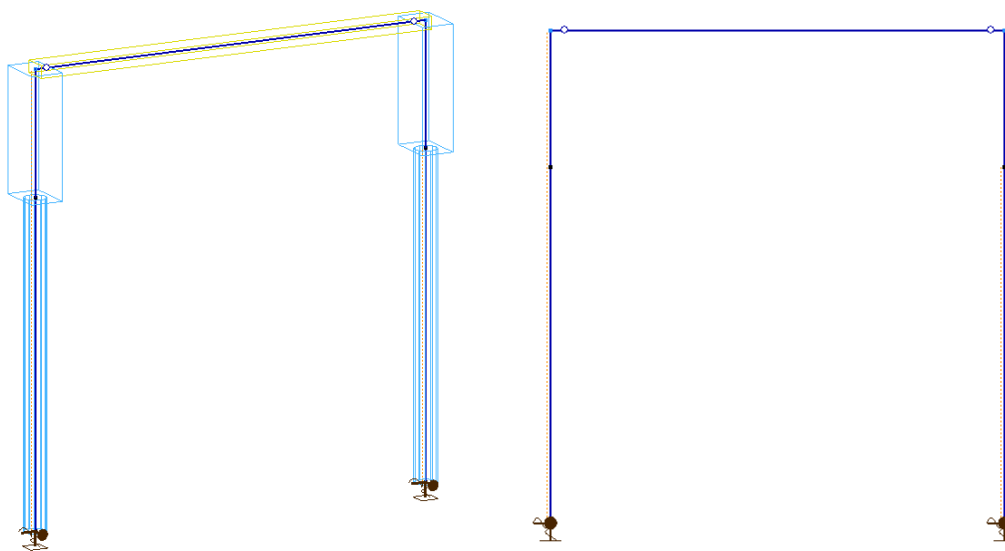
$$\sigma_s = 165,5 \text{ MPa (interpolaci v tab. 7.2CZ v ČSN EN 1992-1-1, ed.2, Z1)}$$

$$A_s = 8310 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_c}{\sigma_s} = 1 \cdot 0,65 \cdot 1,328 \cdot \frac{700 \cdot 1600}{165,5} = 5842 \text{ mm}^2$$

5.5 PILOTA

Pilota je počítána pomocí softwaru GEO 5 a AXIS. Únosnost piloty je počítána dle jejího sedání. Výpočet vnitřních sil působících na pilotu byl proveden pomocí citlivostní analýzy, kdy v podporách modelu zvyšujeme či snižujeme tuhost a zjišťujeme posunutí ve vodorovném směru. Tuhost liniových podpěr jsme volili ze zkušeností. Piloty jsou navrženy s proměnným průměrem kvůli lepší realizaci.

5.5.1 MODEL V SOFTWARE AXISU



Tuhosti liniových podpěr jsou voleny následovně:

