

Modernizace mostu ev. č. 322-011 Trnávka

Statický výpočet

Obsah:

1	Identifikační údaje mostu	3
2	Popis konstrukce	4
2.1	Geometrie a základní parametry	4
2.2	Průřezové charakteristiky	5
2.3	Výpočtový model	6
2.4	Tuhost podloží, uložení konstrukce	6
3	Materiálové charakteristiky	8
3.1	Beton	8
3.1.1	Smršťování betonu	8
3.2	Betonářská výztuž	9
3.3	Trvanlivost a krycí vrstva výztuže	10
3.3.1	Krytí betonářské výztuže v nosné konstrukci	10
4	Zatížení	11
4.1	Stálé zatížení	11
4.1.1	Vlastní tíha konstrukce	11
4.1.2	Ostatní stálé zatížení (charakteristické hodnoty)	11
4.1.3	Nerovnoměrný pokles podpor	11
4.1.4	Zemní tlaky za rubem opěr	11
4.2	Nahodilé zatížení	11
4.2.1	Zatížení dopravou	11

4.2.2	Počet a šířka zatěžovacích pruhů:.....	12
4.2.3	Model zatížení na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)	15
4.2.4	Zatížení větrem	15
4.2.5	Zatížení teplotou	15
5	Vnitřní síly	16
6	Kombinace zatěžovacích stavů	17
7	Mezní stavy	17
7.1	Závěr posouzení konstrukce a navržené betonářské výztuže.....	17
8	Vyztužení rámové konstrukce.....	17
9	Posouzení průhybu	18
10	Posouzení založení mostní konstrukce	18
11	Posouzení mostních křídel	18
12	Závěr	19
13	Použitá literatura a normy	20
14	Použitý software	20
15	Přílohy	21

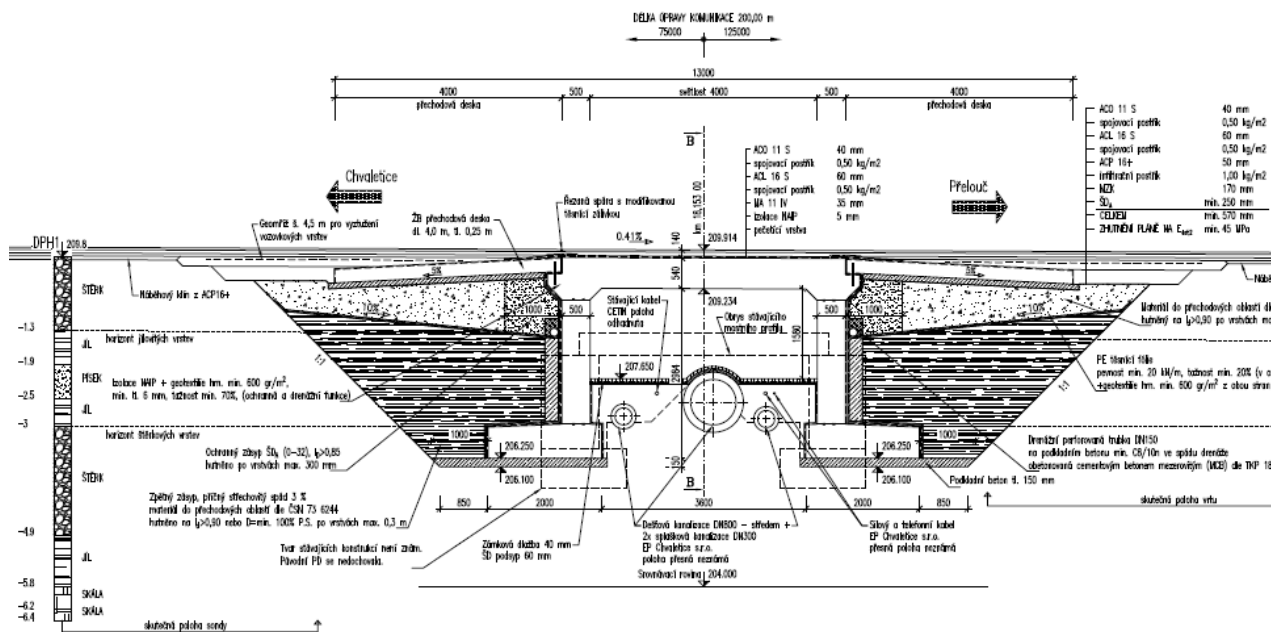
1 Identifikační údaje mostu

Název stavby:	Modernizace mostu ev. č. 322-011 Trnávka
Místo:	silnice II/322 mezi Chvaleticemi a Trnávkou
Obec:	Trnávka
Katastrální území:	Trnávka (744794)
Kraj:	Pardubický
Objednatel:	Pardubický kraj Komenského náměstí 125 532 11 Pardubice
Správce silnice a mostu:	Správa a údržba silnic Pardubického kraje Doubravice 98 533 53 Pardubice
Zhotovitel projektové dokumentace:	Mostní projekce s. r. o., IČ 067 54 449 Jana Babáka 2733/11 612 00 Brno
Zodpovědný projektant:	Ing. František Pokorný, člen ČKAIT č. 1 006 240
Stupeň dokumentace:	DSP+PDPS

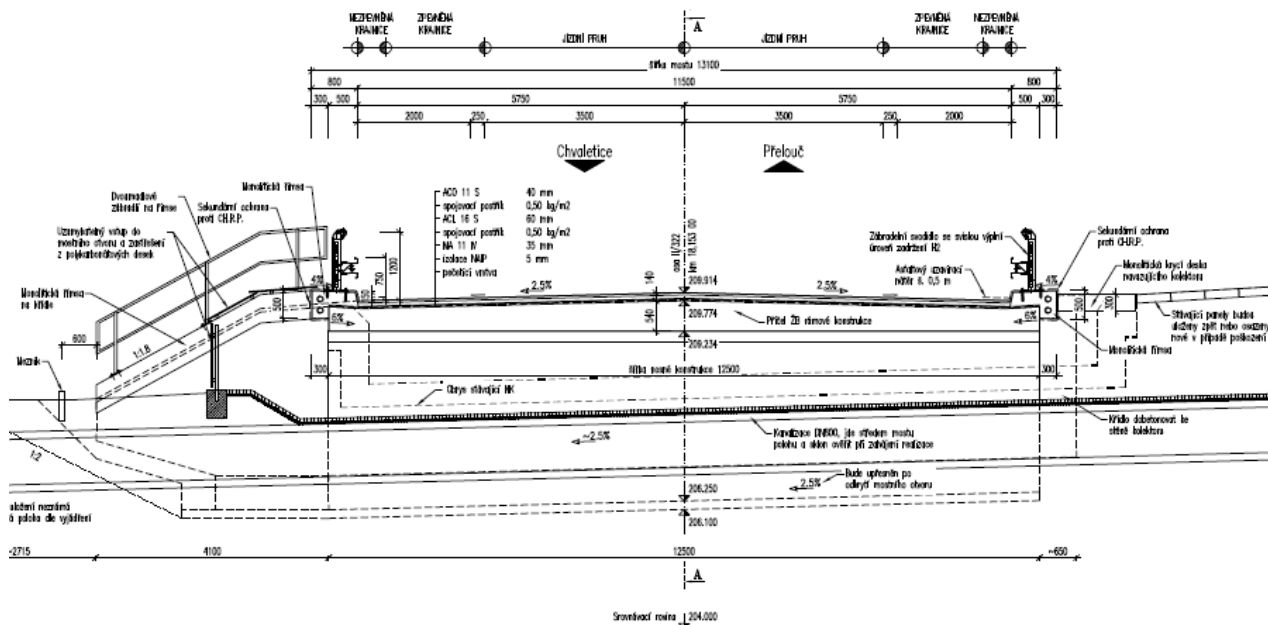
2 Popis konstrukce

2.1 Geometrie a základní parametry

Počet polí	1
Rozpětí polí [m]	4,50 m kolmo
Celkové rozpětí	4,50 m kolmo
Délka přemostění	4,00 m kolmo
Délka nosné konstrukce	5,00 m kolmo
Převáděná komunikace	II/322
Šířka převáděné komunikace mezi zvýšenými obrubami	11,50 m
Šířka nosné konstrukce	12,50 m
Šířka mostu	13,10 m
Příčný sklon mostu	střechovitý 2,5 %
Podélný sklon mostu	0,41 % klesá k OP2
Tloušťka nosné konstrukce horní příčel / stěny	0,40 v úžlabí / 0,50 m
Šikmost	levá
Úhel křížení	94,7 g
Přemostovaná překážka	tovární zařízení



Obr. 1 - Podélný řez



Obr. 2 - Příčný řez

2.2 Průřezové charakteristiky

Mostní konstrukce je tvořena ŽB monolitickým rámem s mírně náběhovanou příčlív v rámových rozích proměnné výšky. Horní příčel je tloušťky 0,54 m v ose a klesá střešovitým spádem k úžlabí, kde má 0,40 m. Stěny jsou tloušťky 0,50 m. Základy mají ve vetknutí stěn tl. 0,65 m.

