

STAVBA:

Oprava mostu v km 19,327
na trati Rožnov - Černý Kříž

OBJEDNATEL:



Správa železnic, státní organizace

Dlážděná 1003/7

110 00 Praha 1, Nové Město

PROJEKTANT:



Egneza s.r.o.

Kpt. Jaroše 35/20

434 01 Most

Účel PD: DSP/PDPS	ODP. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	Datum:	11/2021
	ING. MICHAL BERNÁT	ING. ONDŘEJ VOLÁK	Měřítko:	
Egneza s.r.o., Kpt. Jaroše 35/20, 434 01 Most, tel.: 733 774 924, e-mail: bernat@egneza.cz			Formát:	
			Zakázka:	18E67
OBJEKT: SO 01 Most v km 19,327			Část:	D.1.1
			Paré:	
PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET			Příloha:	9

1 Úvod	3
1.1 Identifikační údaje stavby	3
1.1.1 Stavba	3
1.1.2 Stavebník	3
1.1.3 Projektant SO 01	3
1.2 Základní údaje o mostě	3
1.3 Popis konstrukce mostu	3
1.3.1 Základní údaje nového mostu	4
1.3.2 Spodní stavba	4
1.3.3 Nosná konstrukce	4
1.4 Popis statického výpočtu	5
1.5 Použité podklady, literatura a software	5
2 Přehledné výkresy	6
3 Výpočtový model	9
4 Postup výstavby	9
5 Zatížení	9
5.1 Stálá zatížení a vlivy	9
5.1.1 Vlastní tíha g_0	9
5.1.2 Ostatní stálé zatížení g_1	10
5.1.3 Dotvarování a smršťování	11
5.1.4 Zemní tlak	11
5.1.5 Poklesy podpor	12
5.2 Proměnná zatížení železniční dopravou	12
5.2.1 Dynamické účinky	12
5.2.2 Model zatížení LM71	12
5.2.3 Zvětšení zemního tlaku od zatížení kolejovou dopravou	14
5.2.4 Vodorovné síly	14
5.2.5 Sestavy zatížení železniční dopravou	16
5.3 Ostatní proměnlivá zatížení	17
5.4 Kombinace zatížení	18
5.4.1 Kombinační pravidla	18
5.4.2 Součinitelé zatížení	19
5.4.3 Mezní stavy únosnosti	20
5.4.4 Mezní stavy použitelnosti	20
6 Spodní stavba	21
6.1.1 Návrh výztuže v úložném prahu	21
7 Posouzení nosné konstrukce	21
7.1 Předpoklady pro návrh a posouzení	21
7.2 Vnitřní síly	21
7.2.1 Průběhy vnitřních sil	21
7.2.2 Vnitřní síly a zatížitelnost	23
7.3 Posouzení na ohyb a smyk	24
7.3.1 Předpoklady posouzení	24

7.3.2	NK v podélném směru	26
7.4	Posouzení na únavu	33
7.4.1	Únava výztuže	33
7.4.2	Únava betonu v tlaku	34
7.5	Posouzení konstrukčních zásad	35
8	Deformace konstrukce (omezení průhybu)	36
9	Závěr	38
10	Přehled zatížitelnosti	39

1 Úvod

1.1 Identifikační údaje stavby

1.1.1 Stavba

Stavba

Oprava mostu v km 19,327 na trati Rožnov – Černý Kříž

Objekt

SO 01 Most v km 19,327

Katastrální území

Třísov (641 529)

Obec

Holubov (545 490)

Kraj

Jihočeský

1.1.2 Stavebník

Název

Správa železnic, státní organizace

IČ

70 99 42 34

Adresa

Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1, Nové Město

1.1.3 Projektant SO 01

Název

Egnez s.r.o.

IČ

072 74 564

Adresa

Kpt. Jaroše 35/20, 434 01 Most

Osoby s autorizací

Ing. Michal Bernát

autorizovaný inženýr v oboru mosty a inž. konstrukce

č. autorizace: 0301483

Odpovědný projektant stavby

Ing. Michal Bernát

1.2 Základní údaje o mostě

Název mostu

Most v km 19,327

Stávající a nový vlastník objektu

Česká republika, Správa železnic, státní organizace

Správce trati

Správa železnic, státní organizace,

Oblastní ředitelství Plzeň

Staničení objektu

Km 19,327

Traťový úsek

TÚ 0491 Rožnov (mimo) – Černý Kříž (mimo)

DÚ 06 Křemže – Plešovice

Situování objektu v terénu

Stavba se nachází v extravilánu obce Plešovice ve svažitém terénu ze západu na východ. Pod mostem v km 19,327 prochází lesní cesta.

Účel objektu

Most převádí železniční trať přes lesní cestu.

1.3 Popis konstrukce mostu

V rámci stavby dojde k výměně nosné konstrukce mostu a sanaci spodní stavby. Kamenné části ponechávaných opěr budou očištěny a hloubkově přespárovány v rozsahu 100 % plochy. Bude snesena kolej a nosná konstrukce a odtěženo štěrkové lože nad přechodovou oblastí mostu. Na stávající spodní stavbu budou vybudovány nové úložné prahy a železobetonová nosná konstrukce. Za mostem se na každé straně zhotoví přechodové betonové prefabrikované zídky, které zajistí přechod z částečně otevřeného štěrkového lože do širé

trati. Konstrukce se doplní schváleným systémem hydroizolace. Na římsy na nosné konstrukci a části přechodových zídek bude osazeno nové úhelníkové zábradlí.

1.3.1 Základní údaje nového mostu

<i>Druh nosné konstrukce</i>	Monolitická železobetonová deska
<i>Popis spodní stavby včetně křídel</i>	Kamenné plošně založené opěry na kamenných základových pasech, kamenná šikmá křídla
<i>Počet mostních otvorů</i>	1
<i>Délka přemostění</i>	2,90 m
<i>Délka mostu</i>	7,1 m
<i>Světlost nosné konstrukce</i>	2,90 m
<i>Stavební výška</i>	1,0 m
<i>Výška obrysu kolejového lože</i>	0,35 m
<i>Volná výška pod mostem</i>	5,0 m
<i>Šikmost</i>	Kolmý
<i>Úhel křížení</i>	90 °
<i>Šířka mostu</i>	5,9 m
<i>Uvažované zatížení</i>	Dle ČSN EN 1991-2, součinitel $\alpha = 1,10$

1.3.2 Spodní stavba

Budou ponechány dřívky stávajících opěr, na které budou vybudovány nové železobetonové úložné prahy. Částečně budou pro potřeby realizace nosné konstrukce a úložných prahů ubourána také šikmá křídla, která budou následně dozděna k novým lícovým plochám železobetonových konstrukcí úložných prahů a nosné konstrukce. Následně budou zpět osazeny také římsové kameny šikmých křídel.

Ponechaná kamenná spodní stavba bude sanována očištěním a hloubkovým přespárováním, konstrukce opěr také nízkotlakou injektáží. Po dohodě s investorem není navržena injektáž zdiva křídel, které je podle údajů investora v dobrém stavebně technickém stavu.

Úložné prahy budou z betonu **C30/37-XC4, XF3**, vyztuženy betonářskou výztuží z oceli **B500B**.

1.3.3 Nosná konstrukce

Novou nosnou konstrukce mostu bude tvořit železobetonová monolitická deska. Šířka nosné konstrukce bude 5,755 m. Deska bude mít konstantní tloušťku 0,27 m. Na obou koncích je nosná konstrukce uložena na spodní stavbu přes vrubový kloub. Na obou stranách jsou vytvořeny na nosné konstrukci krátké konzoly jako rovnoběžná křídla, která zajistí přechod z nosné konstrukce k šikmým křídům. Podélný sklon nosné konstrukce je konstantní 1 %.

Nosná konstrukce je navržena z betonu **C35/45-XC4, XF3** a bude vyztužena betonářskou výztuží z oceli **B500B**.

1.4 Popis statického výpočtu

Cílem tohoto statického výpočtu je ověření dimenzí nosné konstrukce mostu, návrh profilů výztuže a stanovení zatížitelnosti objektu.

Ve statickém výpočtu jsou pro svoji obsáhlost uvedeny pouze základní vstupy a výsledky z výpočetních programů. Všechny podklady a podrobné vstupy a výsledky jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.

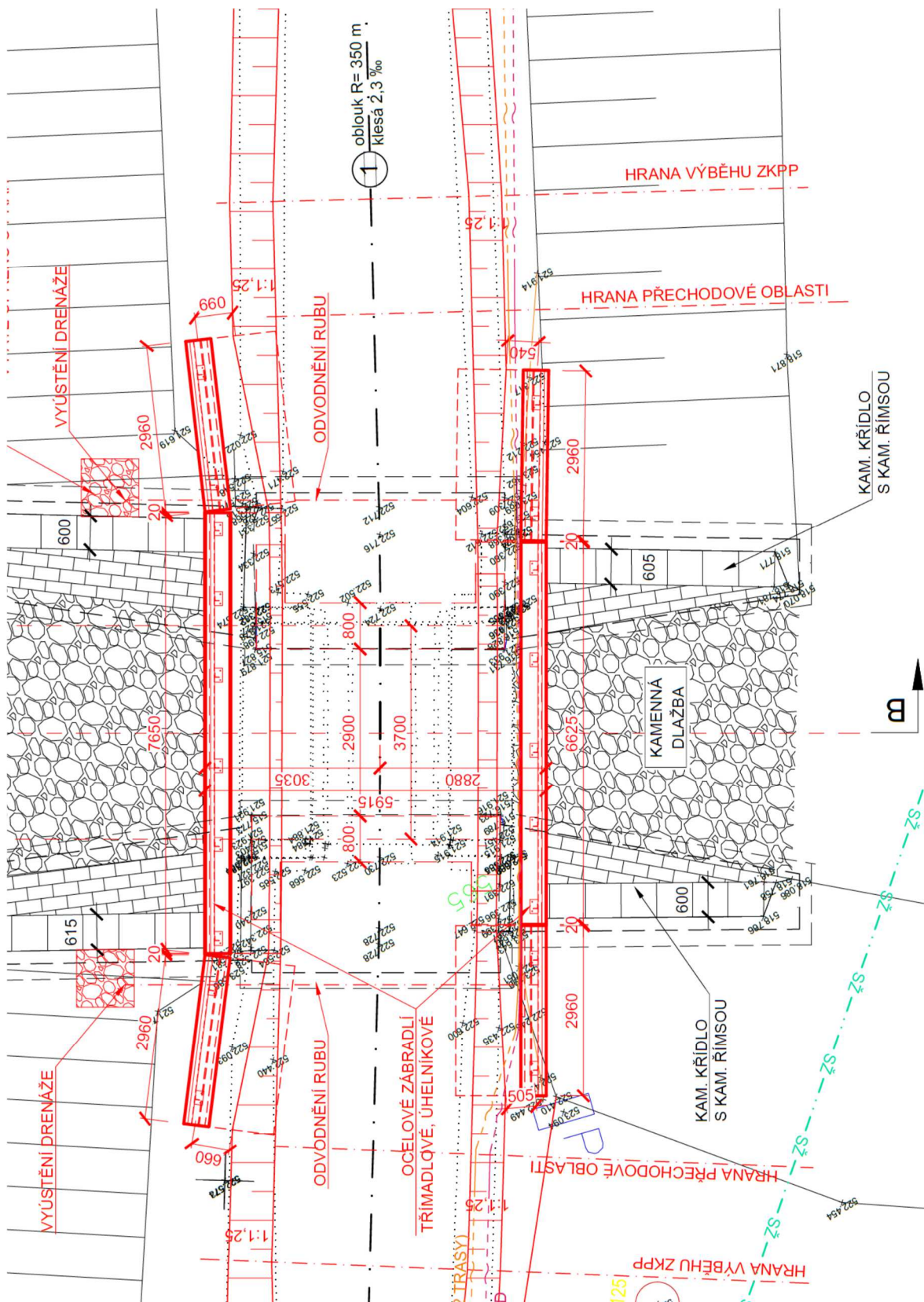
V rámci výpočtu byla provedena tato posouzení:

- moment na mezi únosnosti desky
- únosnost ve smyku desky
- napětí v betonu a výztuži při charakteristické kombinaci
- posouzení šířky trhlín
- posouzení průhybu nosné konstrukce

1.5 Použité podklady, literatura a software

- [1] ČSN EN 1990 – Obecné zásady navrhování
- [2] ČSN EN 1991 – Zatížení konstrukcí (EN 1991-1-1, EN 1991-2, EN 1991-1-4, EN 1991-1-5)
- [3] ČSN EN 1991-2 – Zatížení mostů dopravou (2018)
- [4] ČSN EN 1992 – Navrhování betonových konstrukcí (EN 1992-1-1, EN 1992-2)
- [5] ČSN EN 1993 – Navrhování ocelových konstrukcí (EN 1993-1-1, EN 1993-2)
- [6] ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí
- [7] ČSN EN 206+A2 – Beton (2021)
- [8] SŽ S5/1 - Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů (SŽ, 2021)
- [9] FIP Recommendations 1996, Practical Design of Structural Concrete
- [10] Designer's guide to EN 1992-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete Bridges, London, 2007
- [11] Betónové koňstrukcie, Bilčík, Fillo, Benko, Halvonik, ES STU Bratislava, 2008
- [12] Navrhování betonových konstrukcí, Procházka a kol., ČBS, Praha 2005
- [13] program MIDAS/Civil 2019, MIDAS Information Technology Co., Ltd
- [14] program FIN EC Beton 2020, Fine spol. s r.o.

2 Přehledné výkresy

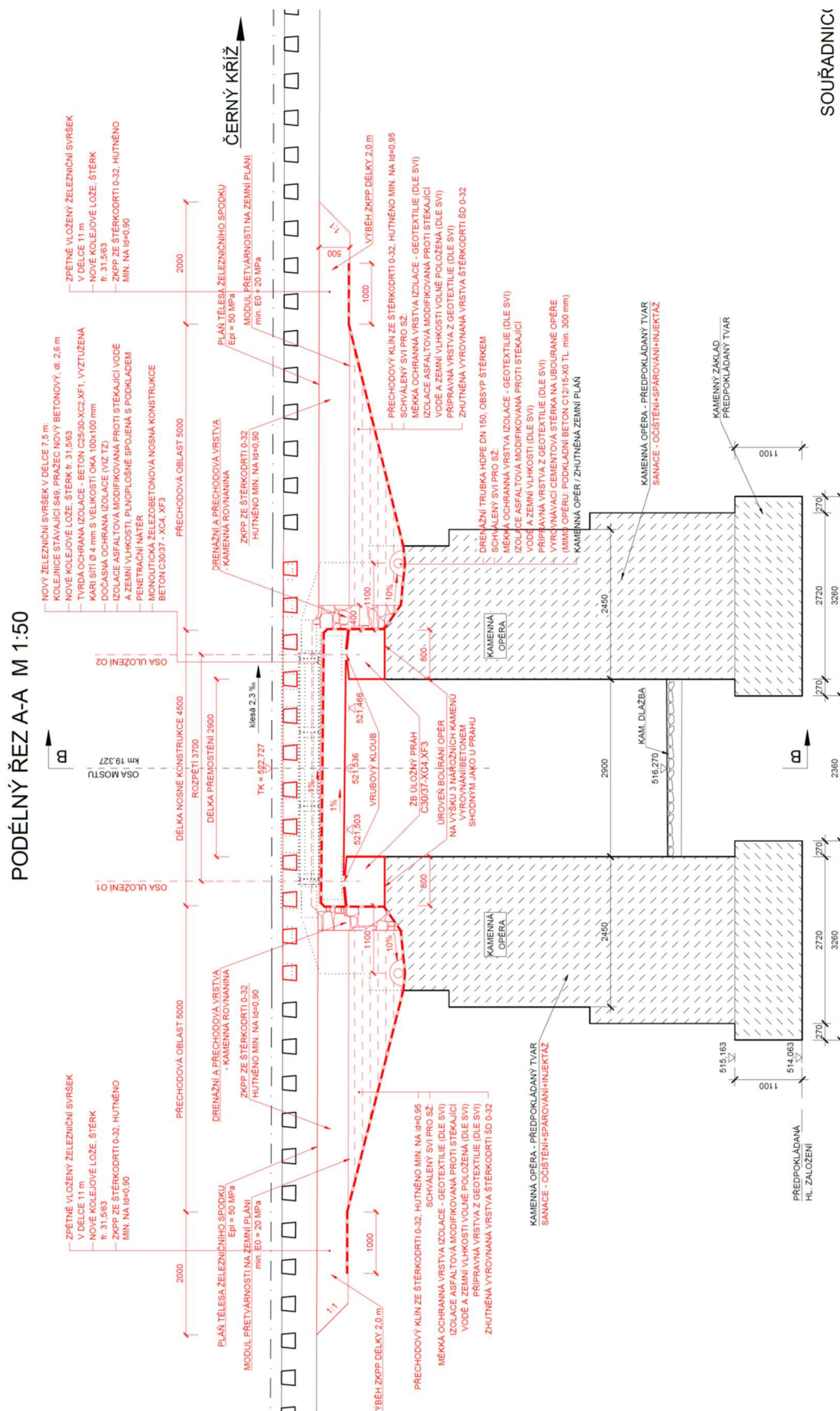


Stavba: Oprava mostu v km 19,327 na trati Rožnov – Černý Kříž

Objekt: SO 01 Most v km 19,327



SOUŘADNICE
VÝŠKOVÝ SY

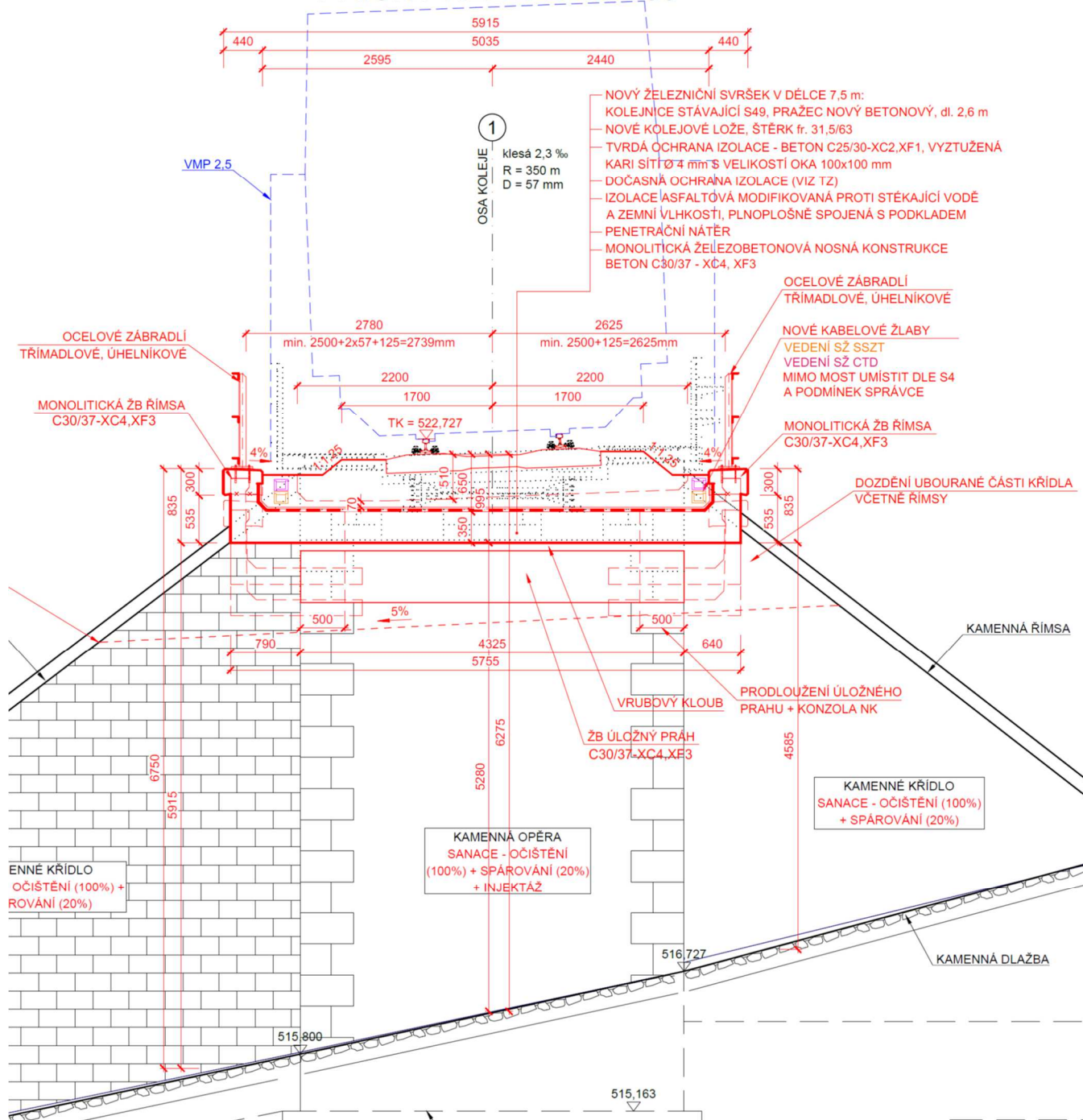


Statický výpočet

Egneza s.r.o. | Datum: 11/2021

STRANA 7/39

PŘÍČNÝ ŘEZ B-B M 1:50



3 Výpočtový model

Konstrukce byla modelována jako 2D prutová konstrukce (prostý nosník). Byla stanovena roznášecí šířka desky. Uložení konstrukce bylo pomocí kloubu v místě uložení železobetonové desky na nový úložný práh. Model byl vytvořen v [13].