$K1 = 4 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro opěru

$K1 = 4 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro pilotu

$K2 = 2,5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro opěru

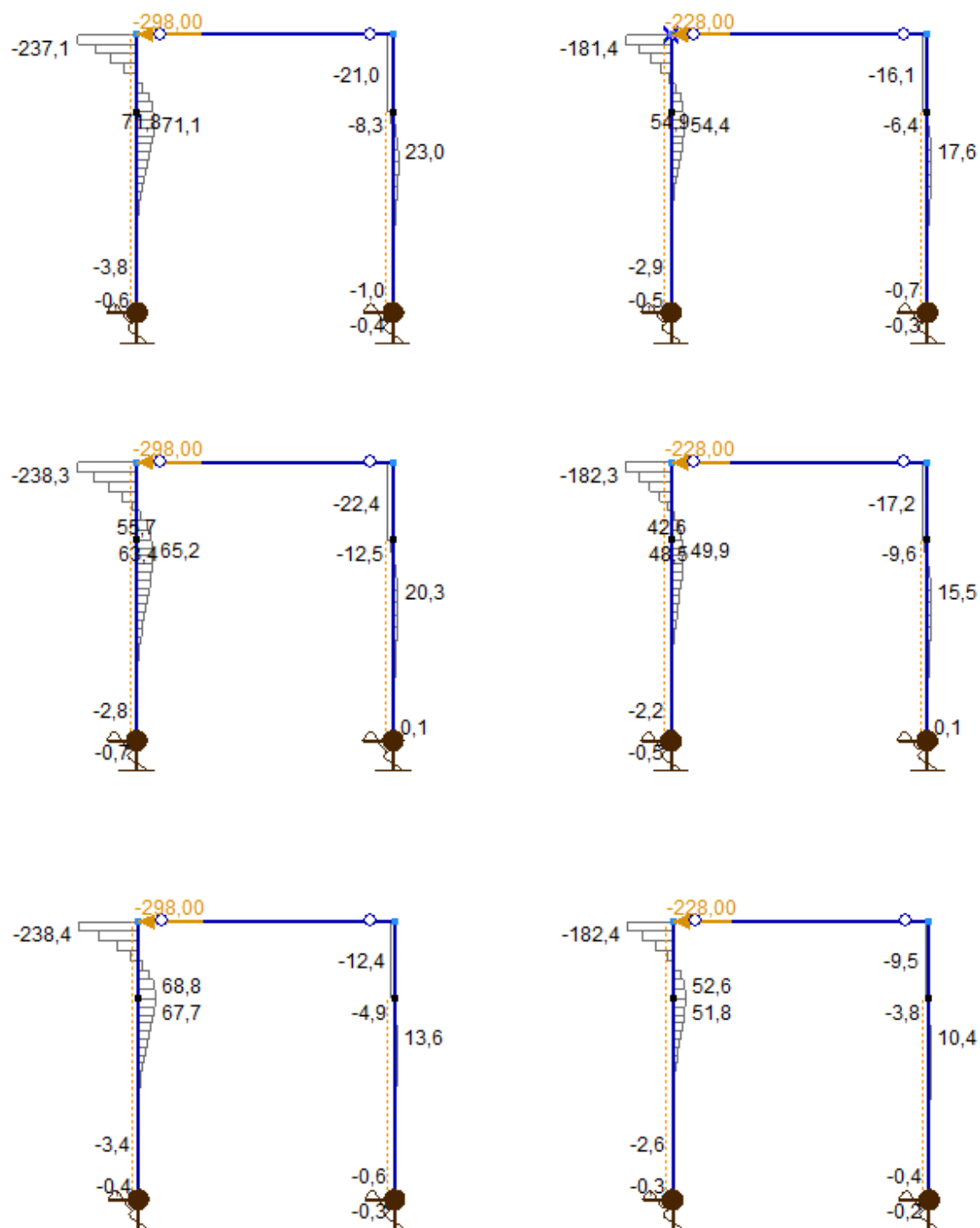
$K2 = 1,7 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro pilotu

$K3 = 8 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro opěru

$K3 = 4 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ pro pilotu

Posouvající síla

Návrhové kombinace (levý sloupec) a charakteristické kombinace (pravý sloupec)



Normálová síla je dosazena z výpočtu opěry, v modelu není zadána. Z kombinací byly vybrány celkové extrémní účinky, na které je pilota dále dimenzována.