Průřezové charakteristiky jsou následující:

příčel ve středu rozpětí



výška průřezu v ose $h = 0,464 \text{ m}$

šířka průřezu $b = 1,000 \text{ m}$

lenost těžiště od dolní hrany průřezu $c_{y,d} = 0,232 \text{ m}$

plocha betonu $A_c = 0,4640 \text{ m}^2$

noment setrvačnosti ve svislém směru $I_y = 0,0083 \text{ m}^4$

poloměr setrvačnosti ve svislém směru $i = 0,134 \text{ m}$

průřezový modul ke krajním vláknům $W_v = 0,0359 \text{ m}^3$

jádro průřezu $j_h = 0,077 \text{ m}$

příčel v rámovém rohu



výška průřezu v ose $h = 0,664 \text{ m}$

šířka průřezu $b = 1,000 \text{ m}$

st těžiště od dolní hrany průřezu $c_{y,d} = 0,332 \text{ m}$

plocha betonu $A_c = 0,6640 \text{ m}^2$

ent setrvačnosti ve svislém směru $I_v = 0,0244 \text{ m}^4$

poloměr setrvačnosti ve svislém směru $i = 0,192 \text{ m}$

průřezový modul ke krajním vláknům $W_y = 0,0735 \text{ m}^3$

jádro průřezu $j_h = 0,111 \text{ m}$

stojka



výška průřezu v ose $h=$	0,500 m
šířka průřezu $b=$	1,000 m
st těžiště od dolní hrany průřezu $c_{y,d}=$	0,250 m
plocha betonu $A_c=$	0,5000 m ²
ent setrvačnosti ve svislém směru $I_y=$	0,0104 m ⁴
poloměr setrvačnosti ve svislém směru $i=$	0,144 m
průřezový modul ke krajním vláknům $W_y=$	0,0417 m ³
jádro průřezu $j_h=$	0,083 m

základ



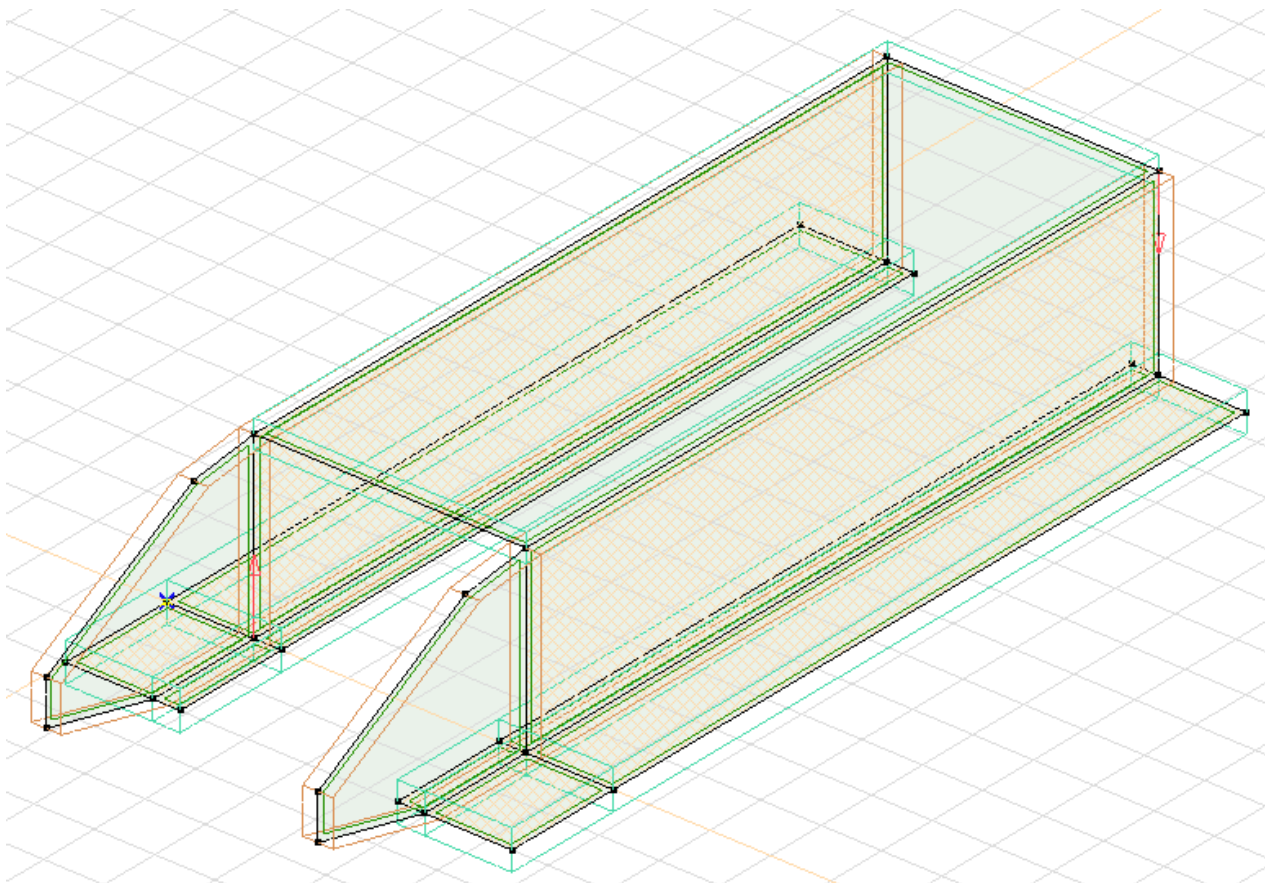
výška průřezu v ose $h=$	0,650 m
šířka průřezu $b=$	1,000 m
st těžiště od dolní hrany průřezu $c_{y,d}=$	0,325 m
plocha betonu $A_c=$	0,6500 m ²
ent setrvačnosti ve svislém směru $I_y=$	0,0229 m ⁴
poloměr setrvačnosti ve svislém směru $i=$	0,188 m
průřezový modul ke krajním vláknům $W_y=$	0,0704 m ³
jádro průřezu $j_h=$	0,108 m