ID	Name	Type	Standard	DB	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)	Material Type
3	C35/45	Concrete	EN04(RC)	C35/45	3.41E+07	0.2	1.00E-05	2.50E+01	Isotropic
9	Tuhy	Concrete	None		3.40E+11	0.2	1.00E-05	0.00E+00	Isotropic

obr. 1 Použité materiály

ID	Type	Name	Area (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Peri.(Out) (m)	Peri.(In) (m)
501	DB/User	NK1	0.35	0.0111	0.0036	0.0292	0.5	0.5	0.175	0.175	2.7	0
900	Value	tuhy	3.1416	1.5708	0.7854	0.7854	1	1	1	1	6.2832	0

obr. 2 Použité průřezy

4 Postup výstavby

Přestavba objektu bude probíhat za výluky na železniční trati. Konstrukce bude betonována na připravené úložné prahy. Plný provoz na trati nejdříve po 28 dnech od betonáže.

5 Zatížení

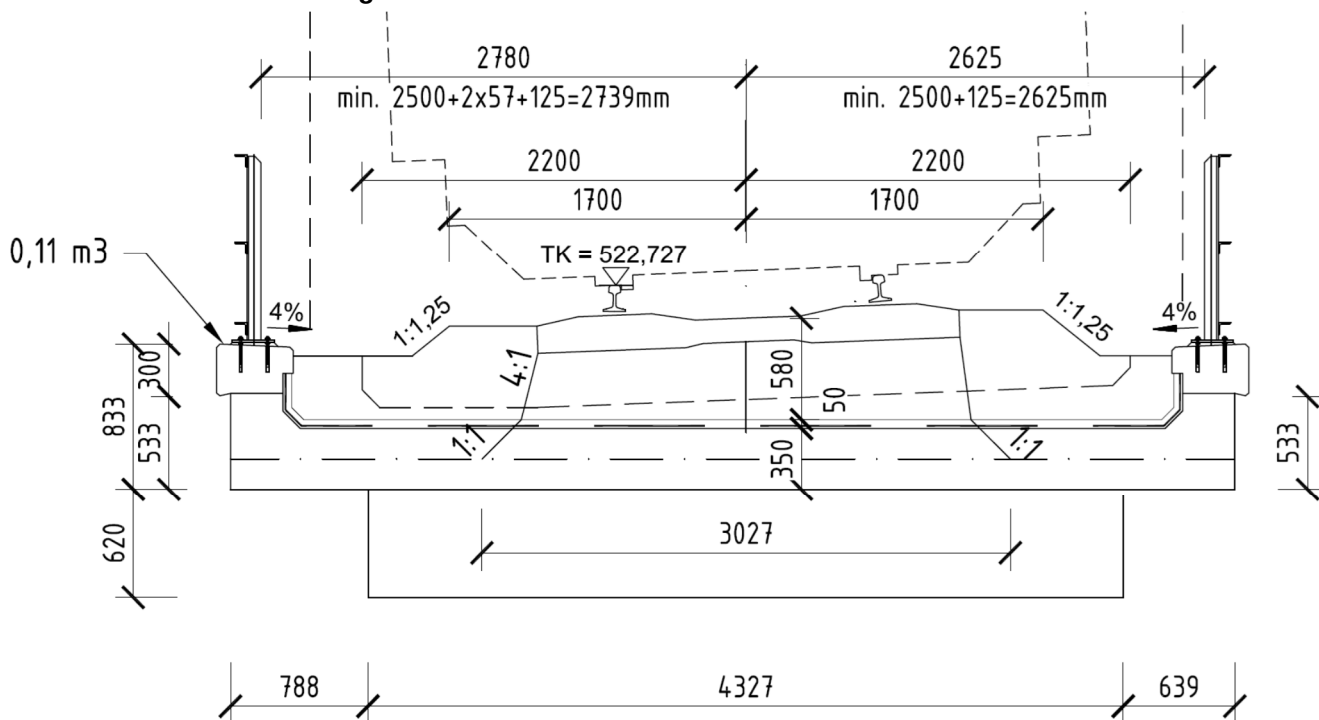
5.1 Stálá zatížení a vlivy

5.1.1 Vlastní tíha g₀

objemová tíha betonu

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

5.1.2 Ostatní stálé zatížení g1



obr. 3 Rozložení zatížení g1 a roznos od prážců

Ostatní stálé zatížení

Popis zatížení	h	y	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$V_{g,sup}$	$g_{1,k,sup}$
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Kolejnice	-	-	1.20	3.00	0.40	1	0.40
Pražce	-	-	1.50	3.00	0.50	1	0.50
Celkem kolej			2.70		0.90		0.90

Tloušťka štěrkového lože 0.58 m
Tloušťka pláňe spodku 0 m

Dolní charakteristická hodnota stálého zatížení

Popis zatížení	h	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$V_{g,inf}$	$g_{1,k,sup}$
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Štěrkové lože	0.58	20.0	11.60		11.60	0.7	8.12
Podklad štěrkového lože	0	20.0	0.00		0.00	1	0.00
Ochranná vrstva včetně izol.	0.05	25.0	1.25		1.25	1	1.25
Celkem lože	0.630		12.85		12.85		9.37

Horní charakteristická hodnota stálého zatížení

Popis zatížení	h	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$V_{g,sup}$	$g_{1,k,sup}$
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Štěrkové lože	0.58	20.0	11.60		11.60	1.3	15.08
Podklad štěrkového lože	0	20.0	0.00		0.00	1	0.00
Ochranná vrstva včetně izol.	0.05	25.0	1.25		1.25	1	1.25
Celkem lože	0.630		12.85		12.85		16.33

Popis zatížení	A	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$V_{g,inf}$	$g_{1,k,sup}$
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Římsa	0.12	25.0	3.00	0.50	6.00		
PHS							
Zábradlí			0.50				

5.1.3 Dotvarování a smršťování

Dotvarování a smršťování nebylo s ohledem na velikost účinků proměnného zatížení, rozměry dopravou a konstrukční uspořádání konstrukce mostu uvažováno.

5.1.4 Zemní tlakVstupní parametry

- uvažován stálý klidový zemní tlak působící symetricky na obě stěny konstrukce
- uvažováno, že zemní tlak může pominout

$$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_{ef} = 30.0^\circ$$

$$c_{ef} = 0.0 \text{ kPa}$$

$$\delta = 0.0^\circ$$

nesoudržná

Svislé zatížení v úrovni horního povrchu NK

$$\Sigma g_1 = V_{g,sup} * g_{1,lože+podklad} + g_{1,kolejnice+pražce}$$

$$\Sigma g_1 = 17.2 \text{ kN/m}^2$$

Výpočet zemního tlaku

K =	0.500	
b =	1.000	m
h ₁ =	0.65	m
h ₂ =	1.00	m
Δh =	0.35	m
σ _{x,1} =	5.60	kN/m ²
σ _{x,2} =	9.10	kN/m ²
f _{x,1} =	5.60	kN/m
f _{x,2} =	9.10	kN/m

5.1.5 Poklesy podpor

Vzhledem k tomu, že se jedná v podélném směru o staticky určitou konstrukci, nebylo s účinky poklesů na nosnou konstrukci uvažováno.

5.2 Proměnná zatížení železniční dopravou

Zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty byla uvažována podle ČSN EN 1991-2, kap. 6.

Zatížení bylo umístěno na nosnou konstrukci do nejúčinnějších poloh pro vyvození extrémních účinků.

5.2.1 Dynamické účinky

Dynamické účinky byly ve výpočtu zohledněny dynamickým součinitelem podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.4.5.1.