5.5.2 POSOUZENÍ V GEO 5

Vstupní data

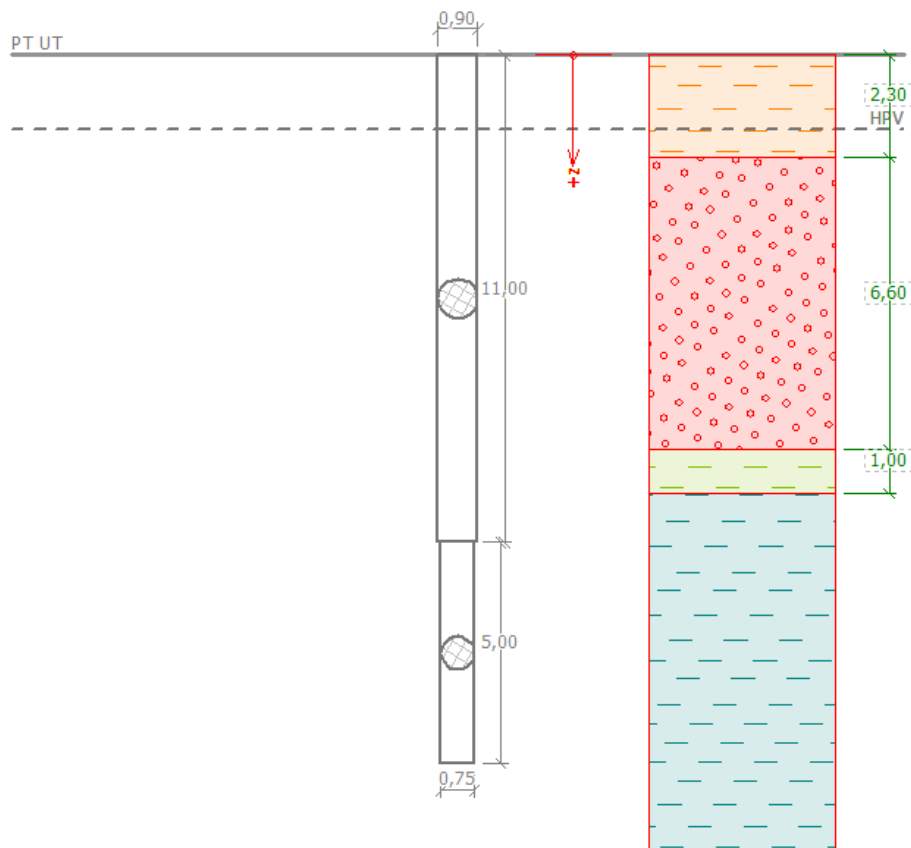
Nastavení
(zadané pro aktuální úlohu)
Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Geometrie



Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy
1	Třída F8, konzistence pevná $S_r < 0,8$		soudržná
2	Třída G3, středně ulehlá		nesoudržná
3	Třída F8, konzistence měkká		soudržná
4	Třída F8, konzistence tuhá		soudržná

Parametry zemín

Třída F8, konzistence pevná $S_r < 0,8$

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	18,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	19,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,42
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná		

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	35,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	40,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³
Typ zeminy :	nesoudržná		
Modul horiz.stlačitelnosti :	η_h	=	6,00 MN/m ³

Třída F8, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	17,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	5,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	1,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	17,00 kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná		

Třída F8, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20,50	kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	13,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	4,00	kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,42	
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	3,00	MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50	kN/m ³
Typ zeminy :	soudržná			

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00	MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90	MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	13750,00	MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00	MPa
-----------	----------	---	--------	-----

HPV

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,66 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení fáze