2.3 Výpočtový model

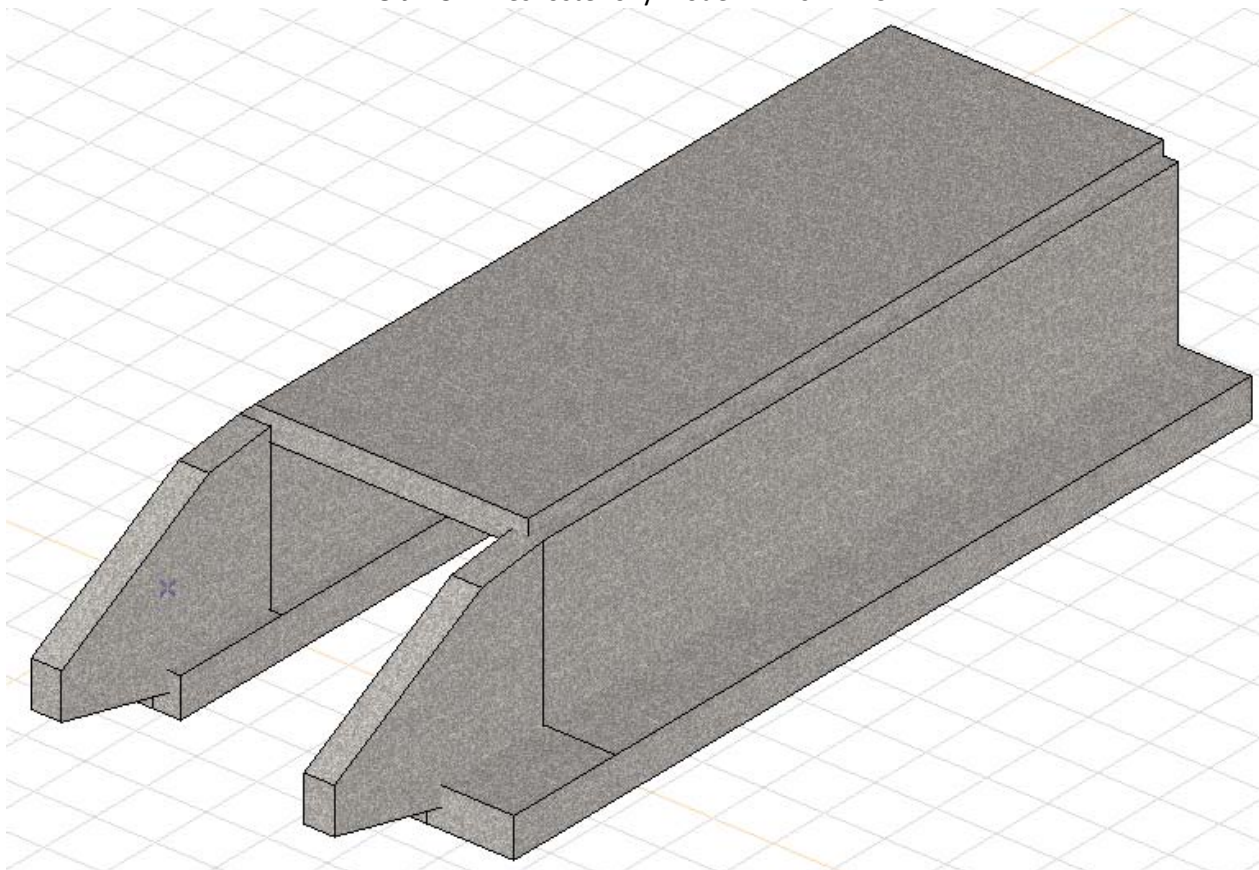
Byly vytvořeny dva modely. Konstrukce byla vzhledem k malé šikmosti zjednodušeně počítána na prutovém modelu s uvažováním vzdušující šířky desky dle ČSN 73 6214. Konstrukce byla modelována v programu AxisVM 13. Druhý model byl vytvořen jako deskostěnový pro vyjádření vlivu působení osamělých břemen (Tandem System sestavy LM1) a následně byl u tohoto zatížení použit korelační součinitel 1,14 na prutovém modelu. Založení bylo uvažováno plošné. Betonářská výztuž byla navržena a posouzena v programu Idea StatiCa.

2.4 Tuhost podloží, uložení konstrukce

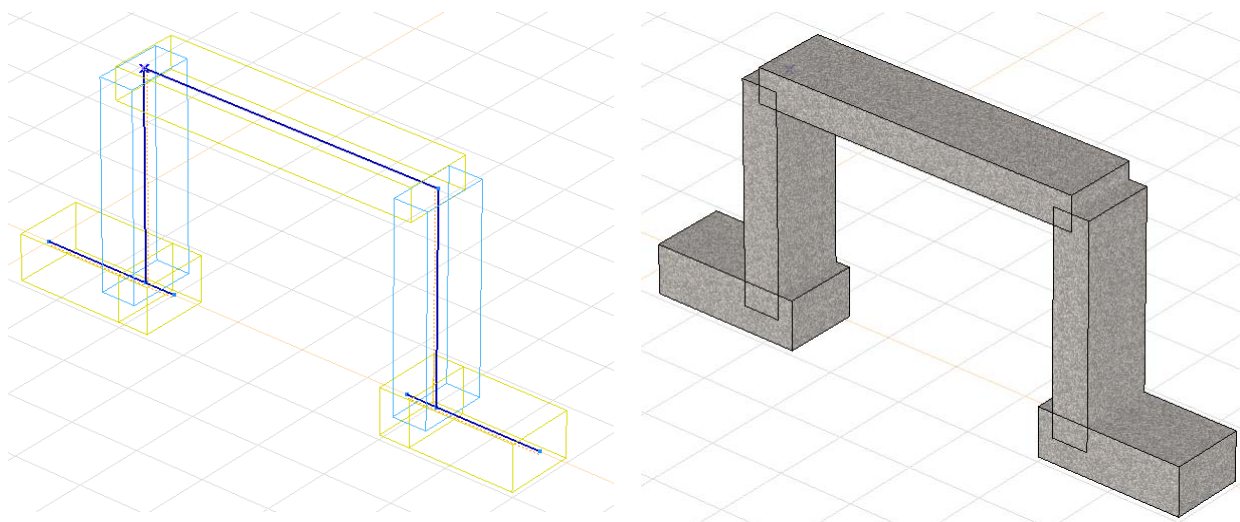
Dle podkladů je založení konstrukce uvažováno plošné na podkladním betonu, který bude v úrovni písků (S3) až štěrků písčitých (G3). Byl proveden základní výpočet tuhosti podloží užitím Hamblyho teorie za použití E_{def} .



Obr. 3 - Deskostěnový model v AxisVM 13



Obr. 4 - Rendering modelu (objemová kontrola)



Obr. 5 - Prutový model vč. renderingu

3 Materiálové charakteristiky

3.1 Beton

Beton

C30/37

☒ ČSN EN 1992-1
Betonové mosty

char. válcová pevnost betonu v tlaku $t=28$ dní f_{ck}	30,0 MPa	
prům. hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cm}	38,0 MPa	
prům. hodnota pevnosti bet. v dostředném tahu f_{ctm}	2,9 MPa	
zohlednění dlouhodobých účinků zatížení α_{cc}	0,90	ČSN EN 1992-2/Z4
dílčí součinitel materiálu γ_c	1,5	
návrhová pevnost v tlaku f_{cd}	18,0 MPa	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
char. pevnost bet. v dostředném tahu $f_{ctk0,05}$	2,0 MPa	5% kvantil
zohlednění dlouhodobých účinků zatížení α_{ct}	1,00	
návrhová pevnost v tahu f_{ctd}	1,4 MPa	$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk0,05} / \gamma_c$
sečnový modul pružnosti E_{cm}	32,8 GPa	
pro dotvarování tečnový modul pružnosti $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$	34,5 GPa	
omezené stl. bet. na hranici mezi pružnou a plastickou větví ϵ_{cu3}	3,5 ‰	--> 0,0035
omezené stl. bet. na hranici mezi pružnou a plastickou větví ϵ_{c2}	2,0 ‰	--> 0,0020
součinitel teplotní roztažnosti α	0,000010	K ⁻¹

3.1.1 Smršťování betonu

beton	C30/37	
f_{ck}	30,0 MPa	E_{cm} = 32,8 GPa
f_{cm}	38,0 MPa	tečnový modul E_c = 34,5 GPa
f_{cm0}	10,0 MPa	
f_{ctm}	2,9 MPa	
druh cementu	N	normální cement
α_{s1}	4	α_{s2} = 0,12

- poměrné smršťování vysycháním ϵ_{cd}

$A_c =$	0,464 m ²	*přířezová plocha betonu	výška průřezu $h =$	0,464 m
$u =$	2,928 m	*obvod vystavený vysychání	šířka průřezu $\bar{s} =$	1,000 m
$h_0 =$	316,9 mm	*náhradní rozměr průřezu		
$RH =$	80 %	*rel. vlhkost okol. prostředí		
$RH_0 =$	100 %			
$\beta_{RH} =$	0,7564	$\beta_{RH} = 1,55 \cdot [1 - (RH/RH_0)^3]$		
$\epsilon_{cd,0} =$	0,00026895	$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cm0})] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$		
$k_h =$	0,746	*tab. 3.3		
$t_s =$	3 dny/dnů	(konec ošetřování betonu)		
$t_t =$	36500 dnů	(uvažovaný čas)		

- poměrné autogenní smršťování ϵ_{ca}

$\beta_{as}(t) =$	1,0000000	$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5})$
$\epsilon_{ca,\infty} =$	0,0000500	$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$
$\epsilon_{ca,t} =$	0,0000500	