Náhradní délka NK dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.4.5.3 $L_{\phi}=L$

$L_{\phi}= 3.70 \text{ m}$

Dynamický součinitel

$\phi_3 = \min((2,16/(\sqrt{L_{\phi}-0,2}))+0,73 ; 2)$

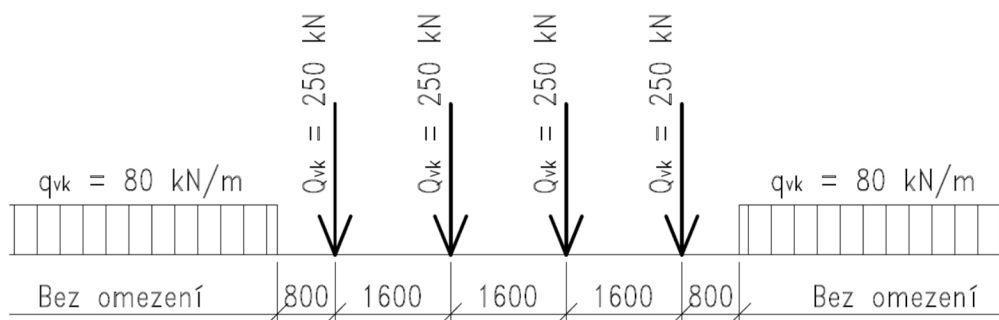
$\phi_3 = 1.98$

$\phi_2 = \min((1,44/(\sqrt{L_{\phi}-0,2}))+0,73 ; 2)$

$\phi_2 = 1.57$

5.2.2 Model zatížení LM71

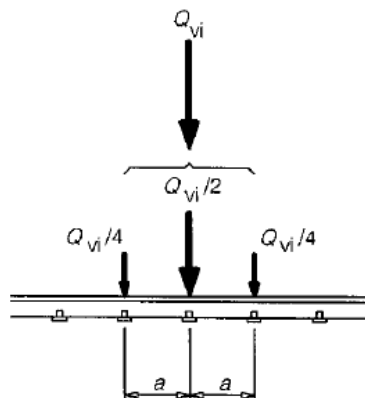
Ve výpočtu byl uvažován model zatížení 71 (LM71) se součinitelem $\alpha = 1,10$ (dle NA 2.53 [3], trať 3.-4. třídy).



obr. 4 Model zatížení LM71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

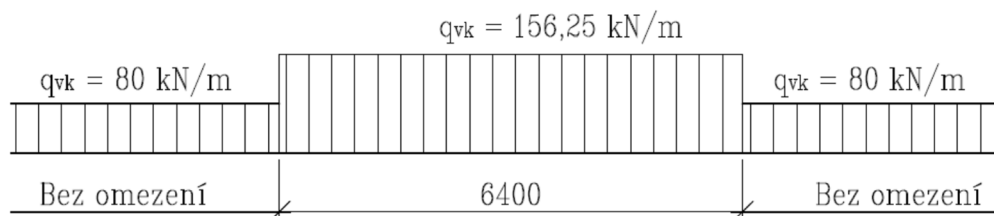
Roznášení zatížení v podélném směru konstrukce

Podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.3.6.1 se může osamělá síla v modelu zatížení LM71 roznášet do tří za sebou jdoucích podporových bodů kolejnice (pražců).



obr. 5 Podélné roznášení osamělé síly nebo kolového zatížení kolejnicí

Vzhledem k předchozímu a k ustanovení v ČSN EN 1991-2, čl. 6.3.6.2 lze osamělé síly LM71 nahradit rovnoměrným spojitým zatížením s hodnotou odpovídající velikosti nápravové síly dělené vzdáleností mezi těmito silami.



obr. 6 Roznesený model zatížení LM71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

Celá nosná konstrukce délky 4,50 m je tedy zatížena roznesenými osamělými silami, na tuto délku působí 3 osamělé síly.

Roznášení zatížení v příčném směru konstrukce a vzdorující šířka desky

Roznos zatížení ve šterkovém loži byl uvažován 4:1 od pražce a roznos zatížení v nosné konstrukci byl uvažován pod úhlem 45° od svislice – 1:1 (grafické znázornění viz obr. 3).

Zatížení na výpočtový model

Q_{LM71} =	250	kN	- tíha nápravy
n_Q =	3		- počet náprav
L_Q =	4.50	m	- délka, na kterou se zatížení od náprav roznáší
q_{vk} =	80	kN/m	- rovnoměrné zatížení
b_{roznos} =	3.00	m	- roznášecí šířka
α =	1.10		

rozpočet zatížení	Q_{vk}		q_{vk}	
	celkem	roznos	celkem	roznos
	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]
q_{LM71}	166.67	55.56	80.00	26.67
$\alpha \cdot q_{LM71}$	183.33	61.11	88.00	29.33
$\Phi \cdot \alpha \cdot q_{LM71}$	363.59	121.20	174.52	58.17

5.2.3 Zvětšení zemního tlaku od zatížení kolejovou dopravou

Zvětšení zemního tlaku od zatížení kolejovou dopravou bylo uvažováno hodnotou zemního tlaku v klidu. Výpočet součinitele zemního tlaku viz kapitolu 5.1.4. Byl uvažovaný zemní tlak od modelu zatížení LM71. Plocha zatížení byla uvažována dle ustanovení ČSN EN 1991-2, čl. 6.3.6.4.

- uvažován klidový zemní tlak

Q_{LM71} =	250	kN
n_Q =	4	
L_Q =	6.400	m
b_{roznos} =	3.000	m dle čl. 6.3.6.4 EN 1991-2
α =	1.10	

rozpočet zatížení	celkem	roznos
	[kN/m]	[kN/m ²]
q_{LM71}	156.25	52.08
$\alpha \cdot q_{LM71}$	171.875	57.29

K =	0.500
b =	1.000 m
σ_x =	28.65 kN/m ²
f_x =	28.65 kN/m

5.2.4 Vodorovné síly

Vodorovné síly se mají uvažovat dle ČSN EN 1991-2, kap. 6.5.

Odstředivé síly

Odstředivé síly jsou uvažovány svou vodorovnou posouvající silou a dvojicí svislých sil, které reprezentují vliv kroutícího momentu na konstrukci.

- zatížení působí v úrovni 1.80 m nad pojžděným povrchem, kolmo na osu koleje
- vztažná rovina = střed ŽB desky
- maximální rychlost $V = 70 \text{ km/h}$
- poloměr zakivení oblouku $r = 350 \text{ m}$
- příčnížující délka koleje dle 6.5.1.8 EN 1991-2 $L_f = 0 \text{ m}$
- redukční součinitel $f = 1.00$
- násobitel pro odstředivé síly včetně redukčního součinitele $V^2/(127r)*f = 0.1102$
- vzdálenost vztažná rovina - spojnice temen kolejnic $h_{nf} = 1.020 \text{ m}$
- výška působiště zatížení nad vztažnou rovinou $h_{tk} = 2.820 \text{ m}$
- rameno, na kterém působí svislá složka $b_{ef}/2 = 1.500 \text{ m}$
- roznos svislé složky $b_{ef}/2 = 1.500 \text{ m}$

rozpočet zatížení	Q_{vk}				q_{vk}			
	svislé z.	příčné z.	svisl. sl.	svisl. sl. rozn.	celkem	příčně	svisl. sl.	svisl. sl. rozn.
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[kN/m ⁽²⁾]	[kN/m ⁽²⁾]	[kN/m ⁽²⁾]	[kN/m ²]
q_{LM71}	166.67	18.37	34.54	23.03	80.00	8.82	16.58	11.05
$\alpha * q_{LM71}$	183.33	20.21	37.99	25.33	88.00	9.70	18.24	12.16

Boční ráz

Podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.2 se musí uvažovat se zatížením bočním rázem, který je definován osamělou silou $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ působící vodorovně v úrovni temena kolejnice kolmo na osu koleje.

- zatížení působí zatížení v úrovni temena kolejnice, kolmo na osu koleje
- vztažná rovina = střed ŽB desky
- vodorovná složka zatížení $Q_{nf,h} = 100.0 \text{ kN}$
- osamělá síla se roznáší do tří za sebou jdoucích podporových bodů kolejnice (pražců) $a = 0.533 \text{ m}$
- vzdálenost kolejnicových podpor se uvažuje $h_{nf} = 1.020 \text{ m}$
- výška působiště zatížení nad vztažnou rovinou $M_{nf} = 102.0 \text{ kNm}$
- momentová složka ke vztažné rovině
- momentová složka se převede na přitížení a odlehčení v rámci vzdorující šířky
- rameno, na kterém působí svislá složka $b_{ef}/2 = 1.500 \text{ m}$
- svislá složka celkem $Q_{nf,v} = 68.0 \text{ kN}$
- svislá složka připadající na 1 m šířky $Q_{nf,v,1m} = 45.33 \text{ kN/m}$
- svislá složka připadající na 3 pražce $Q_{nf,v,1m2} = 28.35 \text{ kN/m2}$

Zatížení od rozjezdu a brždění

$q_{lk} =$	33	kN/m
$L_{a,b} =$	6.5	m
$b_{roznos} =$	3.000	m - roznášecí šířka
$\alpha =$	1.10	
$c =$	0.50	- část přenášená nosnou konstrukcí = 50%
$Q_{lk} =$	235.95	kN
$c * Q_{lk}/b =$	39.33	kN/m

5.2.5 Sestavy zatížení železniční dopravou

Charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení se uvažují podle následující tabulky z ČSN EN 1991-2.


Tabulka 6.11 – Stanovení sestav zatížení železniční dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení)


Počet kolejí na konstrukci			Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly			Poznámka
1	2	≥ 3	počet zatížených kolejí	sestava zatížení ⁽⁸⁾	zatížená kolej	6.3.2/ 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
						LM71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1),(2)} HSLM ^{(6),(7)}	SW/2 ^{(1),(3)}	nezatížený vlak	rozjezd, brzdění ⁽¹⁾	odstředivá síla ⁽¹⁾	boční ráz ⁽¹⁾	
			1	gr 11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
			1	gr 12	T ₁	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	max. boční
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	boční stabilita s „nezatíženým vlakem“
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou
			1	gr 17	T ₁		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1			1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			1 1	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	max. boční
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1 1	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1 1	1		0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou
			≥ 3	gr 31	T _i	0,75			0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	přídavný zatěžovací případ

- (1) všechny odpovídající součinitele (α , ϕ , f , ...) se musí uvažovat.
- (2) SW/0 se musí uvažovat jen pro spojitě trémové konstrukce.
- (3) SW/2 je třeba uvažovat jen pro určené tratě.
- (4) Při příznivém účinku se může součinitel redukovat na 0,5, nemůže být nula.
- (5) V příznivých případech se tyto nedominantní hodnoty musí uvažovat rovné nule.
- (6) HSLM a skutečné vlaky, pokud se požadují podle 6.4.4 a 6.4.6.1.1.
- (7) Pokud se požaduje dynamická analýza podle 6.4.4, viz také 6.4.6.5(3) a 6.4.6.1.2.
- (8) Viz také tabulka A2.3 v EN 1990

 příslušná dominantní složka zatížení

 uvažuje se při navrhování konstrukce podpírající jednu kolej (sestavy zatížení 11 až 17)

 uvažuje se při navrhování konstrukce podpírající dvě koleje (sestavy zatížení 11 až 27 kromě 15); každá ze dvou kolejí se musí uvažovat buď jako T₁ (kolej jedna) nebo T₂ (kolej dva)

 uvažuje se při navrhování konstrukce podpírající tři nebo více kolejí; (sestavy zatížení 11 až 31 kromě 15); kterákoli jedna kolej se musí uvažovat jako T₁, kterákoli jiná kolej jako T₂ se všemi ostatními kolejemi nezatíženými; Navíc se uvažuje sestava zatížení 31 jako přídatný zatěžovací případ, kde všechny nepříznivé délky koleje T_i jsou zatíženy

5.3 Ostatní proměnlivá zatížení

Vzhledem k charakteru a velikosti konstrukce nebyly účinky zatížení větrem a teplotou uvažovány.