Návrhová situace: trvalá

Zatížení

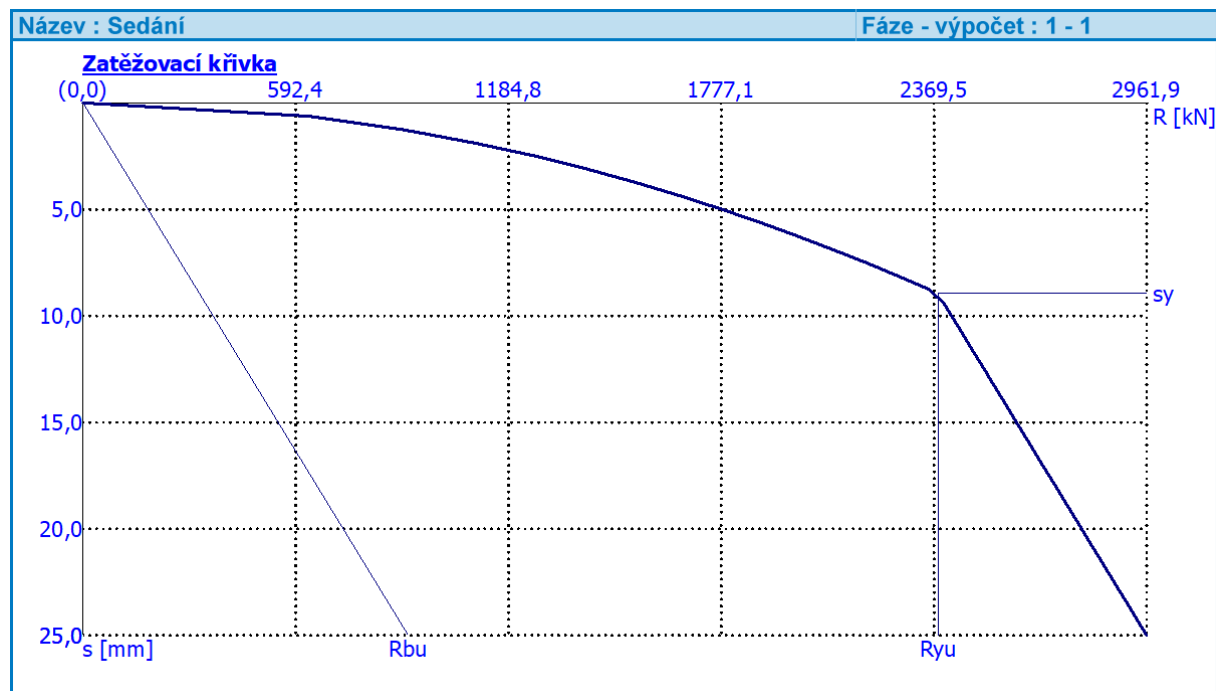
Číslo	Název	Typ	N [kN]	M_y [kNm]	H_x [kN]
1	Návrhové - Max_N	Návrhové	1690	308	71,1
2	Charakteristická Max_N	Užitné	1298	236	55
3	Charakteristická Max_V	Užitné	1298	236	55

Výpočet sedání – vstupní parametry

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0	2,3	2,3	1	11	11
2	2,3	8,9	6,6	32,56	91	48
3	8,9	9,9	1	10	11	11
4	9,9	16	6,1	50	97	108

Uvažovat zatížení : užité
Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1,00$
Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm
Regresní součinitel $e = 988,00$
Regresní součinitel $f = 1084,00$

Křivka sedání



Výsledky zatěžovací křivky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu}