- poměrné přetvoření od smršťování vysycháním ϵ_{cd}

$\beta_{ds}(t_t, t_s) =$	0,9938540	$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$
$\epsilon_{cd,t} =$	0,0001993	$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t_t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0}$

- celkové poměrné smršťování od konce ošetřování do konce životnosti konstrukce

$\epsilon_{cs,t} =$	0,000249	$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd}$
---------------------	----------	---

zavedeno změnou teploty k-ce **-24,9 °C**

3.2 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž

	B500B
charakteristická mez kluzu betonářské výztuže $f_{yk} =$	500 MPa
modul pružnosti $E_{cm} =$	200 GPa
dílčí součinitel materiálu $\gamma_s =$	1,15
návrhová mez kluzu betonářské výztuže $f_{yd} =$	434,78 MPa

3.3 Trvanlivost a krycí vrstva výztuže

Krytí musí být dodrženo na veškerou betonářskou výztuž vč. spon.

krycí vrstva betonu $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

betonářská průměr hlavní výztuže $\phi R20$ ☐ svazek prutů počet prutů $n_b = 2$

$c_{min,b} = 20 \text{ mm}$

předpínací vnější ϕ kanálku $\phi_e = 0 \text{ mm}$ *kruhový kanálek

$c_{min,p} = 0 \text{ mm}$

třída konstrukce $S6$

třída betonu $C30/37$

stupeň vlivu prostředí $XD2/XS2$

kategorie návrhové životnosti
třída S1 - dočasné konstrukce
třída S2 - životnost 10-25 let
třída S3 - životnost 15-30 let
třída S4 - životnost 50 let
třída S5 - životnost 80 let
třída S6 - životnost 100 let

☒ Desková konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)

☐ Zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu

výsledná třída konstrukce pro stanovení krytí **S5**

betonářská výztuž

$c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

$c_{min} = 45 \text{ mm}$

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

předpínací výztuž

$c_{min,dur} = 55 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$

$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

$c_{min} = 55 \text{ mm}$

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

třída ohradu betonu bez ohradu

rovný podklad

většení krycí vrstvy vzhledem k ohradu a podkladu $k_1 = 0 \text{ mm}$

$c_{nom,b} = 55 \text{ mm}$

$c_{nom,p} = 65 \text{ mm}$

3.3.1 Krytí betonářské výztuže v nosné konstrukci

Pro betonářskou výztuž, daný druh betonu a stupeň vlivu prostředí je:

minimální krytí $c_{min} = 45 \text{ mm}$

nominální krytí $c_{nom} = 55 \text{ mm}$

4 Zatížení

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Vlastní tíha konstrukce

automaticky generováno programem, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

4.1.2 Ostatní stálé zatížení (charakteristické hodnoty)

římky (levá i pravá)

$$A = 0,284 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{1,l\ddot{r},k} = 7,10 \text{ kN/mb}$$

vozovkové vrstvy (na m^2)

$$A = 1,0 \times 0,14 = 0,14 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{1,voz,k} = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1,voz,sup} = 1,4 \times g_{1,voz,k} = 4,90 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1,voz,inf} = 0,8 \times g_{1,voz,k} = 2,80 \text{ kN/m}^2$$

zábradelní svodidlo

$$g_{1,svod,k} = 1,0 \text{ kN/mb}$$

Poznámka: izolace NAIP je pro zjednodušení zahrnuta ve vozovkových vrstvách. Výše uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické a dle ČSN EN 1991-1-1, čl. 5.2.3 (3) se tíha vozovkových vrstev má uvažovat v hodnotách „sup“ +40 % a „inf“ -20 %.

4.1.3 Nerovnoměrný pokles podpor

I přesto, že je objekt založen plošně a nerovnoměrné sednutí se neočekává byl uvažován nerovnoměrným sednutím 10 mm.

4.1.4 Zemní tlaky za rubem opěr

Je uvažován zemní tlak v klidu na rubu konstrukce.

4.2 Nahodilé zatížení

4.2.1 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je uvažováno podle ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 2: Zatížení mostů dopravou. Dynamické účinky jsou zahrnuty v modelech zatížení.

4.2.1.1 Rozdělení vozovky do jízdních pruhů

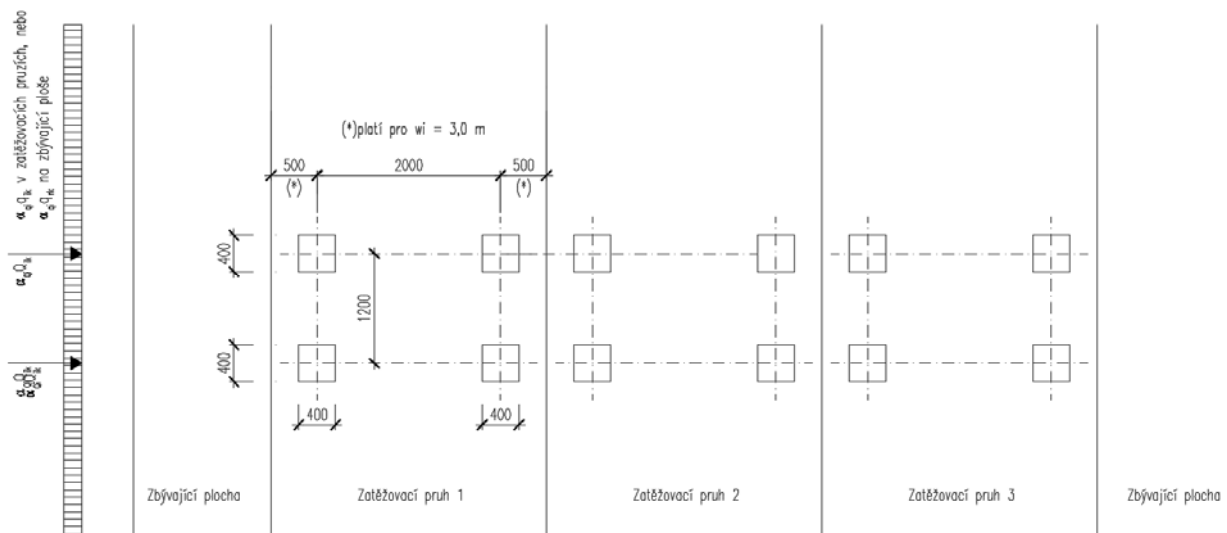
Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_l	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

4.2.2 Počet a šířka zatěžovacích pruhů:

Šířka vozovky	$w = 11,50 \text{ m}$
Počet jízdních pruhů	$n_l = 3$
Šířka jízdních pruhů	$w_l = 3,00 \text{ m}$
Šířka zbývající plochy	$w_z = 2,50 \text{ m}$

4.2.2.1 Model zatížení 1 – LM1, sestava zatížení gr1a

Model zatížení 1 dle ČSN EN 1991-2



Hodnoty regulačních součinitelů

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{Q1}	α_{Q2}	$\alpha_{Qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

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

Skupina 1 – všechny pozemní komunikace mimo komunikací uvedených ve skupině 2

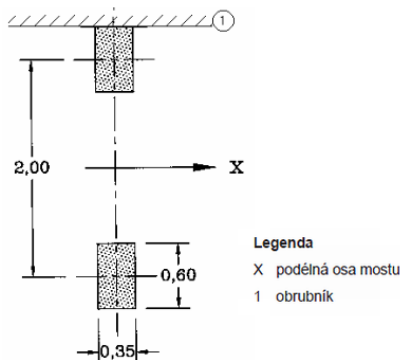
Skupina 2 – silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné a účelové kom.

Charakteristické hodnoty zatížení modelu LM1:

umístění	dvojnáprava TS nápravové síly Q_{ik} [kN]	rovnoměrné zatížení UDL q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
pruh č.1	300	9
pruh č.2	200	2,5
pruh č.3	100	2,5
ostatní pruhy	0	2,5
zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

4.2.2.2 Model zatížení 2 – LM2, sestava zatížení gr1b

Model zatížení 2 je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN včetně dynamického součinitele, která může působit v kterémkoliv místě na vozovce. Avšak v případě potřeby se může uvažovat pouze jedno kolo působící silou 200 β_Q [kN]. $\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1,0$.