5.4 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly uvažovány dle ČSN EN 1990.

5.4.1 Kombinační pravidla

Podle ČSN EN 1990, čl. A2.2.4

A2.2.4 Kombinační pravidla pro železniční mosty

(1) Zatížení sněhem se nemusí uvažovat v žádných kombinacích v trvalých ani dočasných návrhových situacích po dokončení mostu, pokud není stanoveno jinak pro konkrétní klimatické oblasti nebo určité typy železničních mostů.

POZNÁMKA Zeměpisné oblasti a určité typy železničních mostů, ve kterých se má uvažovat zatížení sněhem v kombinacích zatížení, lze uvést v národní příloze.^{NP17)}

(2) Kombinace zatížení, které se mají uvažovat při současném působení zatížení dopravou a větrem, mají zahrnovat:

- svislé zatížení od kolejové dopravy včetně dynamického součinitele, vodorovné zatížení od kolejové dopravy a zatížení větrem, přičemž každé z těchto zatížení se uvažuje jako hlavní zatížení v kombinaci s vedlejšími zatíženími;
- při ověření stability: svislé zatížení od kolejové dopravy způsobené „nezatíženým vlakem“ podle ČSN EN 1991-2 (6.3.4) bez dynamického součinitele, dále příčné zatížení od kolejové dopravy a zatížení větrem.

(3) Zatížení větrem se nemusí kombinovat se:

- sestavami zatížení gr13 nebo gr23,
- sestavami zatížení gr16, gr17, gr26, gr27 a modelem zatížení SW/2 (viz EN 1991-2, 6.3.3).

(4) Se zatížením dopravou se nemá kombinovat zatížení větrem vyšší, než je nižší z hodnot F_w^{**} nebo $\psi_0 F_{w,k}$.

POZNÁMKA Maximální hodnotu rychlosti větru pro kombinaci s kolejovou dopravou pro stanovení hodnoty F_w^{**} lze stanovit v národní příloze. Viz také EN 1991-1-4.^{NP18)}

(5) Zatížení od aerodynamických účinků kolejové dopravy (viz EN 1991-2, 6.6) a zatížení větrem se má v kombinacích uvažovat společně. Každé z těchto zatížení se má postupně uvažovat jako hlavní proměnné zatížení.

(6) Pokud nosný prvek není přímo vystaven větru, má být zatížení $q_{i,k}$ od aerodynamických účinků stanoveno pro rychlost vlaku zvýšenou o rychlost větru.

(7) Tam, kde se pro zatížení kolejovou dopravou nepoužívají sestavy zatížení, má být zatížení kolejovou dopravou uvažováno jako jedno vícesměrné proměnné zatížení s jednotlivými složkami kolejové dopravy uvažovanými jako maximální nepříznivé a minimální příznivé hodnoty.

NP17) NÁRODNÍ POZNÁMKA Viz národní příloha, NA2.10.

NP18) NÁRODNÍ POZNÁMKA Viz národní příloha, NA2.11.

NA2.10 Článek A2.2.4 Kombinační pravidla pro železniční mosty, odstavec (1)

S výjimkou zastřešených železničních mostů se zatížení sněhem se zatížením kolejovou dopravou na území ČR nekombinuje.

NA2.11 Článek A2.2.4 Kombinační pravidla pro železniční mosty, odstavec (4)

Maximální hodnota rychlosti větru, která se uvažuje při zatížení kolejovou dopravou, je 25 m/s.

5.4.2 Součinitelé zatížení

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.3

Zatížení			ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$
Jednotlivé složky zatížení dopravou ⁵⁾	LM 71		0,80	¹⁾	0
	SW/0		0,80	¹⁾	0
	SW/2		0	1,00	0
	Nezatížený vlak		1,00	–	–
	HSLM		1,00	1,00	0
	Rozjezdové a brzděné síly		U jednotlivých složek zatížení dopravou v návrhových situacích, kde se zatížení dopravou uvažuje jako jedno vícesměrné hlavní zatížení a nikoli jako sestava zatížení, se mají použít stejné hodnoty součinitelů ψ jako u vedlejších svislých zatížení		
	Odstředivé síly				
	Síly interakce způsobené deformací od svislého zatížení				
	Boční ráz		1,00	0,80	0
	Zatížení na neveřejných lávkách		0,80	0,50	0
Nejúčinnější zatížení dopravou (sestavy zatížení)	Skutečné vlaky		1,00	1,00	0
	Vodorovný zemní tlak způsobený přitížením od zatížení dopravou		0,80	¹⁾	0
	Aerodynamické účinky		0,80	0,50	0
	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné	0,80	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné			
	gr13 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné			
	gr14 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné			
	gr15 (nezatížený vlak)	Příčná stabilita s „nezatíženým“ vlakem			
	gr16 (SW/2)	SW/2 a max. podélné	0,80	0,70	0
	gr17 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné			
	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné			
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné			
	gr23 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné			
	gr24 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné			
	gr26 (SW/2)	SW/2 a max. podélné			
	gr27 (SW2)	SW/2 a maximální příčné			

Zatížení			ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$
	gr31 (LM71 + SW/0)	Doplňkové zatěžovací stavy	0,80	0,60	0
Ostatní provozní zatížení	Aerodynamické účinky		0,80	0,50	0
	Obecná zatížení pro údržbu na neveřejných lávkách		0,80	0,50	0
Zatížení větrem ²⁾	F_{wk}		0,75	0,50	0
	F_w^{**}		1,00	0	0
Zatížení teplotou ³⁾	T_k		0,60	0,60	0,50
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,80	–	0
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;
0,7 pro současně zatížené 2 koleje;
0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.

²⁾ Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem $\psi_0 F_{wk}$ uvažovat větší než F_w^{**} (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).

³⁾ Viz EN 1991-1-5.

⁴⁾ Pokud se v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřují přetvoření, součinitel ψ_2 pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seizmické návrhové situace viz tabulka A2.5.

⁵⁾ Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odstředivými, rozjezdovými nebo brzdovými) je 0,5 LM71, atd.

5.4.3 Mezní stavy únosnosti

Trvalé a dočasné návrhové situace

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.4 (B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{PP}		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{PP}	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)} $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾ $\gamma_{G,inf} = 1,00$ $\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾ $\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$). $\gamma_{Gset} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{Gset} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření. γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_G a γ_Q rozdělit na γ_g a γ_q a na součinitel γ_{sd} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{sd} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

Mimořádně návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

5.4.4 Mezní stavy použitelnosti

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.6

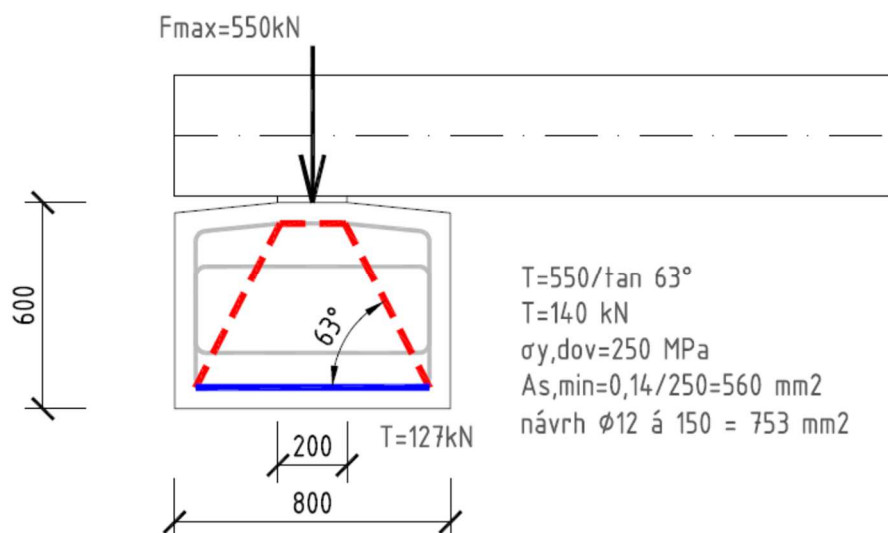
Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

6 Spodní stavba

Stávající kamenné opěry budou ubourány a budou osazeny nové ŽB úložné prahy. Ty budou se stávající spodní stavbou spřaženy. Stávající spodní stavba a založení nevykazuje vady.

6.1.1 Návrh výztuže v úložném prahu

Úložné prahy roznášejí zatížení z horní stavby rovnoměrně na stávající kamenné opěry. Třmínky v prazích jsou navrženy metodou strut & tie, Dovolené namáhání 250 MPa je zvoleno bezpečně vzhledem k zamezení tvorby trhlin.



obr. 7 My (kNm) – Strut & Tie model úložného prahu

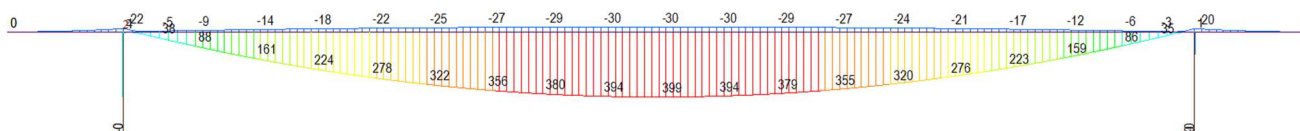
7 Posouzení nosné konstrukce

7.1 Předpoklady pro návrh a posouzení

Jednotlivé části konstrukce (trámy, deska) byly posouzeny na namáhání ohybovým momentem (návrh podélné a příčné výztuže) a na namáhání smykem podle ČSN EN 1992.