$$R_{yu} = 2380,74 \text{ kN}$$

$$s_y = 9,0 \text{ mm}$$

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty

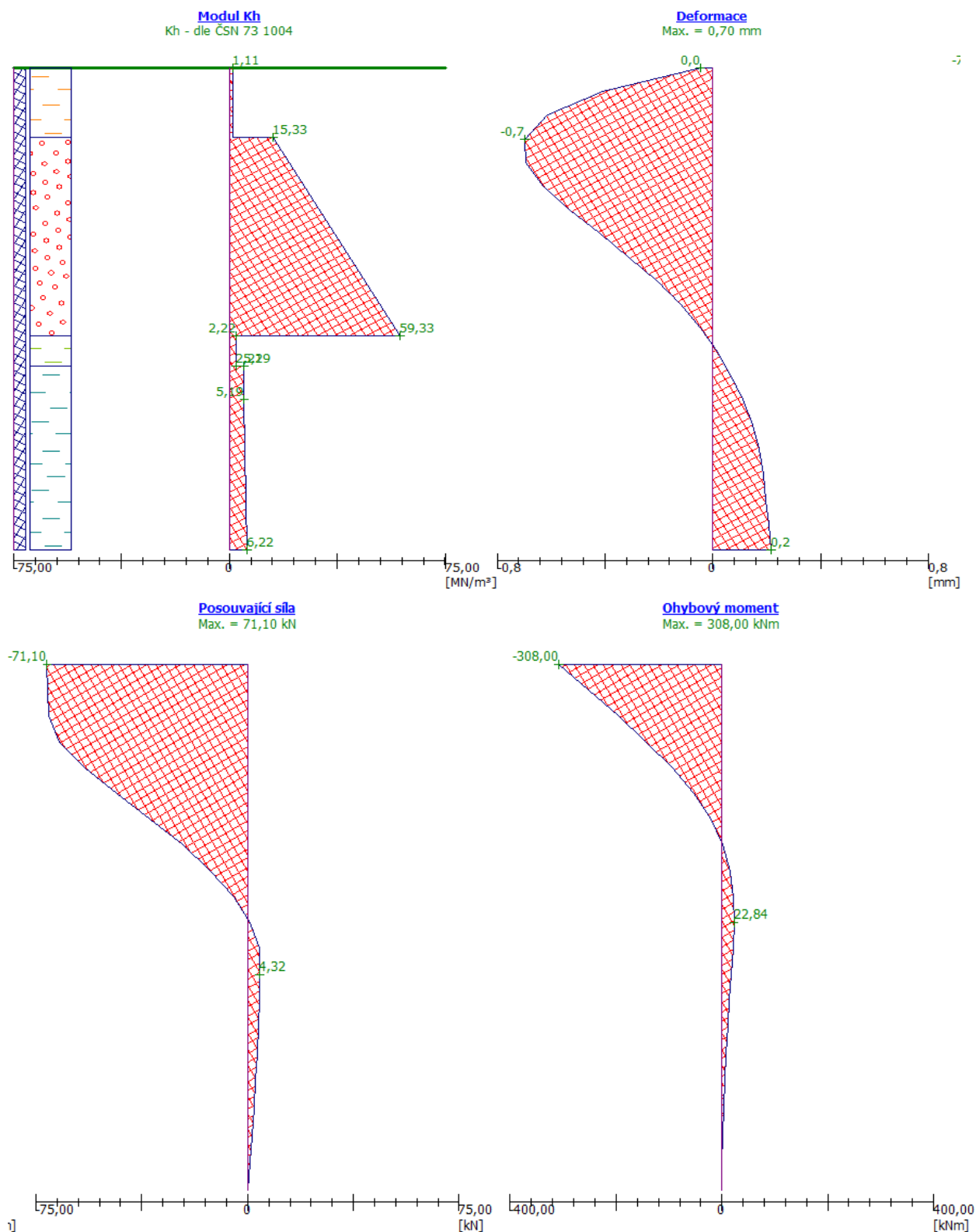
$$R_{bu} = 905,30 \text{ kN}$$

Celková únosnost

$$R_c = 2961,91 \text{ kN}$$

Pro zatížení $Q = 1298,00$ kN je sednutí piloty 2,7 mm → **Pilota vyhovuje**

Vodorovná únosnost



Zatížitelnost

Byla určena iterační metodou.

$$Z_{LM71} > 3,0$$

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = 0,0 mm
Max.deformace piloty = 0,7 mm
Max.posouvající síla = 71,10 kN
Maximální moment = 308,00 kNm

Dimenzace výztuže:

Vyztužení - 16 ks profil 20,0 mm; krytí 160,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 1,138 \% > 0,500 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -1690,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 308,00$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -4355,50$ kN; $M_{Rd} = 793,78$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Dimenzace smykové výztuže:

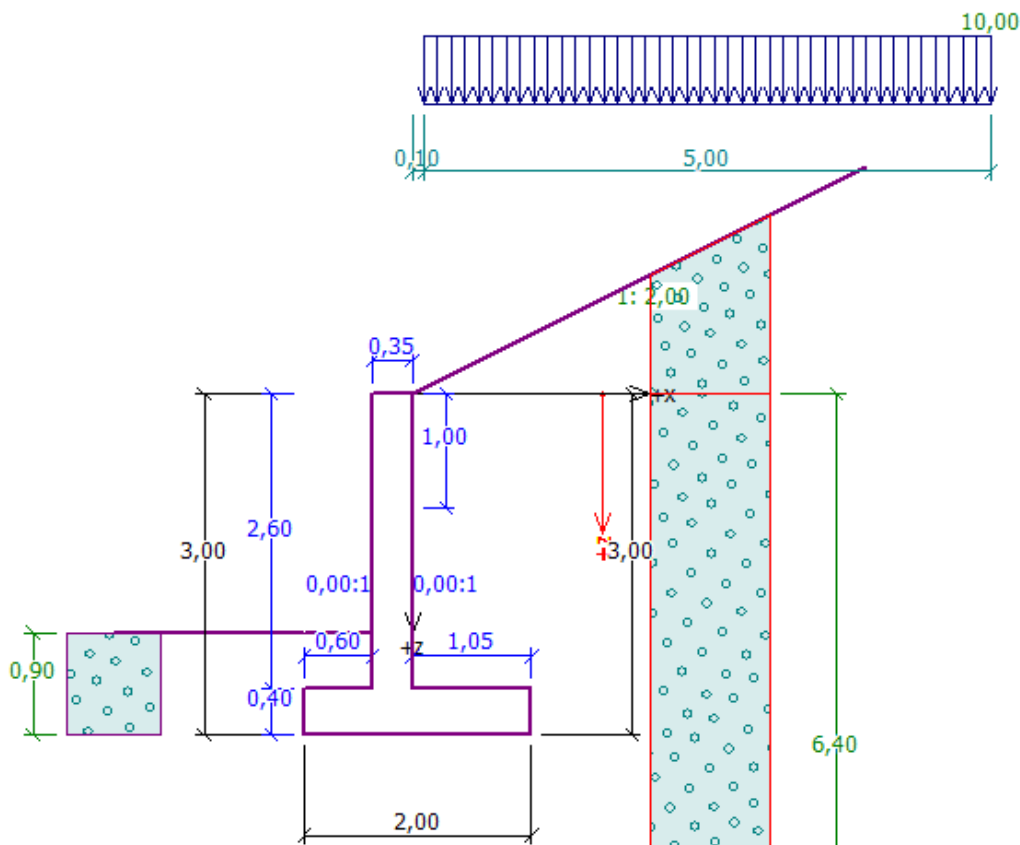
Smyková výztuž - profil 10,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 405,62$ kN $> 71,10$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

5.6 SVAHOVÁ KŘÍDLA

Svahová křídla jsou založená plošně.



Přetížení

Hutnění zeminy 10 kN/m²

Materiál

Objemová tíha $\gamma = 25,00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Zeminy

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$

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

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00$ kN/m³

Třída F8, konzistence pevná $S_r < 0,8$

Objemová tíha : $\gamma = 20,50$ kN/m³

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 15,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 21,00$ kPa

Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,50$ kN/m³

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 8,05 m

Vnitřní síly

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,00	42,75	0,88	1,350
Odpor na líci	-3,22	-0,30	0,01	0,30	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,50	34,72	1,32	1,350
Aktivní tlak	39,31	-1,07	37,77	1,75	1,350
Tlak vody	0,00	-3,00	0,00	1,25	1,000
hutnění	5,04	-1,39	4,89	1,64	1,500
hutnění	0,00	-3,10	1,96	1,15	1,500

Posouzení

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 132,03 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 66,46 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 88,06 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 57,41 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Posouzení základové půdy

Max. excentricita normálové síly $e = 0,044$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Návrhová únosnost základové půdy $R = 160,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 90,88 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 114,29 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 90,88 kPa

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky $= 16,0 \text{ mm}$

Počet vložek $= 6$

Krytí výztuže $= 65,0 \text{ mm}$

Šířka průřezu $= 1,00 \text{ m}$

Výška průřezu $= 0,35 \text{ m}$

Stupeň vyztužení $\rho = 0,44 \text{ \%} > 0,15 \text{ \%} = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,03 \text{ m} < 0,17 \text{ m} = x_{max}$

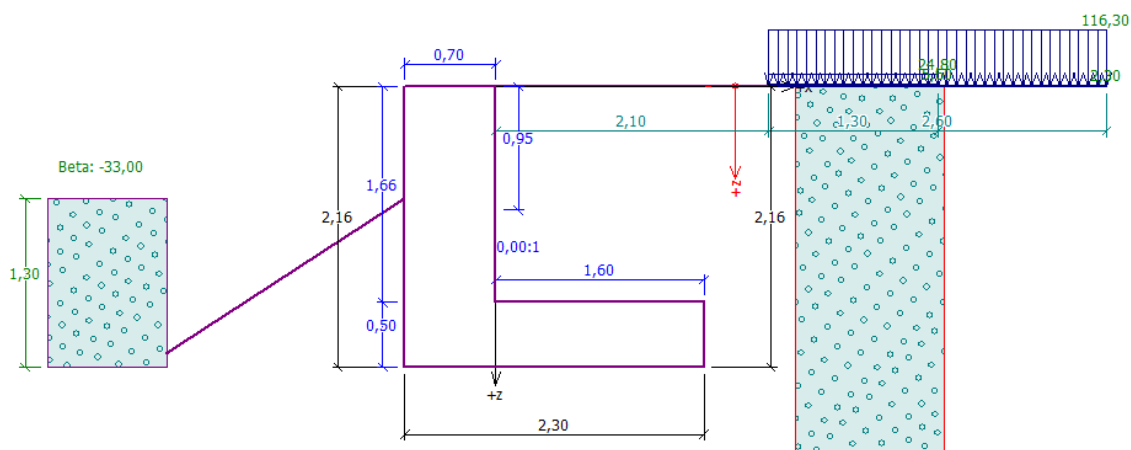
Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 144,81 \text{ kN} > 70,00 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 138,41 \text{ kNm} > 71,45 \text{ kNm} = M_{Ed}$

5.7 PŘECHODOVÁ ZÍDKA

Zídka je posouzena v softwaru GEO 5 na překlopení a posunutí v základové spáře na tlak aktivní.
Nadimenzována je na tlak klidový a založena je na mikropilotách DN 108x16.

Geometrie



Materiál

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Zeminy

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :

$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$\phi_{ef} = 35,50^\circ$

Soudržnost zeminy :

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

Třecí úhel kce-zemina :

$\delta = 0,00^\circ$

Zemina :

nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :

$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Zatížení

Číslo	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]
1	LM71	116,3	2,1	2,6
2	Svršek	2,3	2,1	2,6
3	BR	24,8	2,1	1,3
4	Vítr	5,6	2,1	1,3

Síly na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-0,79	57,80	0,75	1,350
Odpor na líci	-5,18	-0,43	0,00	0,00	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,23	36,98	1,31	1,350
Aktivní tlak	11,76	-0,72	13,48	2,02	1,350
LM71	23,11	-0,48	16,80	2,12	1,350
Svršek	0,46	-0,48	0,33	2,12	1,350
BR	4,15	-0,49	3,13	2,12	1,350
Vítr	0,94	-0,49	0,71	2,12	1,500

Posouzení

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 115,62 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 19,45 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 91,69 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 49,52 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Posouzení na únosnost půdy

Max. excentricita normálové síly $e = 0,019$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Návrhová únosnost základové půdy $R = 150,00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 78,93 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 107,14 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 87,15 kPa

Přechodové zídky jsou i přes únosnost základové půdy založeny na ražených mikropilotách pro zajištění stability proti posunutí a pootočení zídek vůči konstrukci mostu.

Dimenzování

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 7

Krytí vyztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,70 m

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,22	%	>	0,15	%	=	ρ_{\min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,04	m	<	0,40	m	=	x_{\max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	252,62	kN	>	77,99	kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	383,50	kNm	>	47,89	kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

6 ZÁVĚRY VÝPOČTU

Je navržena nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky. Spodní stavba se skládá z nově navržených opěr proměnné šířky. Nosná konstrukce mostu je uložena na spodní stavbě na ozubu. Založení konstrukce vzhledem ke geotechnickým podmínkám je navrženo hlubinné na vrtaných pilotách proměnného průřezu.

Rozhodujícím faktorem pro návrh nosné konstrukce je kmitání konstrukce. Z hlediska zatížitelnosti je pro MSÚ rozhodující posudek smykové únosnosti desky v podélném směru, $Z_{LM71} = 1,98$. Pro MSP je rozhodující posudek průhybu $Z_{LM71} = 2,54$.

Pro návrh spodní stavby je z hlediska zatížitelnosti rozhodující opěra. $Z_{LM71} = 1,47$.

Dimenze nosné konstrukce nebyly navrženy podle optimálních rozměrů vycházejících se statického výpočtu, ale z konstrukčních požadavků na zabetonované nosníky a požadavku na sjednocení spodních hran nosných konstrukcí dle NK, vlečky.

V Brně, duben 2021

Ing. Denis Ujházy, EXprojekt s. r. o.
Tel: +420604657401
Email: ujhazy@exprojekt.cz

7 PŘEHLED ZATÍŽITELNOSTI

A Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): 2002 Brno - Česká Třebová
DÚ: 02 Brno hl.n. - Odb Brno-Židenice z
km: evidenční km 157.430

B Identifikace části mostu

Část mostu: ŽB konstrukce se zabetonovanými nosníky
Pořadové číslo: 1.
Pod kolejí č.: 1

C Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C
Výpočetní model: 3D deskostěnový model s žebry

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

	na začátku	uprostřed	na konci	
- poloměr oblouku:	R=714 m	R=714 m	R=714 m	(nový stav)
- převýšení koleje:	D=81 mm	D=81 mm	D=81 mm	(nový stav)
- excentricita koleje vůči ose mostu:	1.464 m	1.525 m	1.478 m	(nový stav; pozn.: "+" znamená od

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu:	Správa železnic, s.o.:	/	/	
	zpracovatel přepočtu:	14	4	2021

Poznámka k části mostu:

8 TABULKA ZATÍŽITELNOSTI PRVKŮ

Č.	Prvek (dle MES)	Detail	Namáhání	K _i	typ	L _p [m]	Φ _i	L _φ [m]	Y _{Q,LM71}	Y _{Q,LM71,E}	Viz. Str.	Z _{LM71}	Z _{LM71,E}	Poznámka
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Hlavní nosník MSÚ														
1	Nosná konstrukce (99)	dolní vlákna (2)	normálové napětí - ohyb (1)	1.0	M	16.58	1.29	16.58	1.45	-	13	>3		jedná se o namáhání v podélném směru, rel dx=0.5
Hlavní nosník MSÚ														
2	Nosná konstrukce (99)	dolní vlákna (2)	napětí v betonářské výztuži (12)	1.0	S	-	1.29	16.58	1.45	-	16	2.63		jedná se o namáhání v příčném směru konstrukce
Hlavní nosník MSÚ														
2	Nosná konstrukce (99)	stěna (3)	smykové napětí (4)	1.0	Q	16.58	1.29	16.58	1.45	-	15	1.98		rel dx=0.0
Hlavní nosník MSP														
3	Nosná konstrukce (99)	-	průhyb (15)	1.0	M	16.58	1.00	16.58	1.00	-	18	2.54		rel dx=0.5
Spodní stavba														
4	Dřik opěry (99)	dřik (18)	napětí v betonářské výztuži (12)	1.0	S	-	1.29	16.58	1.45	-	22	1.47		posouzení v místě připojení k základu
Spodní stavba														
5	Pilota (99)	hlubinné založení (20)	napětí v betonářské výztuži (12)	1.0	S	-	1.29	16.58	1.45	-	37	>3		posouzení v místě připojení k základu

Datum: 04/2021

Zatížitelnost určil: Ing. Denis Ujházy