Obr. 6 - Schéma modelu zatížení LM2

Model LM2 se používá pro lokální ověření a mosty menších rozpětí. Účinky byly ověřeny a nerozhodují, proto nebyl dále uvažován.

4.2.2.3 Model zatížení 3 – LM3

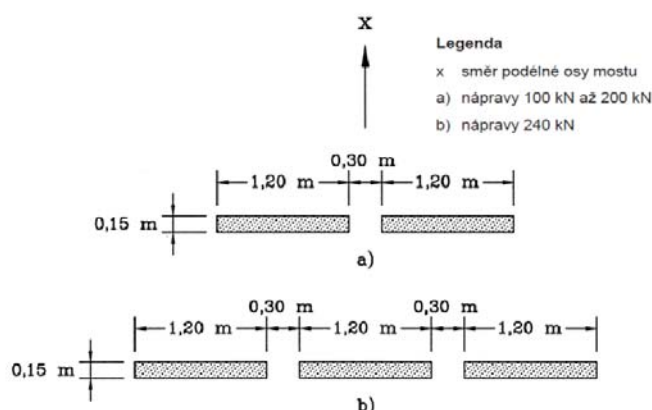
Most se nachází na silnici II. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1, tedy:

Celková tíha	1 800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN, $e = 1,50$ m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m.
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Zatížení LM3 pro silnice I. a II. tříd

Uvažované zatížení na nápravu vč. dynamického součinitele

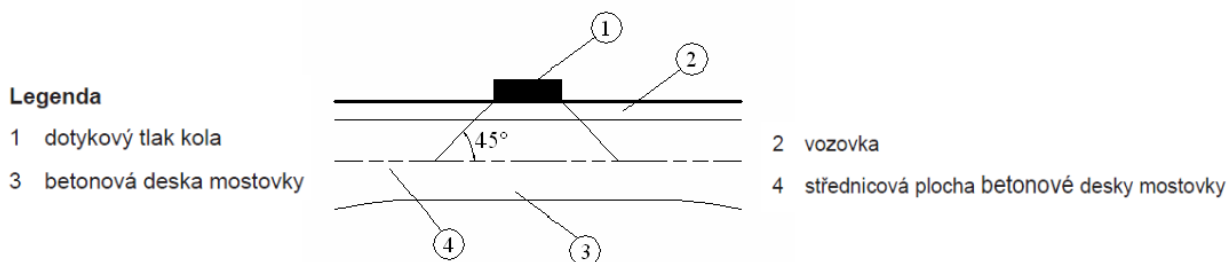
$$200 * 1,25 = 250 \text{ kN}$$



4.2.2.4 Model zatížení 4 – LM4

Zatížení davem lidí na mostě uvažované hodnotou 5 kN/m^2 (již zahrnuje dynamický součinitel). Nerozhoduje a nebude dále uvažováno.

4.2.2.5 Roznášení soustředěného zatížení



Obr. 7 - Roznášení soustředěného zatížení vozovkou a betonovou deskou mostovky

4.2.2.6 Vodorovné síly

4.2.2.6.1 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdná síla Q_{lk} , omezená 900 kN pro celou šířku mostu, se má vypočítat jako část celkového maximálního svislého zatížení 1 umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1, takto:

$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_l L$, kde L je délka nosné konstrukce nebo její uvažované části

$$180 \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900 (\text{kN})$$

LM1

dle ČSN EN 1991-2, čl. 4.4.1, odstavec (2)

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_l L$$

$$180 \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900 (\text{kN})$$

LM3

dle NA.2.18, čl. 4.4.1, odstavec (2) změny Z4

$$Q_{lk} = 0,6 Q_{LM3} + 0,10 \alpha_{q2} q_{2k} w_l L$$

$$180 \alpha_{Q1} (\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 600 (\text{kN})$$

pro $v < 5 \text{ km/h}$, $Q_{lk, LM3} = 0 \text{ kN}$, jinak

$$Q_{lk, LM1} = 373,5 \text{ kN} \quad \text{celková}$$

$$Q_{lk, LM1} = 29,9 \text{ kN/m} \quad \text{na m šířky}$$

+časté hodnoty zatížení LM1 ve svislém směru

$$Q_{lk, LM3} = 600,0 \text{ kN} \quad \text{celková}$$

$$Q_{lk, LM3} = 48,0 \text{ kN/m} \quad \text{na m šířky}$$

+svislé zatížení modelu LM3

4.2.2.6.2 Odstředivé a jiné příčné síly

Vzhledem k typu konstrukce nebude uvažováno.

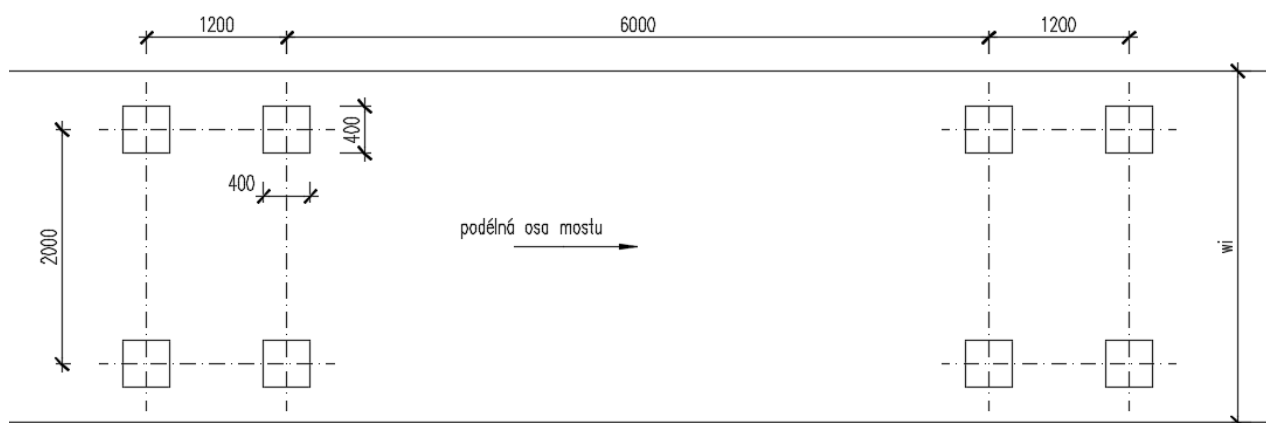
Příčné brzdné síly $Q_{trk} = 25 \%$ z vodorovných Q_{lk} , Q_{trk} a Q_{lk} působí současně v úrovni dokončeného povrchu vozovky.

4.2.2.7 Současné působení zatěžovacích systémů:

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP16)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
		Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)						
^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).								
^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . ^{NP21)}								
^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.								
^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

4.2.3 Model zatížení na únavu 3 (model jednotlivého vozidla)

Model má čtyři nápravy, každá má identická kola, síla na nápravu je 120,0 kN. Pokud to připadá v úvahu, mají se uvažovat dvě vozidla ve stejném pruhu. V tom případě má jedno vozidlo výše uvedené parametry. Geometrie druhého vozidla je stejná, ale síla na každou nápravu je 36,0 kN. Vzdálenost mezi oběma vozidly měřená mezi jejich středy není menší než 40,0 m.



Obr. 8 - Schéma modelu na únavu 3

4.2.4 Zatížení větrem

Není uvažováno.

4.2.5 Zatížení teplotou

Výpočet proveden dle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení teplotou. Typ nosné konstrukce 3 – betonová nosná konstrukce (betonový nosník). Teplotní účinky na konstrukci se skládají z rovnoměrné a nelineární složky. V ČR je pro výpočet nelineární složky doporučen postup 2, ve specifických případech lze užít postup 1.

4.2.5.1 Rovnoměrná teplotní změna

Klimatická zatížení - účinky teplotních změn a rozdílného oteplení konstrukcí

Rovnoměrná teplotní změna ΔT_N celé konstrukce (NA.2.4 čl.6.1.3.1)

T_0	10,0 °C					
T_{max}	40,0 °C	=>	$T_{e,max}$	41,5 °C	=>	$\Delta T_{N,exp}$ 31,5 °C
T_{min}	-32,0 °C	=>	$T_{e,min}$	-24,0 °C	=>	$\Delta T_{N,con}$ 34,0 °C
součinitel teplotní roztažnosti α_T =			0,000010	=>	ϵ_+ =	0,000315
				=>	ϵ_- =	0,000340

4.2.5.2 Nelineární teplotní změna

Vzhledem k jednoduchosti konstrukce a neměnnému příčnému řezu byl uvažován postup 1.