7.2 Vnitřní síly

7.2.1 Průběhy vnitřních sil



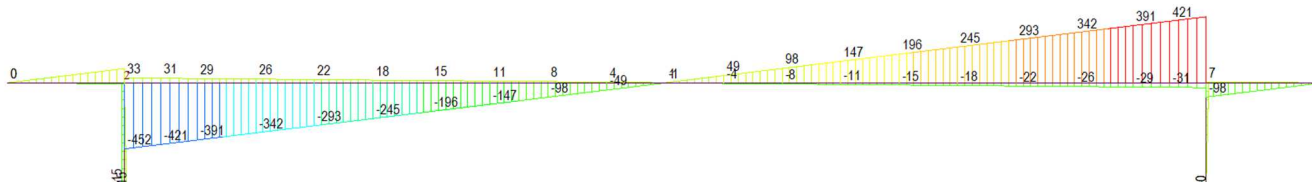
obr. 8 My (kNm) - Návrhová kombinace



obr. 9 My (kNm) - Charakteristická kombinace



obr. 10 My (kNm) - Kvazistálá kombinace



obr. 11 Vz (kN) - Návrhová kombinace

7.2.2 Vnitřní síly a zatížitelnost

Vnitřní síly od jednotlivých zatěžovacích stavů a kombinací

Řez				
	1	2	2	3
Zatěžovací stav / kombi	M	M	V	V
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
vlastní tíha NK	14.3	3.1		
ostatní stálé zatížení	28.1	3.6		
LM71 vč. α	99.7	0.0		
LM71* Φ_3 vč. α	240.7	-8.9	-236.1	-207.0
stálá charakteristická	43.3	5.0		
ostatní proměnlivá	43.0	-8.9		
6.10a	337.5	-5.7		
6.10b	399.1	-8.7		
MSÚ	399.1	-8.7	-390.8	-342.0
charakteristická	284.0	-3.9		
častá	235.6	-1.8		
kvazistálá	42.4	6.7		

LM71	$\alpha =$	1.10
	$Y_{Q,LM71} =$	1.45
	$\Phi_2 =$	1.66
	$\Phi_3 =$	1.98

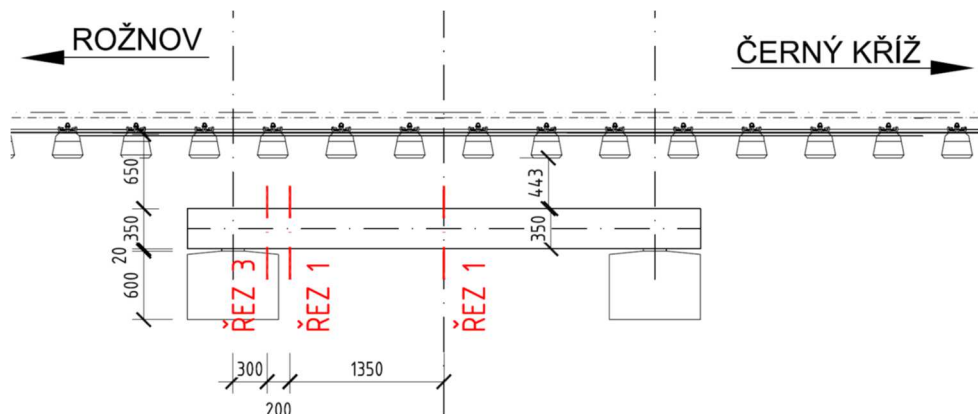
Kombinace pro únavu

Zatěžovací stav / kombi	M	M	V
	[kNm]	[kNm]	[kN]
$\alpha \cdot \Phi_2 \cdot LM71$	208.0		
max. char. s $\alpha \cdot \Phi_2 \cdot LM71$	251.3		
min. char. s $\alpha \cdot \Phi_2 \cdot LM71$	43.3		

Zatížitelnost MSÚ

Řez	Deska			
	1		2	2
	M		V	V
	[kNm]		[kN]	[kN]
$\gamma \cdot \alpha \cdot \Phi \cdot LM71$	349.0		342.3	300.2
U_{LIC} (bez α)	317.3		311.2	272.9
U_{rs}	50.0		48.5	41.9
MSÚ	399.1		390.8	342.0
U_{lim}	452.0		575.0	342.0
Z_{LM71}	1.27		1.69	1.10

7.3 Posouzení na ohyb a smyk



obr. 12 Schéma posuzovaných řezů

7.3.1 Předpoklady posouzení

Norma EN 1992-2/Uživatelská.

Únosnost betonu - základní kombinace zatížení	: $\gamma_C = 1,500$
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení	: $\gamma_S = 1,150$
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení	: $\gamma_C = 1,200$
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení	: $\gamma_S = 1,000$
Modul pružnosti betonu	: $\gamma_{cE} = 1,200$
Tlaková pevnost betonu	: $\alpha_{cc} = 0,900$
Minimální excentricita i pro nesymetrické průřezy	
Minimální stupeň vyztužení desky dle ČSN 73 1201	

Materiály

beton

C35/45



$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

betonářská výztuž

B500B

$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$

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

Mezní stav únosnosti

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$\alpha_{cc} = 0.9$

$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$

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

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Omezení napětí betonu v tlaku

(charakteristická kombinace)

na průřezu s trhlinou

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_c \leq 21.0 \text{ MPa}$$

Podmínka použití lineárního dotvarování

(kvazi-stálá kombinace)

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_c \leq 15.8 \text{ MPa}$$

Omezení napětí v betonářské výztuži

(charakteristická kombinace)

na průřezu s trhlinou

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

$$\sigma_s \leq 400 \text{ MPa}$$

Omezení šířky trhlin

(kvazi-stálá kombinace)

$$w_k \leq 0.2 \text{ mm}$$

7.3.2 NK v podélném směru

Pole

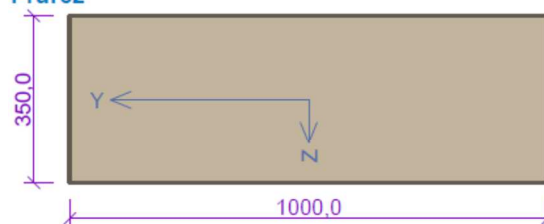
1 deska_pod pole

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska

Prostředí: XC4, XD1, XF3

Průřez



Materiály

Beton: C 35/45 $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ **Ocel podélná: B500B** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: B500** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	MSU	0,00	399,00	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR	0,00	284,00	1,000
2	CHAR_zvětš	0,00	284,00	1,000
3	CHAR permanent	0,00	43,00	1,000
4	CHAR únava bet. max	0,00	251,00	1,000
5	CHAR únava bet. min	0,00	43,00	1,000
6	LM71 bez dyn	0,00	100,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]
1	KVAZ	0,00	42,00

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
8	16	75,0	horní výztuž
8	28	69,0	dolní výztuž



16/125,0-kr.75,0

28/125,0-kr.69,0

S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

50,0 mm (uživ.)

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$

Průřezová plocha: $A = 388,10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 170,4 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 3,89,10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 32,3,10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 30,2,10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

1: **MSU** - základní návrhová

$N=0,00\text{kN}$; $M_y=399,00\text{kNm}$; $V_z=0,00\text{kN}$

Podrobné posouzení OHYB: MSU

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 4\,926 / (1000 \times 267) = 0,0184$

$\rho_s = A_s / A_c = 6\,535 / 350,10^3 = 0,0187$

$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 3,2 / 500; 0,0013) = \max(0,00166; 0,0013) = 0,00166$

$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 4\,926 / 350,10^3 = 0,0141$

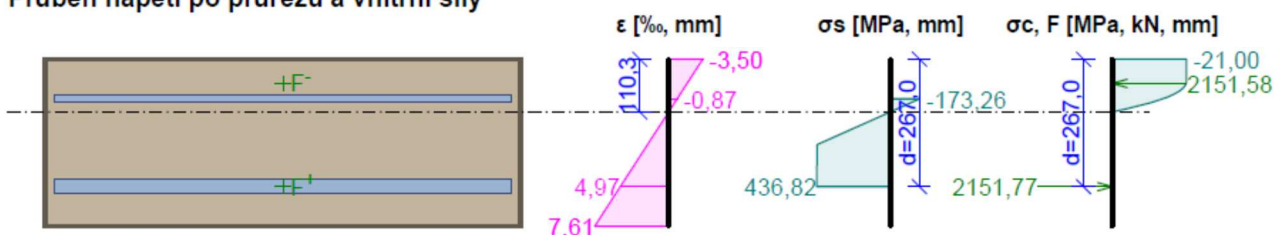
$\rho_{s,min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$

$\rho_{s,t} = 0,0184 \geq \rho_{s,min} = 0,00166$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,0141 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

$\rho_s = 0,0187 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: $-3,50 \text{ ‰}$

Největší deformace v betonu: $7,61 \text{ ‰}$

Nejmenší deformace ve výztuži: $-0,87 \text{ ‰}$

Největší deformace ve výztuži: $4,97 \text{ ‰}$

Směr neutrálné osy: $0,00^\circ$

Výška tlačené části průřezu: $x = 110,3 \text{ mm}$

Efektivní výška průřezu: $d = 267,0 \text{ mm}$

$\xi = 0,41 \leq \xi_{max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$

$M_{Edy} = 399,00 \leq M_{Rdy} = 465,51 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na ohyb Vyhovuje

Podrobné posouzení SMYK: MSU

Průřez není namáhán smykem.