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná k-ce	15	18
3. typ: betonová nosná konstrukce		
betonový konorový nosník	10	5
betonový nosník	15	8
betonová deska	15	8

	provoz	stavební fáze
součinitel zahrnující jinou tloušťku vozovkových vrstev $k_{sur,heat}$ =	0,58	1,50
součinitel zahrnující jinou tloušťku vozovkových vrstev $k_{sur,cool}$ =	1,00	1,00
	provoz	stavební fáze
horní povrch teplejší než dolní $\Delta T_{M,heat}$ (°C)=	8,7°C	22,5°C
dolní povrch teplejší než horní $\Delta T_{M,cool}$ (°C)=	8,0°C	8,0°C

Pozn.: Hodnota $k_{sur} = 1,50$ se použije pro posouzení stavební fáze, kdy je povrch NK opatřen izolací NAIP. Součinitel 1,50 představuje horní hodnotu pro tmavé barvy.

Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

ω_N =	0,35
ω_M =	0,75

$\Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) + $\omega_N \Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$)

$\omega_M \Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$)

*zahrnuto v kombinacích, uvažuje se působení, které dává méně příznivý účinek

5 Vnitřní síly

Jsou uvedeny v protokolu v příloze.

6 Kombinace zatěžovacích stavů

Kombinační hodnoty jsou uvedeny v protokolu. Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací jsou uvažovány dle ČSN EN 1990 takto:

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,j}$, $\alpha_{Q,r}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídkakdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

7 Mezní stavy

Konstrukce je posouzena dle obou mezních stavů – únosnosti a použitelnosti. Výsledky posouzení jsou součástí protokolu.

7.1 Závěr posouzení konstrukce a navržené betonářské výztuže

Konstrukce byla ověřena z hlediska prvního a druhého mezního stavu. Byla navržena betonářská výztuž a byla prokázána bezpečnost návrhu.

8 Vyztužení rámové konstrukce

Rámová příčel bude vyztužena při dolním povrchu vložkou min. R20 á 150 mm. Rámový roh bude vyztužen min. R20 á 150 mm. Vyztužení je uvažováno rovnoběžně s osou komunikace. Smyková výztuž bude provedena konstrukčně R8 v rastru 300x150 mm vystřídáně (min. 22 ks/m²) se zhuštěním před líci opěr do vzdálenosti 1,0 m (min. 44 ks/m²). Roznášecí výztuž min. R14 á 150 mm.

9 Posouzení průhybu

U mostních konstrukcí se navrhne takové nadvýšení, aby při působení stálých zatížení a poloviny časté hodnoty nahodilých zatížení měla niveleta předpokládaný tvar, a to v čase na konci životnosti. Pokud je nutno tvar konstrukce ověřit i v jiném stádiu konstrukce, musí se pro danou časovou etapu provést samostatný výpočet. Jestliže je stanovená hodnota nadvýšení menší než 10 mm, nadvýšení se nemusí provádět. S přípustnými hodnotami průhybů se pak porovnává průhyb konstrukce stanovený na základě pravidel pro sestavení časté kombinace

zatížení, která zahrnuje:

- a) pokud je navrženo nadvýšení – teoretický průhyb od nahodilého zatížení pohyblivého
- b) pokud není navrženo nadvýšení – teoretický průhyb od stálých a nahodilých zatížení

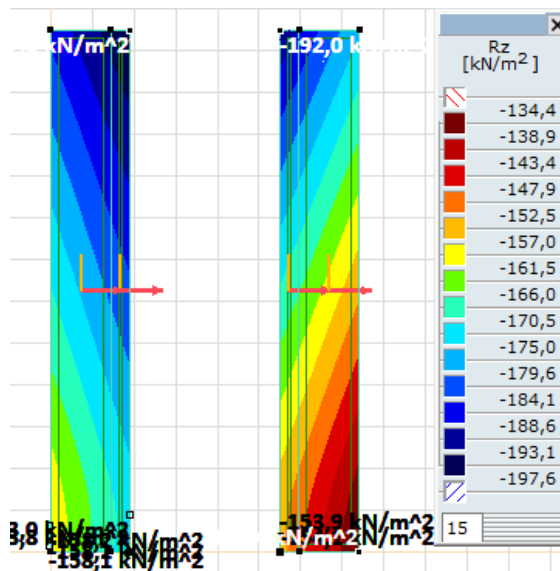
Ve zvláštních případech se po dohodě s objednatelem postupuje individuálně.

Ustanoveními tohoto článku se neruší požadavky uvedené v ČSN EN 1990.

V tomto případě vychází nutné nadvýšení menší než 10 mm a proto nebude provedeno. Projektant skruže je povinen navrhnout nadvýšení pro eliminaci průhybu při zatížení mokrým betonem.

10 Posouzení založení mostní konstrukce

Konstrukce je založena plošně na podkladním betonu sahajícím až po horizont písků (S3) až štěrků písčitých (G3). Napětí v základové spáře od kvazi-stálé kombinace zatížení $\sigma_{MSP, kvazi} = 135,0$ kPa, od charakteristické kombinace zatížení $\sigma_{MSP, char} = 151,9$ kPa, od kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti $\sigma_{MSÚ, 6.10(a,b)} = 197,6$ kPa. U poslední uvedené reakce se jedná o extrémní kombinační hodnotu stálých a nahodilých zatížení vč. součinitelů zatížení. S největší pravděpodobností se toto zatížení v uvedené hodnotě za celou dobu životnosti konstrukce na mostě nevyskytne. I tak lze vzhledem k zastiženému podloží a navrženým úpravám konstatovat, že založení je navrženo bezpečně.



Obr. 9 - Napětí v ZS od kombinace 6.10a

11 Posouzení mostních křídel

Mostní křídla jsou navržena tloušťky 500 mm. Mostní křídla jsou svahová, poměrně krátká. Nebudou tedy výrazně namáhána. Bylo posouzeno delší svahové křídlo OP2 vlevo (blíže Přelouči). Křídlo je částečně založené na prodlouženém základu OP se zavěšenou částí délky 2,1 m. Křídlo má proměnnou výšku (ve

vetknutí ~3,0 m). Křídlo bude vyztuženo ve vetknutí do opěry při rubu vodorovnou výztuží R14 á 150 mm na celou výšku. Ze základu bude svisle při rubu křídla vytažena výztuž stejného profilu jako výztuž vyčnívající do opěr, aby nedošlo k jejich záměně. konzolová část křídla bude vyztužena ve vodorovném směru min. R14 á 150 mm. Vzhledem k ohybovému namáhání křídla bude smyková výztuž tvořena sponami R8 v rastru 300x150 mm vystřídane (min. 22 ks/m²).

12 Závěr

V podrobném statickém výpočtu byl ověřen návrh nosné konstrukce. Založení bylo uvažováno plošné na podkladním betonu. Přejíhová oblast za rubem opěr je navržena s přechodovou deskou.

Mostní konstrukce byla navržena dle mezních stavů v souladu s platnými ČSN EN. Statickým výpočtem byl ověřen návrh průřezů. Byla navržena a posouzena betonářská výztuž. Byla prokázána bezpečnost a spolehlivost takto navržené konstrukce. Výpočet byl proveden pro dokumentaci ve stupni DSP+PDPS. Vybraný zhotovitel je povinen zpracovat statický výpočet v podrobnostech pro realizaci stavby v rámci dokumentace RDS.

Brno, leden 2019

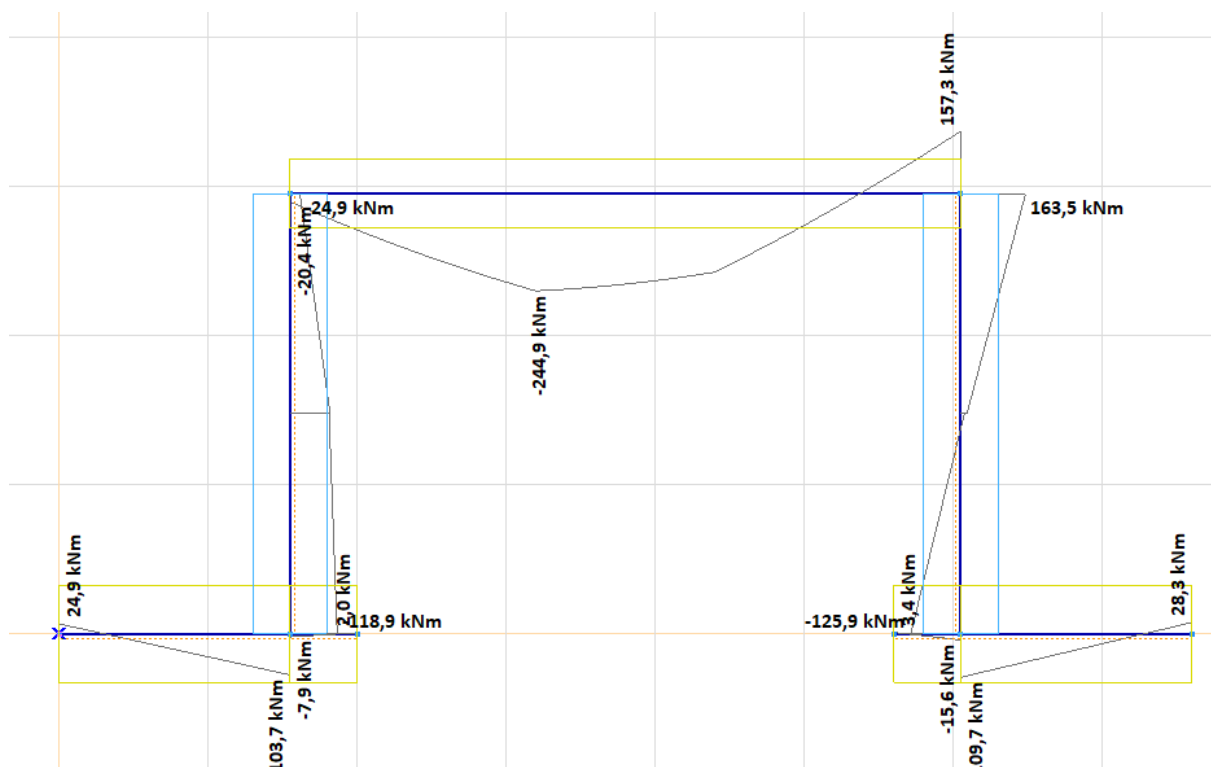
Ing. František Pokorný

13 Použitá literatura a normy

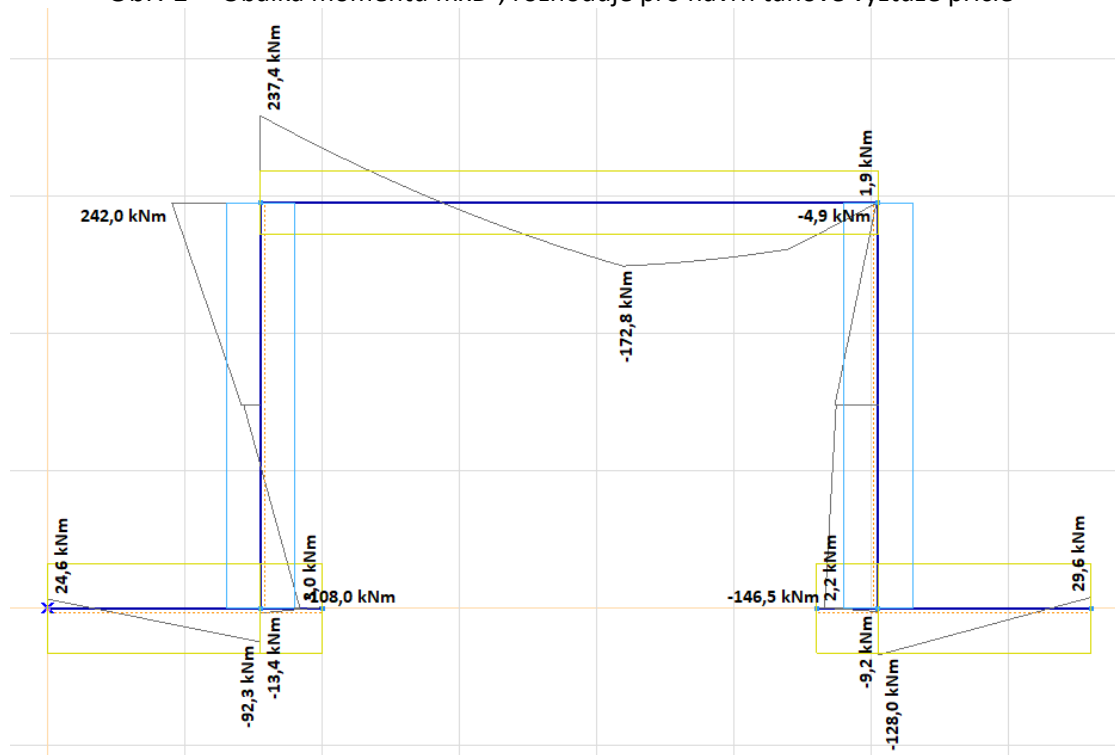
- | | | |
|------|-----------------|--|
| [1] | ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty), |
| [2] | ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, |
| [3] | ČSN EN 1991-1-4 | Zatížení konstrukcí, 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 1991-1-7 | Zatížení konstrukcí, Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení |
| [6] | ČSN EN 1991-2 | Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou |
| [7] | ČSN EN 1992-1-1 | Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| [8] | ČSN EN 1992-2 | Navrhování betonových konstrukcí, Část 2: Betonové mosty
Navrhování a konstrukční zásady |
| [9] | ČSN EN 1997-1 | Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla |
| [10] | ČSN EN 206 | Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda a všechny související normy v ní uvedené |
| [11] | ČSN 73 6220 | Evidence mostních objektů pozemních komunikací |
| [12] | ČSN 73 6222 | Zatížitelnost mostů pozemních komunikací |

14 Použitý software

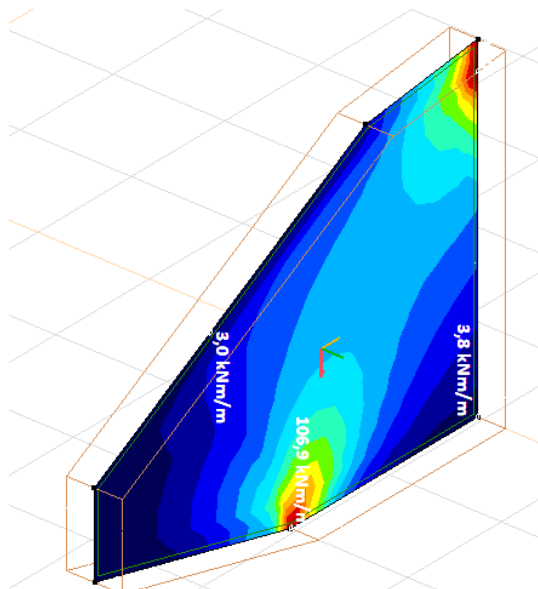
- Microsoft Office
- AxisVM
- IdeaStatica
- Gstar Cad



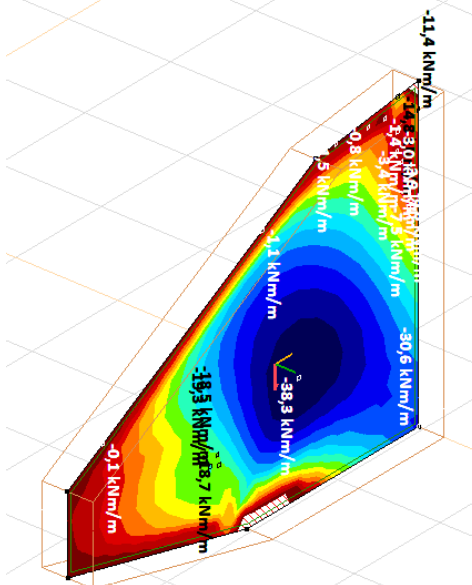
Obr. 1 - Obálka momentů m_{xD-} , rozhoduje pro návrh tahové výztuže příčle