2: **CHAR** - charakteristická

$N=0,00\text{kN}$; $M_y=284,00\text{kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení napětí: CHAR

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 15$

Průřezová plocha: $A = 448 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

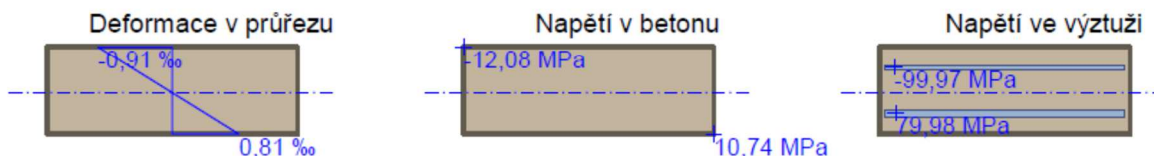
$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 164,8 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 4,36 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 37,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 66,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 230 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

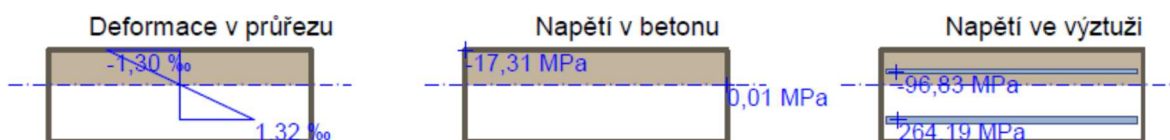
$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 217,6 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 2,17 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 19,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = -279 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$



Maximální tlakové napětí v betonu

$\sigma_c = 17,31 \text{ MPa}$

Omezení tlakového napětí v betonu

$k_1 \times f_{ck} = 21,00 \text{ MPa}$

Maximální tahové napětí v betonu

$\sigma_{c,max} = 10,74 \text{ MPa}$

Maximální tlakové napětí ve výztuži

$\sigma_{s,min} = 96,83 \text{ MPa}$

Maximální tahové napětí ve výztuži

$\sigma_{s,max} = 264,19 \text{ MPa}$

Omezení tahového napětí ve výztuži

$k_3 \times f_{yk} = 400,00 \text{ MPa}$

Výška tlačené části průřezu

$h = 132,4 \text{ mm}$

Posouzení průřezu na mezní stav omezení napětí Vyhovuje

3: KVAZ - kvazistálá

$N = 0,00 \text{ kN}$; $M_y = 42,00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: KVAZ

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 15$

Průřezová plocha: $A = 448 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

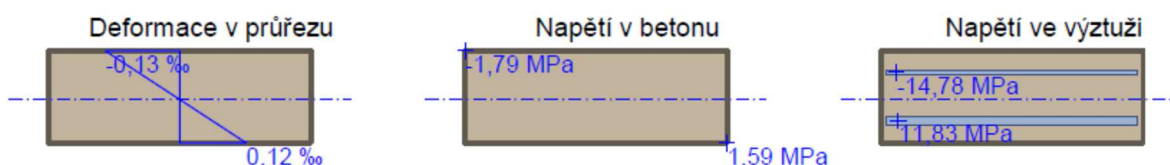
$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 164,8 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 4,36 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 37,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 66,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$



Průřez s vyloučením tahu v betonu

Průřezová plocha: $A = 230 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

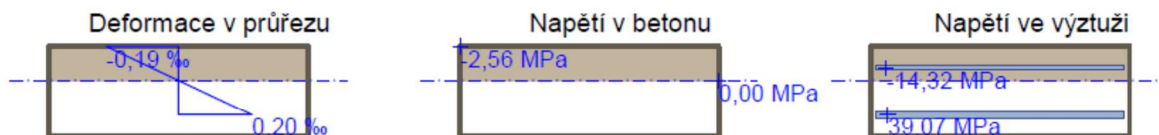
Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 217,6 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

 $I_y = 2,17 \cdot 10^9 \text{ mm}^4; I_z = 19,1 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

 $S_{y,s} = -279 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$


Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00493 / 0,0913 = 0,054$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200 \cdot 10^3 / 34\,000 = 5,882$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 36,59 / 200 \cdot 10^3; [36,59 - 0,4 \times 3,2 / 0,054 \times (1 + 5,882 \times 0,054)] / 200 \cdot 10^3) = \max(0,00011; 26,7 \cdot 10^{-6}) = 0,00011$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 3,4 \times 69 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 28 / 0,054 = 322,8 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,00011 \times 322,8 = 0,0354 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,200mm (Vlastní hodnota)

Výška tlacené části průřezu: $h=97,7\text{mm}$ **Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje****Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0184 \geq \rho_{s,min} = 0,00166$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,0141 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0187 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	MSU	0,00	0,00	399,00	465,51	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**Posouzení mezního stavu použitelnosti****Mezní stav omezení napětí**

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	CHAR	0,00	284,00	17,31	264,19	96,83	Vyhovuje
2	CHAR_zvětš	0,00	284,00	17,31	264,19	96,83	Vyhovuje
3	CHAR permanent	0,00	43,00	2,62	40,00	14,66	Vyhovuje
4	CHAR únava bet. max	0,00	251,00	15,30	233,49	85,58	Vyhovuje
5	CHAR únava bet. min	0,00	43,00	2,62	40,00	14,66	Vyhovuje
6	LM71 bez dyn	0,00	100,00	6,10	93,02	34,10	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				21,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

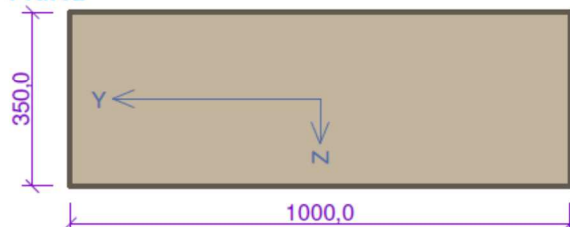
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ	0,00	42,00	$110 \cdot 10^{-6}$	0,323	0,035	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Podpora**1 deska_smyk2****1.1 Vstupní data**

Typ prvku: deska

Prostředí: XC4, XD1, XF3

Průřez**Materiály****Beton: C 35/45** $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ **Ocel podélná: B500B** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ **Ocel příčná: B500** $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ **Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)**

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	MSU	0,00	88,00	-391,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
8	16	75,0	horní výztuž
8	28	69,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž**Spony**

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 4

Ohyby

Profil: 28 mm; Počet: 2; Sklon: 45,00 °;

Minimální krytí

55,0 mm (uživ.)

1.2 Výsledky**Ideální průřez**Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$ Průřezová plocha: $A = 388 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

 $y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 170,4 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

 $I_y = 3,89 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 32,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

 $S_{y,s} = 30,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0184 \geq \rho_{s,min} = 0,00166$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,0141 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0187 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,000947 \leq \rho_w = 0,00384 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{l,max} = 200,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 400,5 \text{ mm}$$

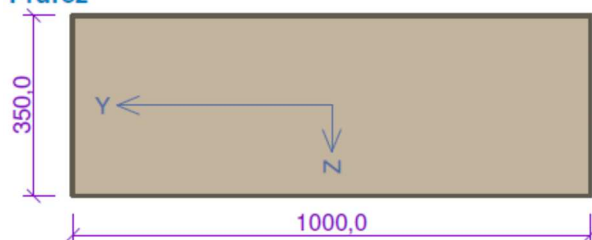
Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	MSU	0,00	0,00	88,00	465,51	-391,00	-575,61	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE****2 deska_smyk3****2.1 Vstupní data**

Typ prvku: deska

Prostředí: XC4, XD1, XF3

Průřez**Materiály****Beton: C 35/45**

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}; E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	MSU	0,00	88,00	342,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
8	16	75,0	horní výztuž
8	28	69,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Spony

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 4

Minimální krytí

55,0 mm (uživ.)

2.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 5,882$

Průřezová plocha: $A = 388 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 170,4 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 3,89 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 32,2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 30,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,0184 \geq \rho_{s,min} = 0,00166$

$\rho_{s,t,CSN} = 0,0141 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0187 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000947 \leq \rho_w = 0,00209 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmíneků $s_{l,max} = 200,2 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmíneků $s_{t,max} = 400,5 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	MSU	0,00	0,00	88,00	465,51	342,00	341,21	Nevyhovuje

Mezní stav únosnosti NEVYHOVUJE

Navržená konstrukce mostu vyhoví při posouzení mezního stavu únosnosti (ohybový moment a smyk) a mezního stavu použitelnosti (omezení napětí v betonu a výztuže, omezení šířky trhlin).

7.4 Posouzení na únavu

7.4.1 Únava výztuže

Řez	1	Popis	
Materiály a součinitele			
$\gamma_{F,fat}$	-	1.0	součinitel zatížení - ČSN EN 1992-1-1, 6.8.4(1), 2.4.2.3 (1)
$\gamma_{S,fat}$	-	1.15	součinitel spolehlivosti - ČSN EN 1992-1-1, 2.4.2.4(1)
$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$	MPa	162.5	rozkmít napětí při N^* cyklech - ČSN EN 1992-1-1, Tabulka 6.3N
Napětí ve výztuži			
δ		1.66	dynamický součinitel
$\sigma_{s,71,max}$	MPa	85	maximální napětí od LM71 bez součinitele α bez δ
$\sigma_{s,71,min}$	MPa	0	minimální napětí od LM71 bez součinitele α bez δ
$\delta\sigma_{s,71,max}$	Mpa	140	maximální napětí od LM71 včetně dynamického součinitele bez součinitele α
$\delta\sigma_{s,71,min}$	MPa	0	minimální napětí od LM71 včetně dynamického součinitele bez součinitele α
$\delta\Delta\sigma_{s,71}$	MPa	140	rozkmít napětí od LM71 včetně dynamického součinitele bez součinitele α
Posouzení na únavu			
L	[m]	3.700	rozhodující délka příčinkové čáry
$\lambda_{s,1} (2m)$	-	0.9	ČSN EN 1992-2, Tabulka NN.2
$\lambda_{s,1} (20m)$	-	0.65	ČSN EN 1992-2, Tabulka NN.2
$\lambda_{s,1} (L)$	-	0.83	ČSN EN 1992-2, (NN.108)
k_2	-	9	ČSN EN 1992-1-1, Tabulka 6.3N
Vol	mil. t/rok/kol	1.8	roční objem dopravy
$\lambda_{s,2}$	-	0.75	(NN.109)
N_{Years}	let	100	návrhová životnost mostu
$\lambda_{s,3}$	-	1.00	ČSN EN 1992-2, (NN.110)
$\lambda_{s,4}$	-	1.00	ČSN EN 1992-2, (NN.111)
λ_s	-	0.62	ČSN EN 1992-2, (NN.107)
$\gamma_{F,fat} * \Delta\sigma_{s,equ}$ [MPa]		87.2	ČSN EN 1992-2, ČSN EN 1992-2,
$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}$ [MPa]		141.3	ČSN EN 1992-1-1, (6.71)
únava		OK	posouzení
využití		0.617	využití průřezu

$$Z_{LM71} = 1.62$$

7.4.2 Únava betonu v tlaku

Řez		1	
γ_{sd}	-	1.00	
$\sigma_{c,perm}$	MPa	2.62	tlak. napětí vyvozené char. kombinací bez LM71
$\sigma_{c,max,71}$	MPa	15.30	max. tlak. napětí vyvozené char. kombinací s $\alpha_{LM71} \cdot \Phi_2$
$\sigma_{c,min,71}$	MPa	2.62	min. tlak. napětí vyvozené char. kombinací s $\alpha_{LM71} \cdot \Phi_2$
f_{ck}	MPa	35.0	charakteristická pevnost betonu v tlaku
α_{cc}	-	1.00	dílčí součinitel bezpečnosti
γ_c	-	1.50	součinitel materiálu pro beton
f_{cd}	MPa	23.3	návrhová pevnost betonu v tlaku
k_1	-	0.85	
t_0	dny	28	stáří betonu při začátku cyklického zatížení
s	-	0.20	koeficient závisící na druhu cementu
$\beta_{cc}(t_0)$	-	1.000	součinitel pro pevnost betonu
$f_{cd,fat}$	MPa	17.06	návrhová hodnota únavové pevnosti betonu
$\lambda_{c,0}$		1.00	(NN.115)
L	[m]	3.700	rozhodující délka příčinkové čáry
$\lambda_{c,1}(2m)$	-	0.70	Tabulka NN.3
$\lambda_{c,1}(20m)$	-	0.75	Tabulka NN.3
$\lambda_{c,1}(L)$	-	0.71	(NN.108)
Vol	mil.t/rok/kol	1.8	roční objem dopravy
N_{years}	let	100	návrhová životnost mostu
$\lambda_{c,2,3}$	-	0.86	(NN.116)
$\lambda_{c,4}$	-	1.00	(NN.117)
λ_c	-	0.61	(NN.114)
$\sigma_{cd,max,equ}$	MPa	10.38	(NN.113)
$\sigma_{cd,min,equ}$	MPa	2.62	(NN.113)
$E_{cd,max,equ}$	-	0.609	(NN.112)
$E_{cd,min,equ}$	-	0.154	(NN.112)
R_{equ}	-	0.252	(NN.112)
$(NN.112)_L$	-	6.34	
$(NN.112)_P$	-	6	
$(NN.112)_L \geq (NN.112)_P$		OK	posouzení

7.5 Posouzení konstrukčních zásad

Řez		1	2	Popis
Průřez				
b_t	mm	1000	1000	průměrná šířka tahové oblasti průřezu
h	mm	350	350	výška průřezu
Materiály a součinitele				
beton		C35/45	C35/45	třída betonu
f_{ck}	MPa	35	35	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	MPa	3.2	3.2	průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu
f_{yk}	MPa	500	500	mez kluzu betonářské výztuže
Nosná výztuž				
$\varnothing_{s,t}$	mm	28	28	průměr prutů tahové betonářské výztuže
$n_{s,t}$	ks	8.00	4.00	počet prutů tahové betonářské výztuže
$A_{s,t}$	mm ²	4926	2463	plocha tahové betonářské výztuže
d_1	mm	85	85	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k taženým vláknům
d	mm	265	265	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k tlačným vláknům
$\varnothing_{s,c}$	mm	12	12	průměr prutů tlakové betonářské výztuže
$n_{s,c}$	ks	8.000	8.000	počet prutů tlakové betonářské výztuže
$A_{s,c}$	mm ²	905	905	plocha tlakové betonářské výztuže
d_2	mm	85	85	vzdálenost těžiště tlakové betonářské výztuže k tlačným vláknům
Minimální a maximální plocha nosné výztuže dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.1.1				
$A_{s,t}$	mm ²	4926	2463	plocha tahové výztuže
$A_{s,t,min}$	mm ²	441	441	minimální plocha tahové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm ²	5831	3368	plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm ²	14000	14000	maximální plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$		OK	OK	posouzení
Smyková výztuž				
α	°	90	90	sklon třmínků
d	mm	8	10	průměr vložky
n	-	4.00	4.00	počet stěhů účinných na smyk po celé šířce průřezu
$A_{sw,V}$	mm ²	201	314	plocha smykové výztuže
s	mm	150	150	vzdálenost stěhů
Minimální stupeň smykového vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.2				
b_w	mm	1000	1000	šířka (smyk)
ρ_w	-	0.001340	0.002094	stupeň smykového vyztužení
$\rho_{w,min}$	-	0.000947	0.000947	minimální stupeň smykového vyztužení
$\rho_w \geq \rho_{w,min}$		OK	OK	posouzení

8 Deformace konstrukce (omezení průhybu)

Byl zjištěn průhyb nosné konstrukce od modelu zatížení LM71 včetně součinitele α bez dynamických účinků. Průhyb byl srovnán s limitním průhybem z hlediska bezpečnosti dopravy dle ČSN EN 1990, čl. A2.4.4.2.3.1) a z hlediska pohody cestujících dle ČSN EN 1990, čl. A2.4.4.3.2.

Pro vyčíslení průhybu nosné konstrukce byl vytvořen model s charakteristikami ideálního průřezu tam, kde při charakteristické kombinaci zatížení byla překročena pevnost betonu v tahu $f_{ctm}=2,9$ MPa.

V modelu byl snížený modul průřezu nahrazen fiktivním snížením modulu pružnosti daného prvku, aby EI odpovídalo ideálnímu průřezu.

	$E_{\text{beton}}=$	34 GPa
	$E_{\text{ocel}}=$	200 GPa
prac. souč.	$\alpha=$	5.88

Deska

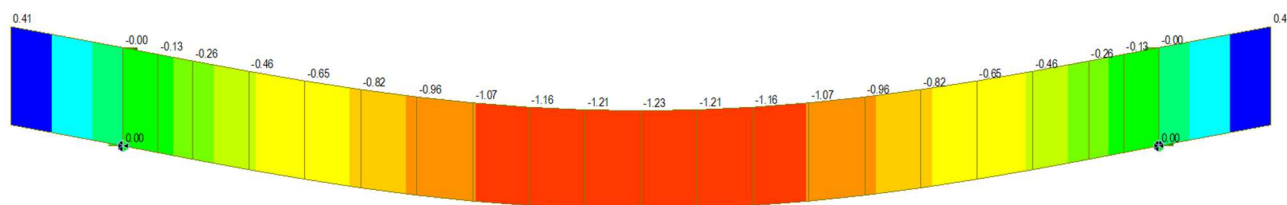
šířka	$b=$	1 m
výška	$h=$	0.35 m
	$I_{\text{nosník}}=$	$3.573\text{E-}03 \text{ m}^4$

Ideální průřez

	$I_{\text{nosník,i}}=$	$2.17\text{E-}03 \text{ m}^4$
--	------------------------	-------------------------------

Fiktivní modul pružnosti

deska	$E_{\text{beton,i}}=$	20.6 GPa
-------	-----------------------	----------



obr. 13 Deformace konstrukce od modelu zatížení LM71 bez φ na nepotrhaném průřezu

MSP - svislý průhyb z hlediska bezpečnosti dopravy dle EN 1990 A2.4.4.2.3

$\phi =$		1.66	dyn. souč
$\alpha =$		1.1	

Stanovení zatížitelnosti prvku		Deska	Popis
$\delta_{LM71, model}$	[mm]	1.23	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 bez ϕ vč. α
δ_{LM71}	[mm]	2.04	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 vč. ϕ vč. α
δ_{LM71}	[mm]	3.36	potrhaný ŽB průřez, LM71 vč. ϕ vč. α
L	[mm]	3 700	rozpětí
$L/\delta_{p,lim}$	[-]	600	dle ČSN EN 1990 čl. A2.4.4.2.3
$\delta_{p,lim}$	[mm]	6.17	mezni hodnota svislého průhybu z hlediska bezpečnosti dopravy

MSP - svislý průhyb z hlediska pohody cestujících dle EN 1990 A2.4.4.3.2

$L/\delta_{lim} =$		1000	dle obr. A2.3
		0.7	red. součinitel dle A2.4.4.3 (5)
$L/\delta_{red,lim} =$		700	min 600

δ_{LM71}	[mm]	1.23	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 bez ϕ vč. α
δ_{LM71}	[mm]	1.86	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 vč. ϕ bez α
δ_{LM71}	[mm]	3.06	potrhaný ŽB průřez, LM71 vč. ϕ bez α
$\delta_{p,lim}$	[mm]	5.29	

Z_{LM71}	[-]	1.73	zatížitelnost prvku mostního objektu
------------	-----	-------------	--------------------------------------

Navržená konstrukce mostu vyhoví při posouzení mezního stavu použitelnosti – omezení průhybu.

9 Závěr

Konstrukce mostu byla posouzena dle normy ČSN EN 1992-2.

V rámci výpočtu byla provedena tato posouzení:

- moment na mezi únosnosti v podélném směru
- únosnost ve smyku u podpory
- napětí v betonu a výztuži při charakteristické kombinaci
- posouzení šířky trhlin
- posouzení na únavu betonu a výztuže
- posouzení průhybu nosné konstrukce

11/2021

Ing. Ondřej Volák

10 Přehled zatížitelnosti

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): **0491 Rožnov (mimo) – Černý Kříž (mimo)**DÚ: **06 Křemže – Plešovice**km: **19,327**

B. Identifikace části mostu

část mostu: **nosná konstrukce**poř. číslo **K01**pod kolejí č. **1**

(ve směru staničení):

C. Doplnující data pro část mostu

Nosná konstrukce:

Kategorie zatížitelnosti: **C**Výpočetní model: **prutový výseku NK**~~Spodní stavba a založení:~~~~Kategorie zatížitelnosti:~~

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

	na začátku		uprostřed		na konci
poloměr oblouku	350 [m]		[m]		350 [m]
převýšení koleje	57 [mm]		[mm]		57 [mm]
excentricita vůči ose mostu	0,077 [m]		[m]		0,077 [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu: -----

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu

SŽDC: -----

zpracovatelem přepočtu: -----

Poznámka k části mostu: **Zatížitelnost vychází z projektovaného stavu a nezohledňuje proto žádné závady.**

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	L_p	Φ_i	$L\Phi$	$Y_{Q,LM71}$	$Y_{Q,LM71,E}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	nosná konstrukce	MSÚ	ohybový moment		M		1,98	3,7	1,45			1,27		
2	nosná konstrukce	MSÚ	smyk		V		1,98	3,7	1,45			1,10		
4	nosná konstrukce	MSP	průhyb		M		1,66	3,7	1			1,73		

Dne: **26. 11. 2021**zatížitelnost určil: **Ing. Ondřej Volák**