Obr. 2 - Obálka momentů m_{xD+} , rozhoduje pro návrh výztuže rámového rohu



Obr. 3 - Křídlo - ohybové momenty m_{yD+} od kombinace v MSÚ, 6.10a



Obr. 4 - Ohybové momenty m_{xD-} od kombinace v MSÚ, 6.10a

Obsah

- 1 Data projektu
- 2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů
- 3 Posouzení řezů
 - 3.1 Řez příčel tl. 400 mm
 - 3.2 Řez rámový roh ve vetknutí
 - 3.3 Řez rámový roh 0,9 m
 - 3.4 Řez křídlo tl. 0,5 m

1 Data projektu

Název projektu	Modernizace mostu ev. č. 322-011 Trnávka
Autor	Ing. František Pokorný
Datum vytvoření protokolu	24.10.2018

Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Návrhová životnost	100 let

2 Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
rám (Nosníková deska)	4	rámový roh ve vetknutí	98,9	✓

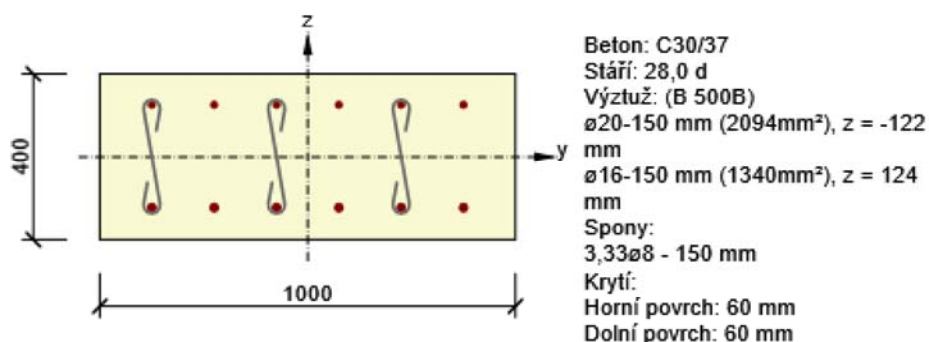
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
příčel tl. 400 mm	rám (Nosníková deska)	R 1	93,3	✓
rámový roh ve vetknutí	rám (Nosníková deska)	R 2	98,9	✓
rámový roh 0,9 m	rám (Nosníková deska)	R 3	98,2	✓
křídlo tl. 0,5 m	rám (Nosníková deska)	R 4 - křídlo	79,7	✓

3 Posouzení řezů

3.1 Řez příčel tl. 400 mm

3.1.1 Kritický extrém max únosnost

Dimenzační dílec	rám
Vyztužený průřez	R 1



3.1.1.1 Souhrn

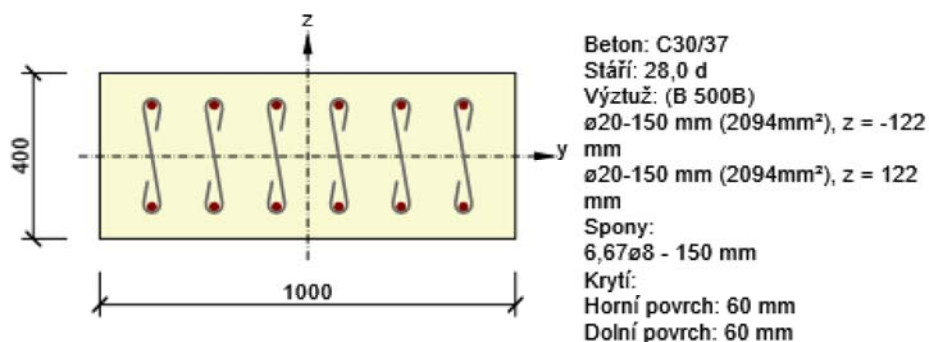
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-74,9	244,8	0,0	106,7	0,0	93,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-74,9	244,8	0,0			85,3	OK
Smyk	-74,9			106,7	0,0	49,2	OK
Interakce	-74,9	244,8	0,0	106,7	0,0	93,3	OK
Únava	-32,0	117,2	0,0			55,4	OK
Omezení napětí	-61,2	186,0	0,0			88,3	OK
Šířka trhliny	-17,9	80,0	0,0			54,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.2 Řez rámový roh ve vetknutí

3.2.1 Kritický extrém max únosnost

Dimenzační dílec	rám
Vyztužený průřez	R 2



3.2.1.1 Souhrn

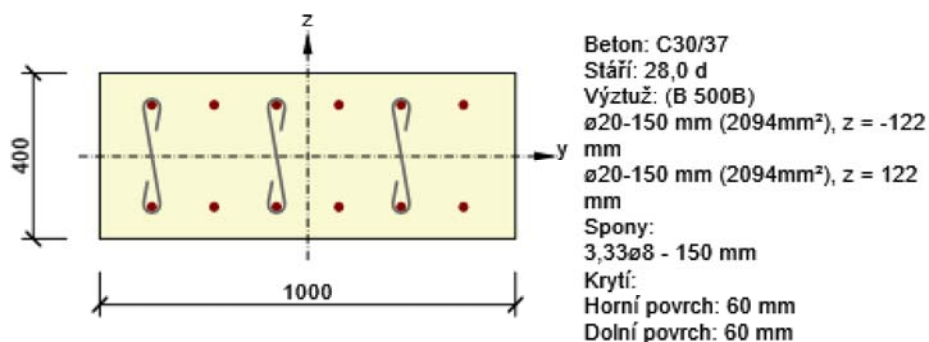
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-52,9	131,4	0,0			98,9	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-111,4	237,4	0,0			80,8	OK
Smyk	-111,4			264,6	0,0	61,3	OK
Interakce	-111,4	237,4	0,0	264,6	0,0	93,4	OK
Únava	-52,9	131,4	0,0			98,9	OK
Omezení napětí	-81,3	180,6	0,0			85,6	OK
Šířka trhliny	-38,8	109,3	0,0			73,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.3 Řez rámový roh 0,9 m

3.3.1 Kritický extrém max únosnost

Dimenzační dílec	rám
Vyztužený průřez	R 3



3.3.1.1 Souhrn

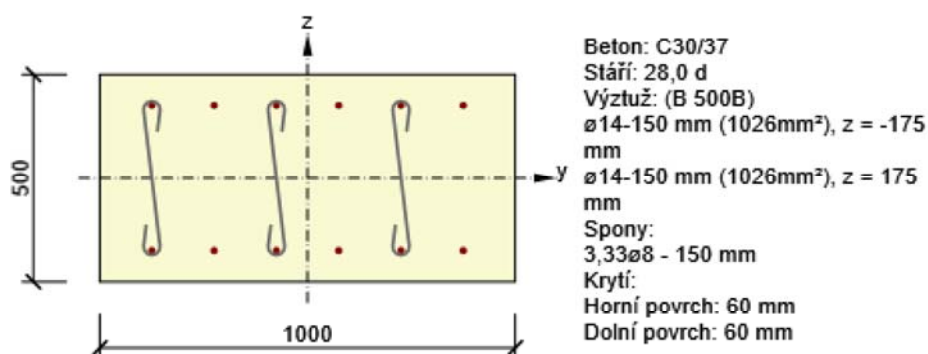
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-111,4			229,3	0,0	98,2	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-111,4	69,4	0,0			20,1	OK
Smyk	-111,4			229,3	0,0	98,2	OK
Interakce	-111,4	69,4	0,0	229,3	0,0	98,2	OK
Únava	-52,9	54,1	0,0			83,9	OK
Omezení napětí	-38,8	43,0	0,0			11,8	OK
Šířka trhliny	-38,8	43,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

3.4 Řez křídlo tl. 0,5 m

3.4.1 Kritický extrém max únosnost

Dimenzační dílec	rám
Vyztužený průřez	R 4 - křídlo



3.4.1.1 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	115,8	0,0	100,0	0,0	79,7	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	0,0	115,8	0,0			57,1	OK
Smyk	0,0			100,0	0,0	32,9	OK
Interakce	0,0	115,8	0,0	100,0	0,0	79,7	OK
Únava	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	0,0	79,3	0,0			13,6	OK
Šířka trhliny	0,0	79,3	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %