

STAVBA:

Oprava mostu v km 15,793
na TÚ č. 0221 Františkovy Lázně - Aš

OBJEDNATEL:



Správa železnic, státní organizace

Dlážděná 1003/7

110 00 Praha 1, Nové Město

PROJEKTANT:



Egneza

Egneza s.r.o.

Kpt. Jaroše 35/20

434 01 Most

Účel PD: PDPS	ODP. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	Datum:	11/2020
	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:	-
OBJEKT:			Zakázka:	18E40
SO 01 Most v km 15,793			Část:	E.1
			Paré:	
PŘÍLOHA:			Příloha:	10
STATICKÝ VÝPOČET				

1 Úvod	3
1.1 Identifikační údaje stavby	3
1.1.1 Stavba, stavebník, projektant	3
1.1.1.1 Stavba	3
1.1.1.2 Stavebník	3
1.1.1.3 Projektant SO 01	3
1.2 Základní údaje o mostě	3
1.3 Popis konstrukce mostu	4
1.3.1 Spodní stavba	4
1.3.2 Nosná konstrukce	5
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	10
5 Zatížení	10
5.1 Stálá zatížení a vlivy	10
5.1.1 Vlastní tíha g_0	10
5.1.2 Ostatní stálé zatížení g_1	10
5.1.3 Poklesy podpor	11
5.2 Proměnná zatížení železniční dopravou	11
5.2.1 Dynamické účinky	11
5.2.2 Model zatížení LM71	11
5.2.3 Vodorovné síly	13
5.2.4 Sestavy zatížení železniční dopravou	15
5.2.5 Zatížení od vykolejení železniční dopravy	16
5.3 Ostatní proměnlivá zatížení	19
5.3.1 Zatížení teplotou	19
5.3.2 Zatížení větrem	19
5.4 Kombinace zatížení	20
5.4.1 Kombinační pravidla	20
5.4.2 Součinitelé zatížení	21
5.4.3 Mezní stavy únosnosti	22
5.4.4 Mezní stavy použitelnosti	22
6 Posouzení nosné konstrukce	23
6.1 Předpoklady pro návrh a posouzení	23
6.2 Vnitřní síly	23
6.2.1 Průběhy vnitřních sil na trámu	23
6.2.2 Průběhy vnitřních sil na desce	24
6.3 Podélná a příčná výztuž (posouzení na ohyb)	27
6.3.1 Navržená výztuž	27
6.3.2 Předpoklady posouzení	27
6.3.3 Mimořádná kombinace	28

6.3.4	Hlavní nosníky	29
6.3.5	Deska	33
7	Deformace konstrukce (omezení průhybu).....	41
8	Závěr	43
9	Přehled zatížitelnosti	44

1 Úvod

1.1 Identifikační údaje stavby

1.1.1 Stavba, stavebník, projektant

1.1.1.1 Stavba

Stavba

Oprava mostu v km 15,793 na TÚ č. 0221

Františkovy Lázně – Aš

Objekt

SO 01 Most v km 15,793

Katastrální území

Vojtanov (784 630)

Obec

Vojtanov (539 074)

Kraj

Karlovarský

1.1.1.2 Stavebník

Název

Správa železnic, státní organizace

IČ

70 99 42 34

Adresa

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

1.1.1.3 Projektant SO 01

Název

Egneza 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 15,793

Stávající a nový vlastník objektu

Česká republika, Správa železnic, státní organizace

Správce trati

Správa železnic, státní organizace

Oblastní ředitelství Ústí nad Labem

Staničení objektu

Km 15,793

Traťový úsek

TÚ 0221 Františkovy Lázně (mimo) – Aš
st. hr.

DÚ 02 Františkovy Lázně - Hazlov

Situování objektu v terénu

Stavba se nachází v extravilánu obce
Vojtanov ve svažitém terén ze západu na

<i>Účel objektu</i>	východ. Pod mostem v km 15,793 prochází místní komunikace obce Vojtanov. <i>Most převádí železniční trať přes místní komunikaci.</i>
<i>Druh nosné konstrukce</i>	Monolitický železobetonový parapetní nosník
<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>	3,95 m
<i>Délka mostu</i>	7,7 m
<i>Světlost nosné konstrukce</i>	3,95 m
<i>Stavební výška</i>	0,8 m
<i>Výška obrysu kolejového lože</i>	0,33 m
<i>Volná výška pod mostem</i>	3,35 m
<i>Šikmost</i>	Kolmý
<i>Úhel křížení</i>	90 °
<i>Šířka mostu</i>	5,7 m
<i>Uvažované zatížení</i>	Dle ČSN EN 1991-2, součinitel $\alpha = 1,10$

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. Dále bude kamenné zdivo opěr a křídel injektováno. 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 uzavřeného 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 Spodní stavba

Součástí spodní stavby jsou ponechané části stávajících kamenných opěr, ponechaná stávající kamenná šikmá křídla.

Stávající spodní stavba bude sanována.

Bourání předepsaných částí spodní stavby musí být prováděno tak, aby bylo možné následně provést nové železobetonové části, které budou s těmi stávajícími spřaženy.

Opěry

Budou ponechány dříky stávajících opěr, na které budou vybudovány nové monolitické železobetonové úložné prahy.

Šířka nových prahů bude 1,25 m, což odpovídá předpokládané tloušťce dříků stávajících opěr. Výška úložného prahu v lici bude 0,5 m. V rubu bude horní plocha úložného prahu klesat ve sklonu 1:4 od nosné

konstrukce. Délka úložných prahů bude 4,74 m (uložení nosné konstrukce na celou šířku stávajících opěr – bude přizpůsobeno přesnému rozměru zjištěnému při stavbě). Na horní ploše prahů bude realizováno vybrání pro následné uložení nosné konstrukce.

Úložné prahy budou z betonu **C30/37-XC4, XD3, XF4**, vyztuženy betonářskou výztuží z oceli **B500B**.

1.3.2 Nosná konstrukce

Novou nosnou konstrukce mostu bude tvořit železobetonový monolitický parapetní nosník. Šířka nosné konstrukce bude 5,535 m, z toho šířka krajního nosníku je 0,5 m. Ve vrchní části je součástí každého nosníku krátká konzola, na kterou bude následně betonována římsa. Deska mezi nosíky bude mít konstantní tloušťku 0,27 m.

Na obou koncích budou součástí nosné konstrukce koncové příčníky. Na jejich spodní hraně bude vytvořen ozub, přes který bude nosná konstrukce uložena na spodní stavbu. Příčníky jsou délky 1,25 m stejně jako úložné prahy.

1.4 Popis statického výpočtu

Cílem tohoto statického výpočtu je ověření dimenzí nosné konstrukce mostu a návrh profilů výztuže.

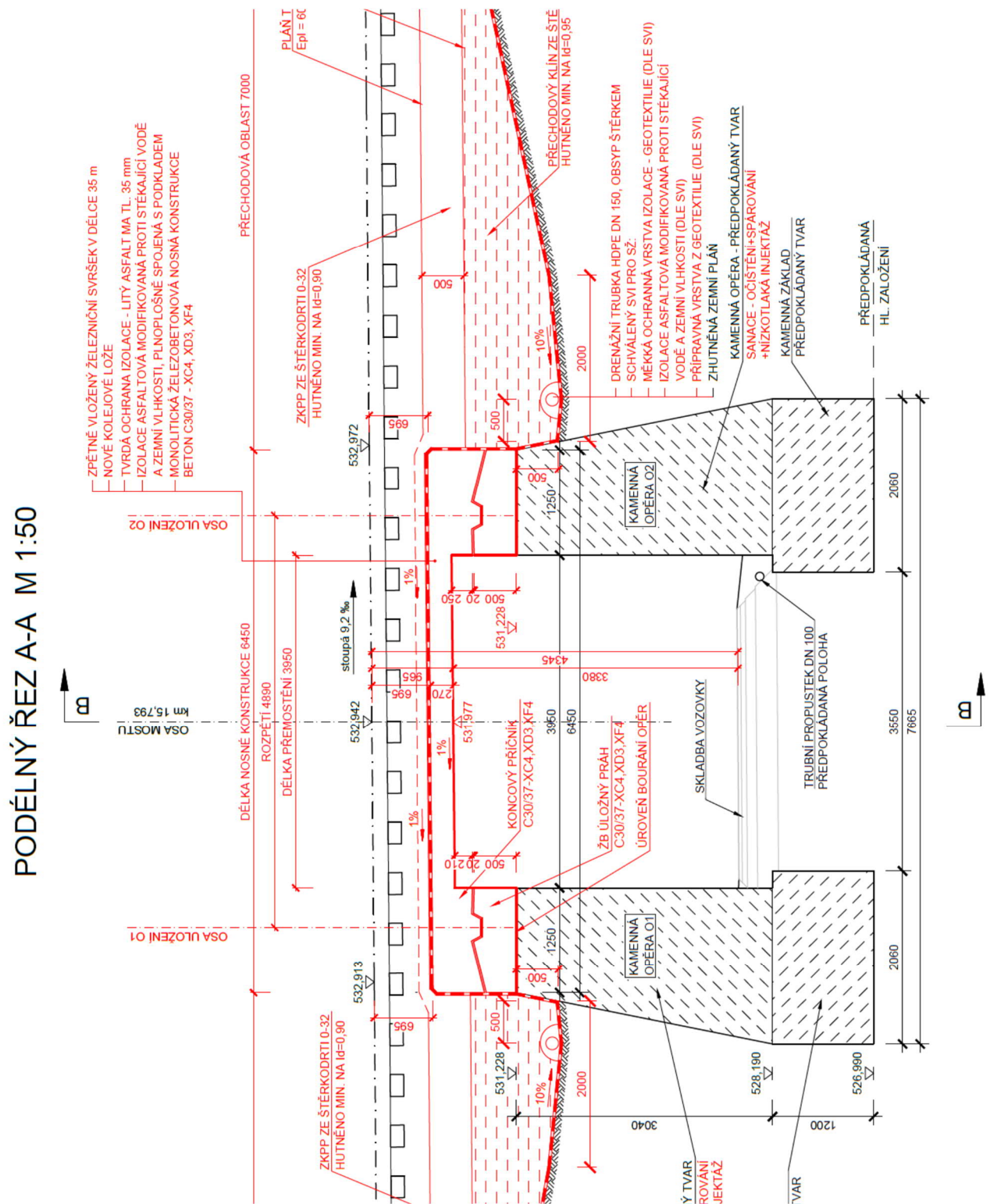
Ve statickém výpočtu jsou pro svoji obsáhlост uvedeny pouze základní vstupy a výsledky z výpočetních programů. Všechny podklady a podrobné vstupy a výsledky jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.

V rámci výpočtu byla provedena tato posouzení:

- moment na mezi únosnosti hlavních trámů a desky
- únosnost ve smyku hlavních trámů a desky
- napětí v betonu a výztuži při charakteristické kombinaci
- posouzení šířky trhlin
- 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 1992 – Navrhování betonových konstrukcí (EN 1992-1-1, EN 1992-2)
- [4] ČSN EN 1993 – Navrhování ocelových konstrukcí (EN 1993-1-1, EN 1993-2)
- [5] ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí
- [6] ČSN EN 206+A1 – Beton
- [7] ČSN 73 6244 Přečody mostů pozemních komunikací
- [8] FIP Recommendations 1996, Practical Design of Structural Concrete
- [9] Designer's guide to EN 1992-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete Bridges, London, 2007
- [10] Betónové konštrukcie, Bilčík, Fillo, Benko, Halvonik, ES STU Bratislava, 2008
- [11] Navrhování betonových konstrukcí, Procházka a kol., ČBS, Praha 2005
- [12] program MIDAS/Civil 2019, MIDAS Information Technology Co., Ltd
- [13] program FIN EC Beton 2020, Fine spol. s r.o.

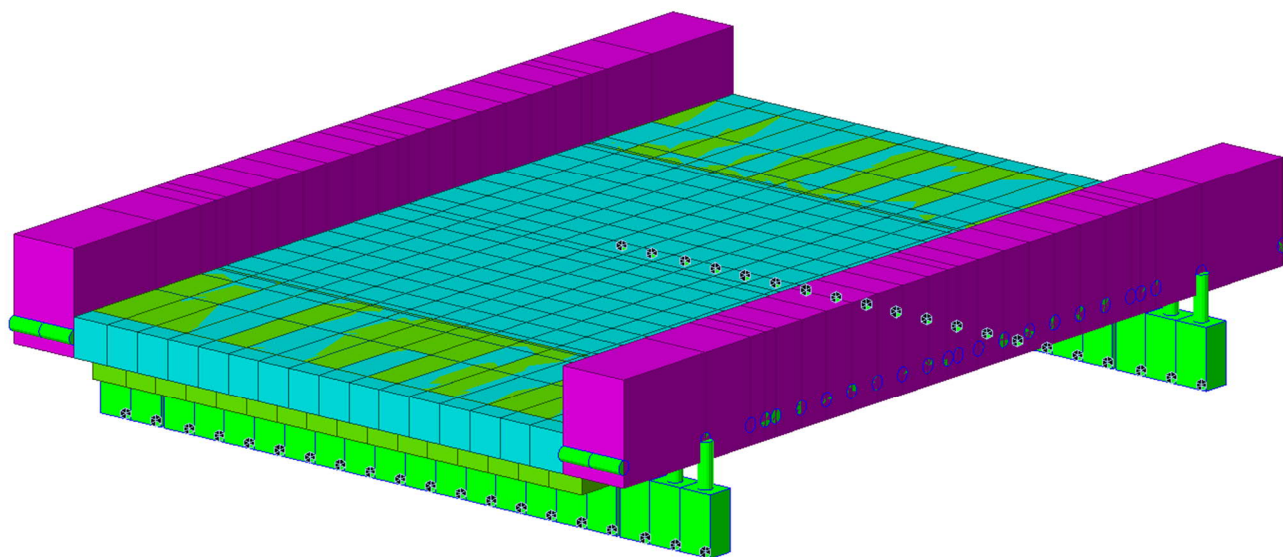


3 Výpočtový model

Konstrukce byla modelována jako prostorová desková konstrukce s vloženými pruty. Uložení konstrukce bylo na liniový kloub v místě uložení ozub. Prostorový model byl vytvořen v [12].

Pro posouzení byly vytvořeny dva výpočtové modely. U primárního deskového modelu byly uvažovány veškeré excentricity krajních nosníků a příčníků. Tento model vykazoval pro jednotlivé části nosné konstrukce složené namáhání ohybem a normálovou silou. Maximální dimenzační ohybový moment T průřezu je daný součtem ohybových momentů v jednotlivých částech a součinu normálové síly s excentricitou nosníku vůči desce.

Pro kontrolu modelu s excentricitami byl vytvořen kontrolní model bez excentricit. Tento model předpokládá prostý roznos zatížení z desky do krajních nosníků a příčníků dle tuhosti desky. Deska je v tomto případě více namáhána kroucením. Maximální dimenzační ohybový moment je dán součtem ohybového a kroutícího momentu v každém směru.



obr. 1 Model s excentricitami – axonometrie

ID	Name	Type	Standard	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)	Material Type
2	C30/37	Concrete	EN04(RC)	3.28E+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. 2 Použité materiály

ID	Type	Shape	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)	Peri.(Out) (m)
1	DB/User	SB	podelnik	0.36	0.3	0.3	0.0171	0.0156	0.0075	0.25	0.25	0.36	0.36	0.0648	0.0313	2.44
2	DB/User	SB	přičník	0.5625	0.4688	0.4688	0.0294	0.0095	0.0732	0.625	0.625	0.225	0.225	0.0253	0.1953	3.4
5	DB/User	SB	uložení	0.05	0.0417	0.0417	0.0003	0.0002	0.0003	0.125	0.125	0.1	0.1	0.005	0.0078	0.9
900	Value	SR	tuhy	3.1416	2.8274	2.8274	1.5708	0.7854	0.7854	1	1	1	1	0.3333	0.3333	6.2832

obr. 3 Použité průřezy

ID	Type	In,Out	Thick-In(m)	Thick-Out(m)	Offset	Offset Type	Offset Ratio	Offset Value(m)
1	Value	Yes	0.27	0	No	Ratio	0	0

obr. 4 Použité tloušťky

4 Postup výstavby

Přestavba objektu bude probíhat za výluky na železniční trati. Konstrukce bude betonována do připravených ozubů v úložných prazích. Provoz na trati nejdříve po 28 dnech od betonáže.

5 Zatížení

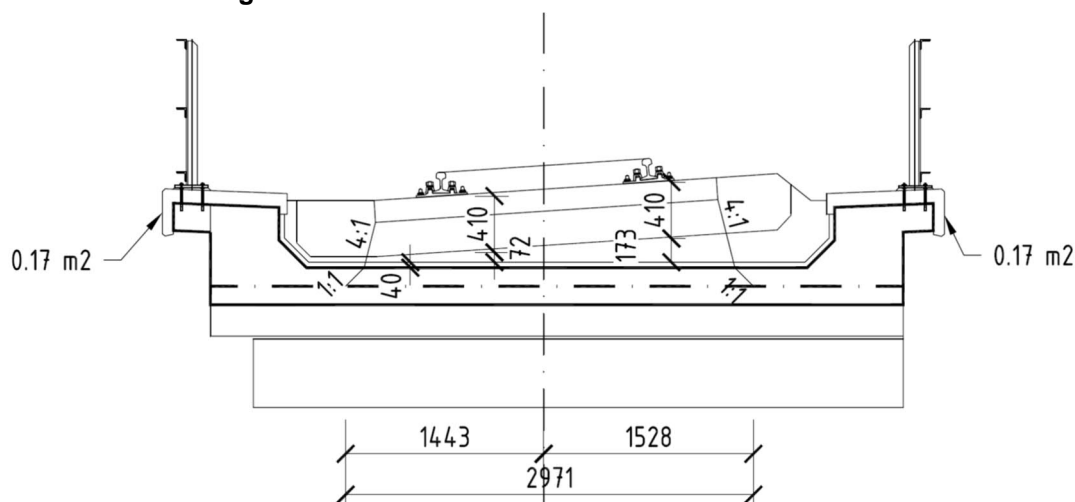
5.1 Stálá zatížení a vlivy

5.1.1 Vlastní tíha g0

objemová tíha betonu

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

5.1.2 Ostatní stálé zatížení g1



obr. 5 Rozložení zatížení g1 a roznos od prazců

Popis zatížení	h	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$\gamma_{g,\text{inf}}$	$g_{1,k,\text{sup}}$
	[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 šterkového lože 0.41 m.

Dolní charakteristická hodnota stálého zatížení

Popis zatížení	h	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$\gamma_{g,inf}$	$g_{1,k,sup}$
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Šterkové lože	0.41	20.0	8.20		8.20	0.7	5.74
Podklad šterkového lože	0.072	20.0	1.44		1.44	1	1.44
Ochranná vrstva včetně izol.	0.04	25.0	1.00		1.00	1	1.00
Celkem lože	0.522		10.64		10.64		8.18

Horní charakteristická hodnota stálého zatížení

Popis zatížení	h	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$\gamma_{g,inf}$	$g_{1,k,sup}$
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Šterkové lože	0.41	20.0	8.20		8.20	1.3	10.66
Podklad šterkového lože	0.173	20.0	3.46		3.46	1	3.46
Ochranná vrstva včetně izol.	0.04	25.0	1.00		1.00	1	1.00
Celkem lože	0.623		12.66		12.66		15.12

Popis zatížení	A	γ	$g_{1,k}$	b_{roznos}	$g_{1,k}$	$\gamma_{g,inf}$	$g_{1,k,sup}$
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
Římsa	0.17	25.0	4.25	0.50	8.50		
Zábradlí			0.50				

5.1.3 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. Pro výpočet dynamického součinitele byla uvažována náhradní délka jako menších z hodnot:

- rozpětí mostu (4,89 m)
- dvojnásobek rozpětí desky v příčném směru ($2 \cdot 4,05 = 8,10$ m) .

Náhradní délka NK

$L_{\phi} = L$

$L_{\phi} = 4.89$ m

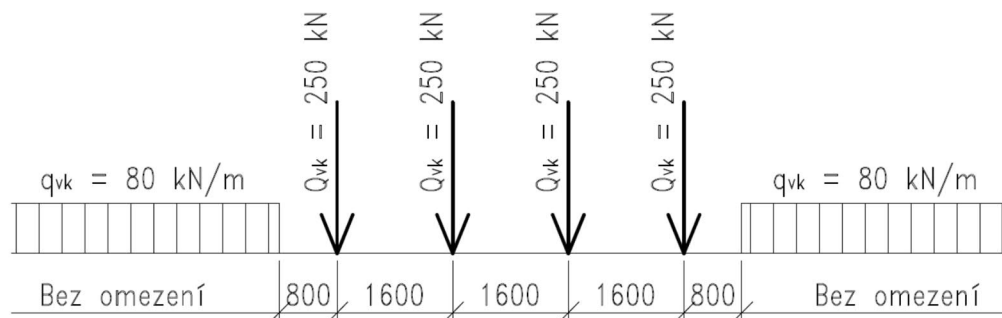
Dynamický součinitel

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

$\delta_{norm} = 1.80$

5.2.2 Model zatížení LM71

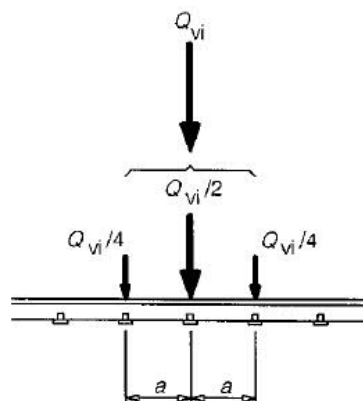
Ve výpočtu byl uvažován model zatížení 71 (LM71) se součinitelem $\alpha = 1,10$.



obr. 6 Model zatížení LM71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

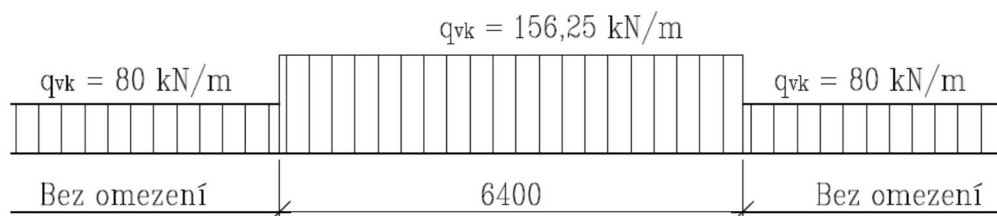
Roznášení zatížení v podélném směru konstrukce

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. 7 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. 8 Roznesený model zatížení LM71 – základní charakteristické hodnoty zatížení

Celá nosná konstrukce délky 6,50 m je tedy zatížena roznesenými osamělými silami.

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. 5).

Zatížení na výpočtový model

Q_{LM71} =	250	kN	- tíha nápravy
n_Q =	4		- počet náprav
L_Q =	6.40	m	- délka, na kterou se zatížení od náprav roznáší
b_{roznos} =	3.00	m	- roznášecí šířka
α =	1.10		

rozpočet zatížení	celkem	roznos
	[kN/m]	[kN/m ²]
q_{LM71}	156.25	52.08
$\alpha \cdot q_{LM71}$	171.88	57.29
$\Phi \cdot \alpha \cdot q_{LM71}$	310.05	103.35

5.2.3 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 krutícího momentu na konstrukci.

- zatížení působí v úrovni 1.80 m nad pojžděným povrchem, kolmo na osu koleje
- vztažná rovina = střed ŽB desky
- maximální rychlost $V = 70$ km/h
- poloměr zakivení oblouku $r = 291$ m
- příčnížující délka koleje dle 6.5.1.8 EN 1991-2 $L_f = 0$ m
- redukční součinitel $f = 1.00$
- násobitel pro odstředivé síly včetně redukčního součinitele $V^2 / (127r) \cdot f = \mathbf{0.1326}$
- vzdálenost vztažná rovina - spojnice temen kolejnic $h_{nf} = 0.880$ m
- výška působiště zatížení nad vztažnou rovinou $h_{tk} = 2.680$ m
- rameno, na kterém působí svislá složka $b_{ef}/2 = 1.500$ m
- roznos svislé složky $b_{ef}/2 = 1.500$ 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}	156.25	20.72	37.01	24.68	80.00	10.61	18.95	12.63
$\alpha \cdot q_{LM71}$	171.88	22.79	40.72	27.14	88.00	11.67	20.85	13.90

Boční ráz

Podle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.2 se musí uvažovat se zatížením bočním rázem, který je definován osamělou silou $Q_{sk} = 100$ 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 kN
• osamělá síla se roznáší do tří za sebou jdoucích podporových bodů kolejnice (pražců)		
• vzdálenost kolejnicových podpor se uvažuje	$a =$	0.533 m
• výška působíště zatížení nad vztažnou rovinou	$h_{nf} =$	0.880 m
• momentová složka ke vztažné rovině	$M_{nf} =$	88.0 kNm
• momentová složka se převede na přetížení a odlehčení v rámci vzdorující šířky		
• rameno, na kterém působí svislá složka	$b_{ef}/2 =$	1.500 m
• svislá složka celkem	$Q_{nf,v} =$	58.7 kN
• svislá složka připadající na 1 m šířky	$Q_{nf,v,1m} =$	39.11 kN/m
• svislá složka připadající na 3 pražce	$Q_{nf,v,1m2} =$	24.46 kN/m ²

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	
$c \cdot Q_{lk} / b =$	39.33	kN/m	


5.2.4 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)}	neza- tížený vlak	rozjezd, brzdění ⁽¹⁾	odstředivá síla ⁽¹⁾	boční ráz ⁽¹⁾	
			1	gr11	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 zatě- žovací 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 podírající jednu kolej (sestavy zatížení 11 až 17)

 uvažuje se při navrhování konstrukce podírající 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 podírající 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

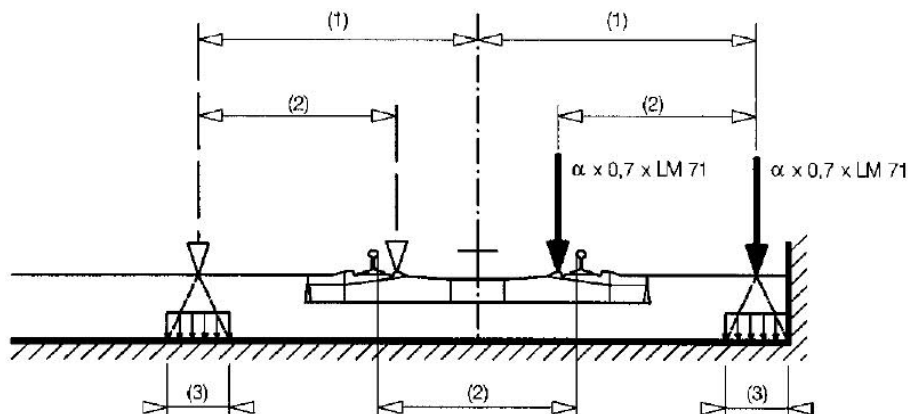
5.2.5 Zatížení od vykolejení železniční dopravy

Dle EN 1991-2 čl. 6.7. Uvažuje se jako mimořádná návrhová situace.

Návrhová situace I

Vykolejení železničních vozidel, kdy vykolejená vozidla zůstanou v prostoru koleje na nosné konstrukci a vozidla jsou zadržena sousední kolejnicí nebo postranní stěnou nebo okrajovým nosníkem.

Při této návrhové situaci musí být vyloučeno zřícení hlavní části nosné konstrukce. Místní poškození však lze tolerovat. Části dotčených konstrukcí se musí navrhovat na následující zatížení v mimořádné návrhové situaci:



Legenda

- (1) maximálně 1,5s nebo méně, pokud je tam stěna
- (2) rozchod koleje s
- (3) pro mosty s kolejovým ložem lze předpokládat, že osamělé síly působí na čtverci o straně 450 mm na horním povrchu nosné konstrukce mostu (mostovky).

obr. 9 Zatížení od vykolejení železniční dopravy - návrhová situace I

Zatížení nosné konstrukce od vykolejení železniční dopravy v návrhové situaci I:

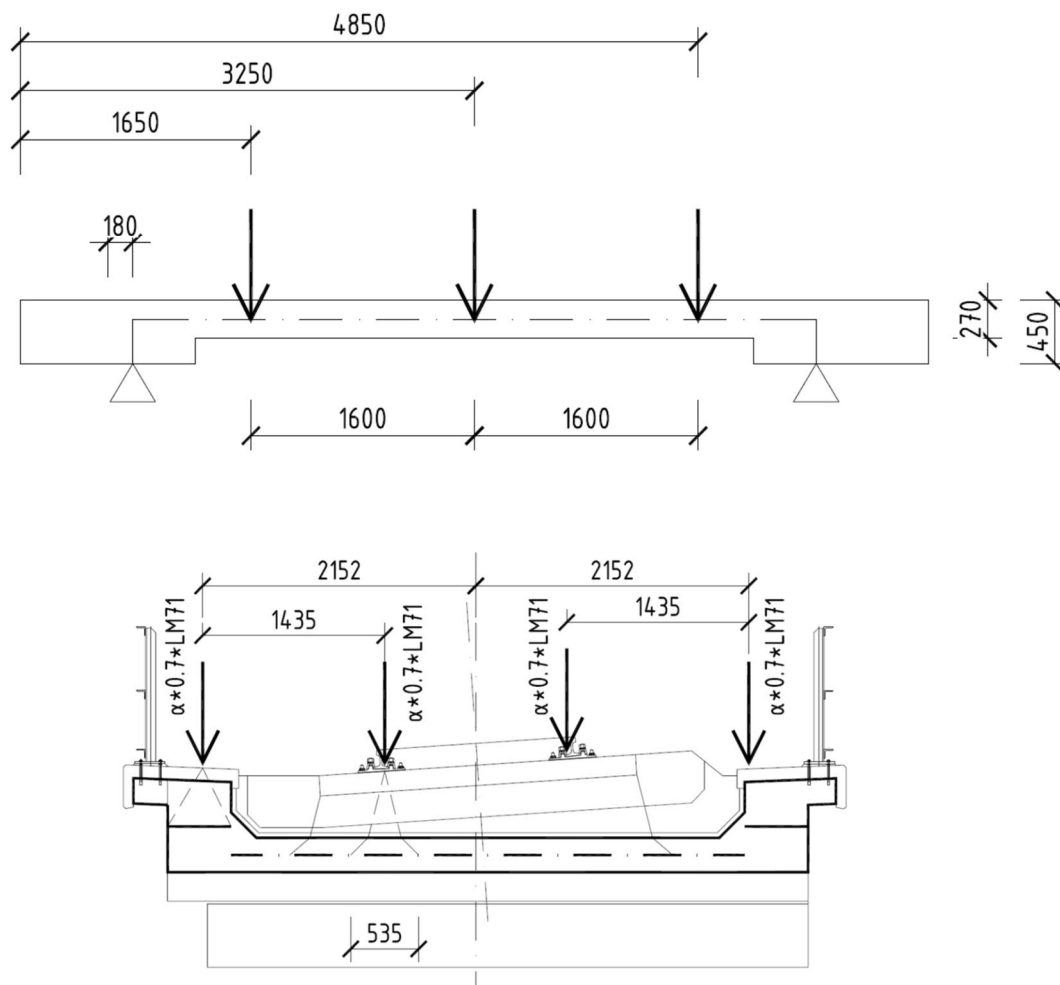
Osamělé síly:

$$Q_{A1d} = \alpha \times 1,4 \times LM71 = 1,1 \times 1,4 \times 250 = 385 \text{ kN}$$

$$0,5 \times Q_{A1d} = 0,5 \times 385 = 192,5 \text{ kN}$$

$$\text{Rozneseno na linii } 0,535 \text{ m} \Rightarrow 192,5 / 0,535 = 359,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Rozneseno na čtverec } 0,535 \times 0,535 \Rightarrow 192,5 / (0,535 \times 0,535) = 672,5 \text{ kN/m}^2$$

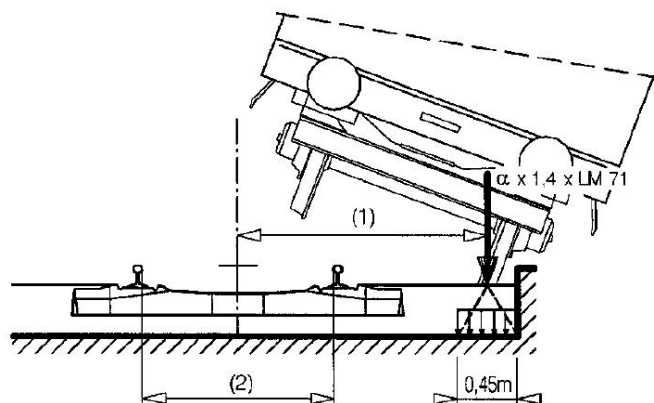


obr. 10 Vykolejení železniční dopravy - návrhová situace I

Návrhová situace II

Vykolejení železničních vozidel, kdy vykolejená vozidla jsou zachycena na okraji mostu a zatěžují okraj nosné konstrukce (kromě nenosných prvků jako chodník pro pěší).

Při této návrhové situaci se most nemá převrátit nebo zřítit. Pro určení celkové stability se musí na maximální celkové délce 20 m uvažovat $q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$ jako rovnoměrně rozdělené svislé liniové zatížení působící na okraji uvažované konstrukce.



Legenda

- (1) zatížení působící na okraji konstrukce
- (2) rozchod koleje s

obr. 11 Zatížení od vykolejení železniční dopravy - návrhová situace II

Zatížení od vykolejení železniční dopravy v návrhové situaci II:

Zatěžovací délka uvažována 6,40 m.

$$Q_{A2d} = 1,10 \cdot 1,4 \cdot (4 \cdot 250) = 1540 \text{ kN}$$

$$q_{A2d} = 1540 / 6,40 = 240,6 \text{ kN/m}$$

Toto zatížení působí na 1 krajní trám.

5.3 Ostatní proměnlivá zatížení

5.3.1 Zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty

6.1.1 Typy nosných konstrukcí mostů

3. typ: betonová nosná konstrukce ▼

6.1.3 Rovnoměrná složka teploty

Minimální teploty vzduchu ve stínu	-32,1 až -34 °C ▼	$T_{\min} =$	-34.0 °C
Maximální teploty vzduchu ve stínu	36,1 až 38 °C ▼	$T_{\max} =$	38.0 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty		$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 =$	-26.0 °C
Maximální rovnoměrná složka teploty		$T_{e,\max} = T_{\max} + 1.5 =$	39.5 °C
Výchozí teplota mostu		$T_0 =$	10.0 °C

Rozsah rovnoměrných složek teplot pro výpočet mostu

Charakteristická hodnota pro výpočet zkrácení mostu	$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) =$	-36.0 °C
Charakteristická hodnota pro výpočet prodloužení mostu	$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	29.5 °C
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu	$\Delta T_N =$	65.5 °C

Rozdílová složka teploty

Rozdílová složka teploty nebyla vzhledem ke statickému působení konstrukce (prosté pole) a ke způsobu posudku uvažována.

5.3.2 Zatížení větrem

- uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4
- uvažováno zatížení větrem na pás železničního zatížení
- zatížení působí na pás pohyblivého zatížení v težišti jeho pohledové plochy, kolmo na osu koleje
- vztažná rovina = střed ŽB desky
- tlak větru na pás pohyblivého zatížení $f_w = 1.59 \text{ kN/m}^2$
- pohledová plocha pásu pohyblivého zatížení $A_w = 4.00 \text{ m}^2/\text{m}$
- výška působiště zatížení nad vztažnou rovinou $h_w = 2.88 \text{ m}$
- vodorovná složka zatížení $F_w = 6.37 \text{ kN/m}$
- momentová složka ke vztažné rovině $M_w = 18.35 \text{ kNm/m}$
- momentová složka se převede na přetížení a odlehčení v rámci vzdorující šířky
- rameno, na kterém působí svislá složka $b_{ef}/2 = 1.500 \text{ m}$
- svislá složka celkem $Q_w = 12.23 \text{ kN/m}$
- svislá složka připadající na 1 m šířky $Q_{w,1m} = 8.16 \text{ kN/m}^2$

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	$Q_{s,n,k}$ (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_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) 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 dopravy 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 Posouzení nosné konstrukce

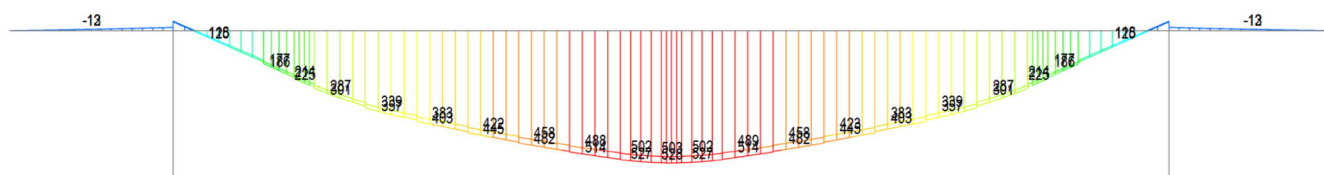
6.1 Předpoklady pro návrh a posouzení

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

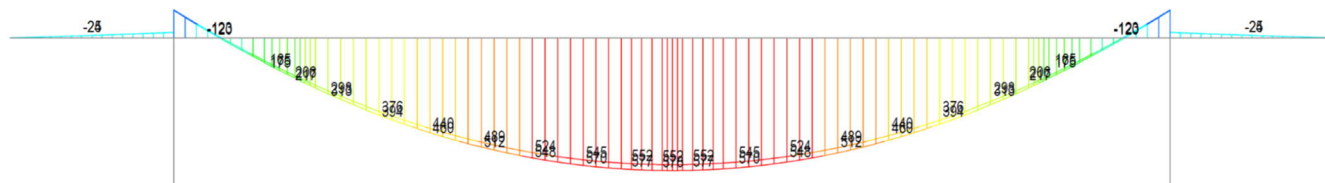
6.2 Vnitřní síly

6.2.1 Průběhy vnitřních sil na trámu

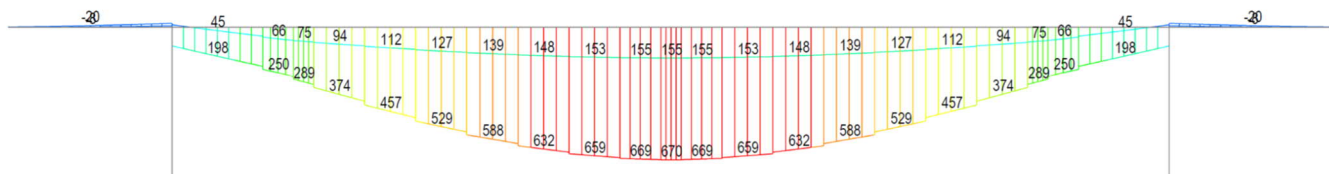
Model bez excentricit – namáhání trámu je převážně ohybové



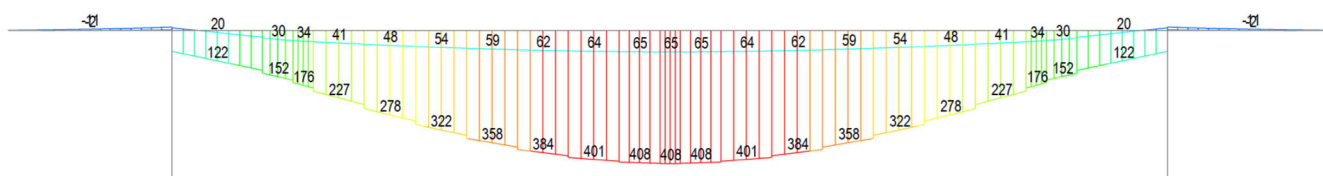
obr. 12 My (kNm) - Mimořádní kombinace I



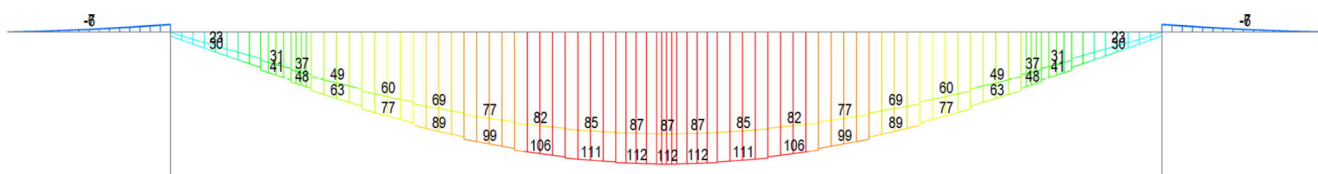
obr. 13 My (kNm) - Mimořádní kombinace II



obr. 14 My (kNm) - Návrhová kombinace



obr. 15 My (kNm) - Charakteristická kombinace

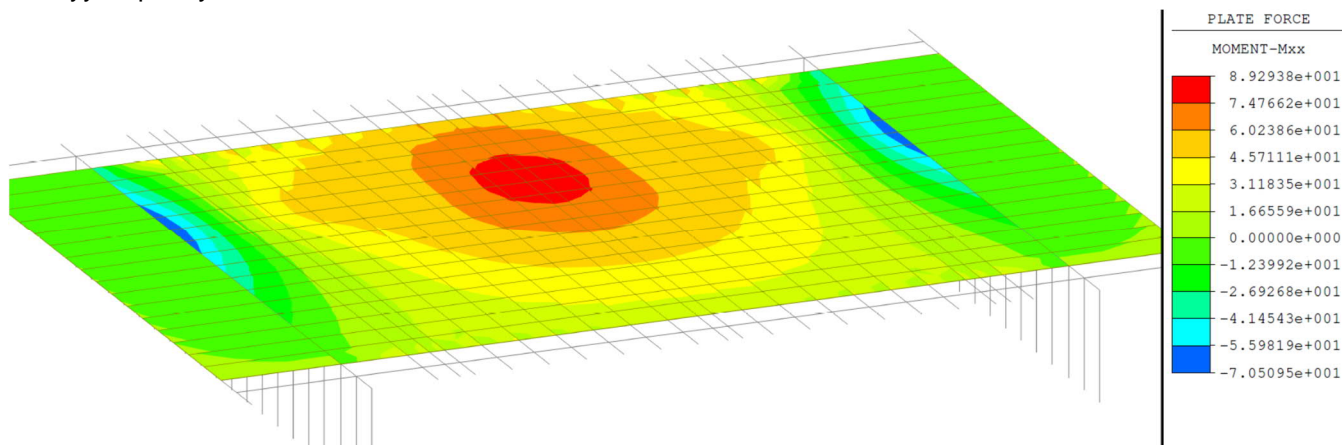


obr. 16 My (kNm) - Kvazistálá kombinace

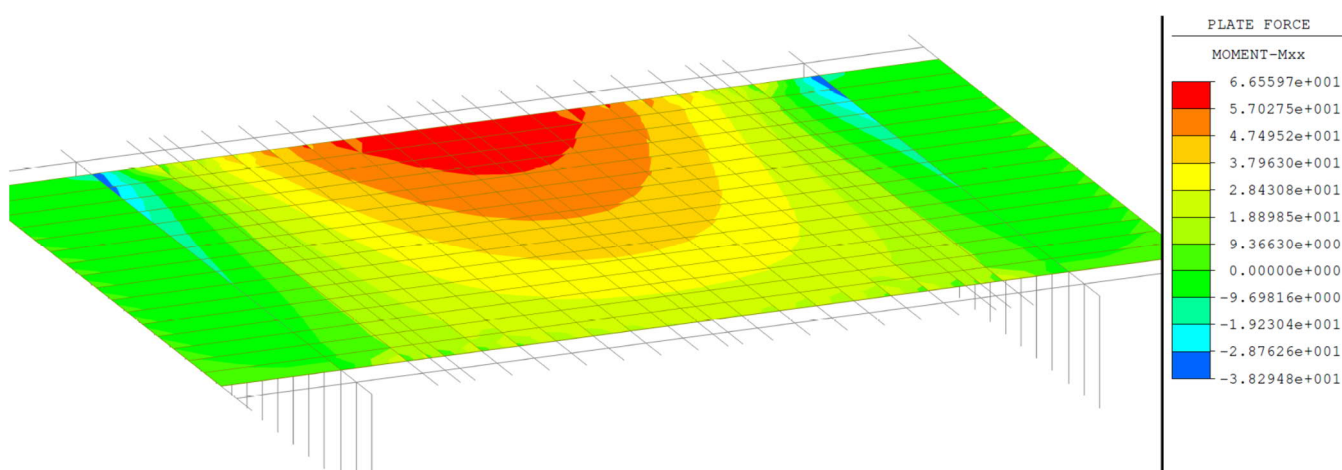
6.2.2 Průběhy vnitřních sil na desce

Mxx ... podélný směr

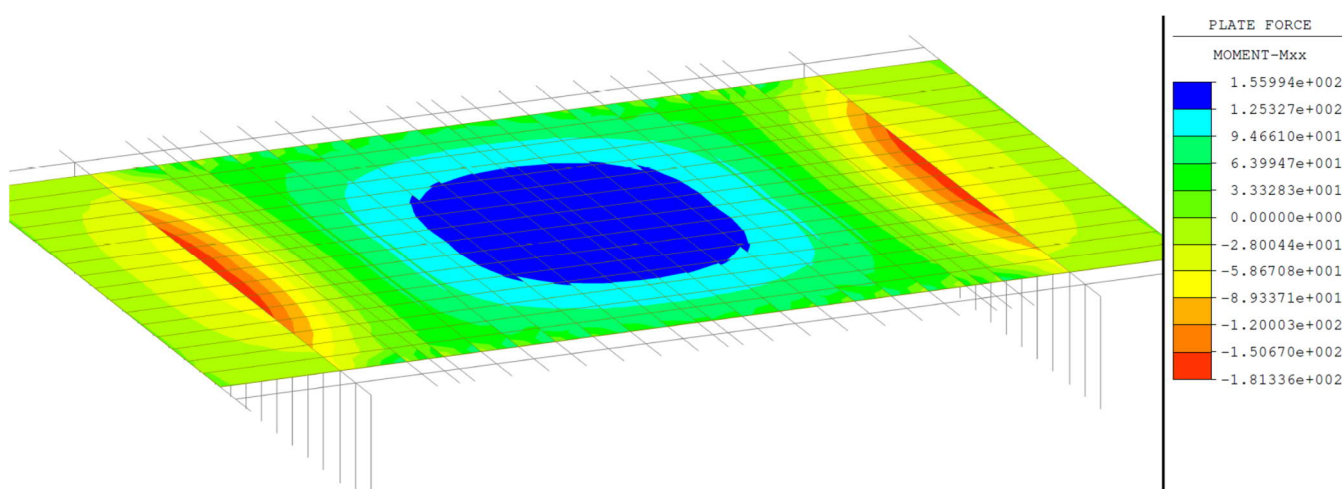
Myy ... příčný směr



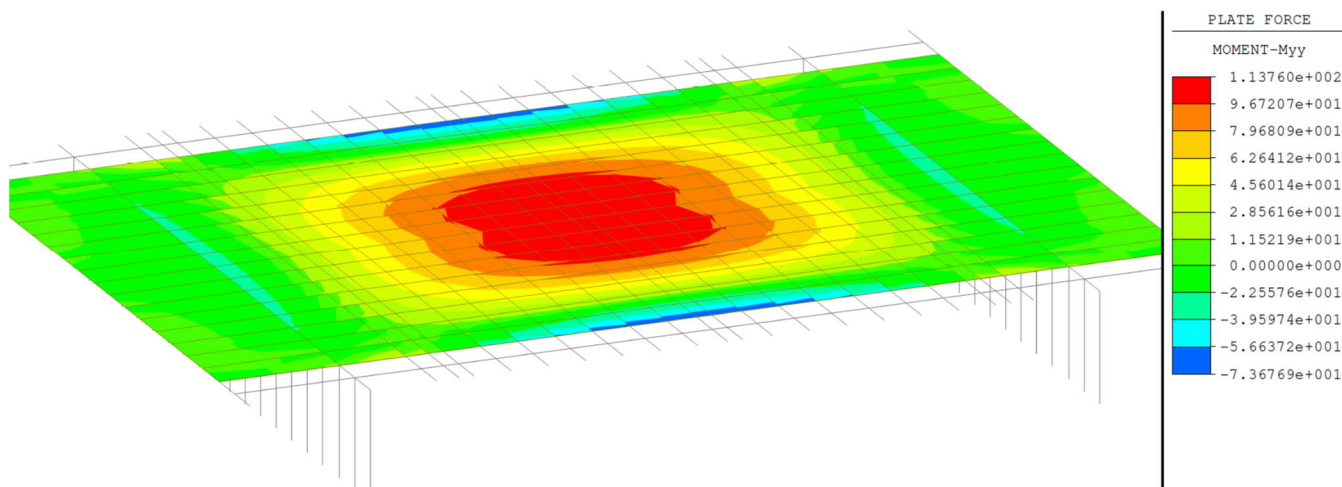
obr. 17 Mxx (kNm/m) - Mimořádní kombinace I



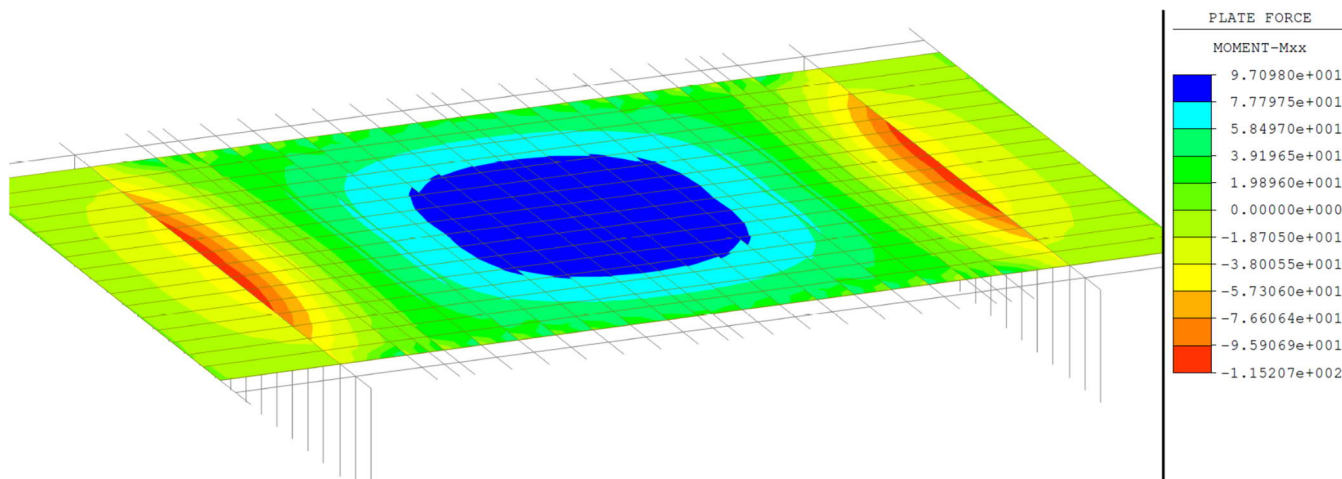
obr. 18 Mxx (kNm/m) - Mimořádní kombinace II



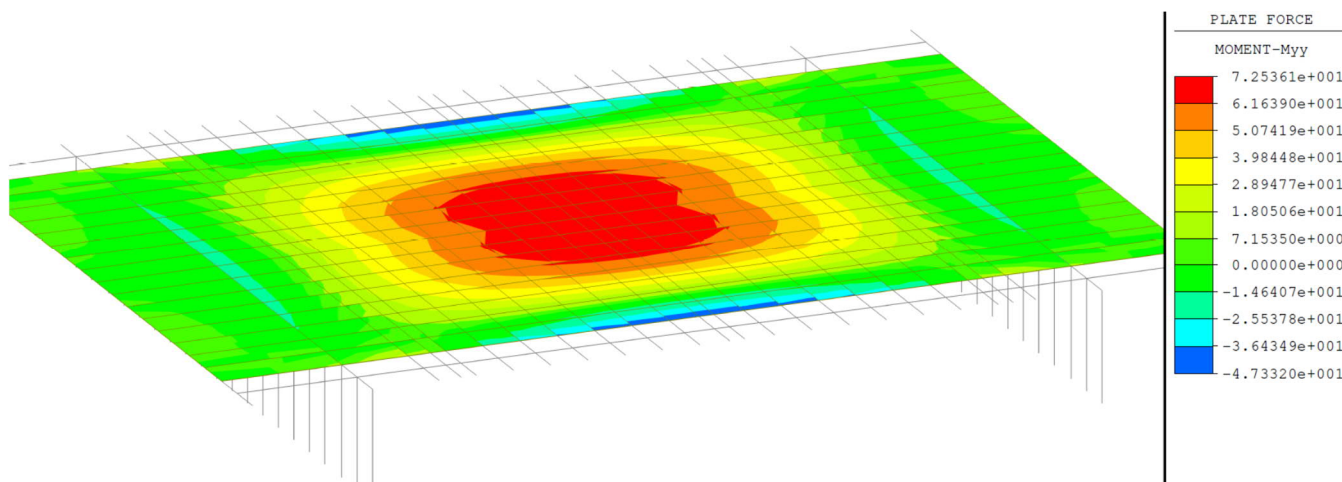
obr. 19 Mxx (kNm/m) - Návrhová kombinace



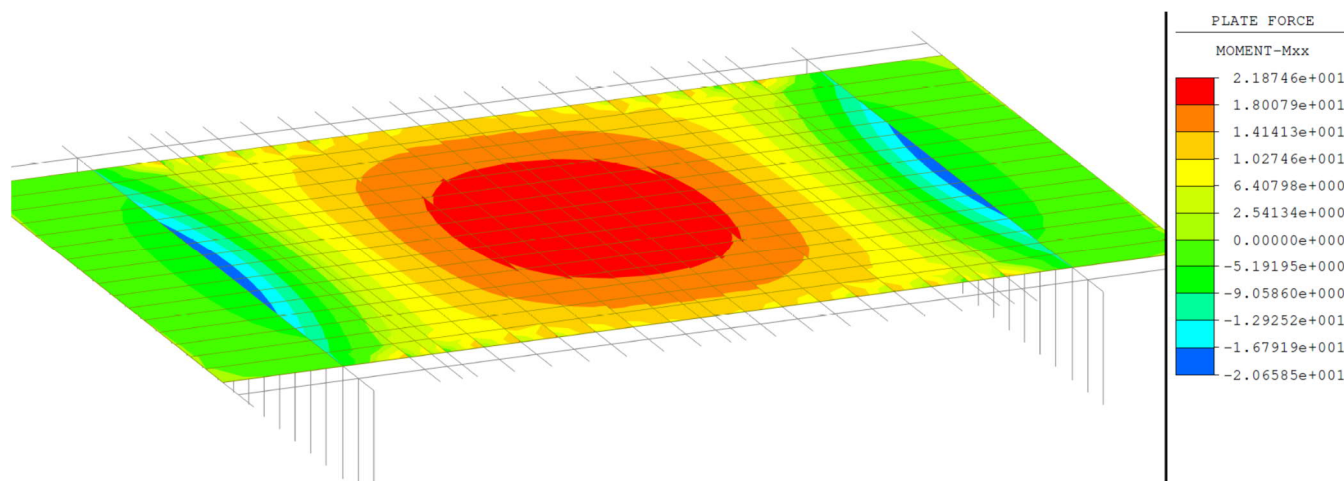
obr. 20 Myy (kNm/m) - Návrhová kombinace



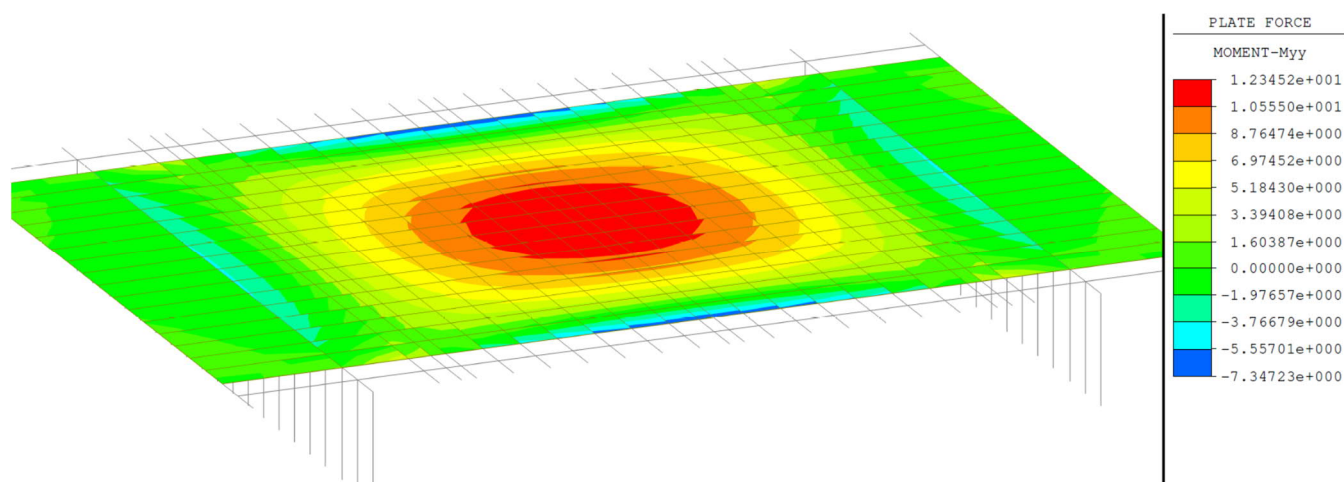
obr. 21 Mxx (kNm/m) - Charakteristická kombinace



obr. 22 Myy (kNm/m) - Charakteristická kombinace



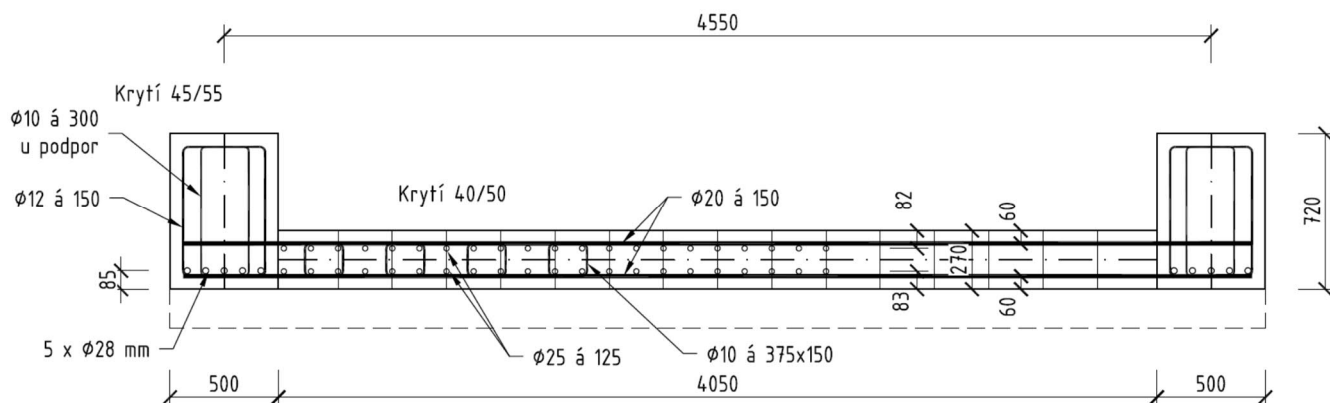
obr. 23 M_{xx} (kNm/m) - Kvazistálá kombinace



obr. 24 M_{yy} (kNm/m) - Kvazistálá kombinace

6.3 Podélná a příčná výztuž (posouzení na ohyb)

6.3.1 Navržená výztuž



6.3.2 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 výztužení desky dle ČSN 73 1201	

Materiály

beton

C30/37 ▼

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

$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$

betonářská výztuž

B500B

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

Mezní stav únosnosti

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$\alpha_{cc} = 0.9$

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

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

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

Omezení napětí betonu v tlaku

(charakteristická kombinace)

na průřezu s trhlinou

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

$$\sigma_c \leq 18.0 \text{ MPa}$$

Podmínka pro možnost použití lineárního dotvarování

(kvazi-stálá kombinace)

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

$$\sigma_c \leq 13.5 \text{ MPa}$$

Omezení napětí v betonářské výztuži

(charakteristická kombinace)

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

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

6.3.3 Mimořádná kombinace

Vzhledem k velikosti ohybových namáhání v trámu (viz obr. 12, obr. 13 a obr. 14) a v desce (viz obr. 17, obr. 18 a obr. 19) je zřejmé, že ohybové namáhání od mimořádných kombinací je menší, než namáhání od návrhové kombinace. Mimořádná kombinace není dále posuzována.

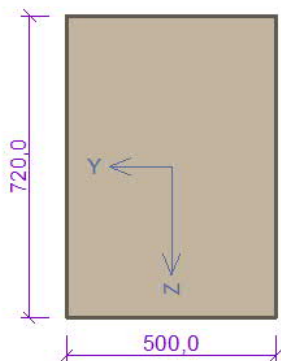
6.3.4 Hlavní nosníky

Pole

1.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník
 Prostředí: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSU-maxMy	0,00	670,00	-1,00	-1,00	0,00	0,00	1,000
2	MSU-minMy	0,00	155,00	0,00	-1,00	0,00	0,00	1,000

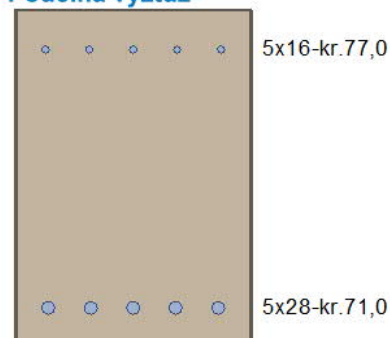
Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-maxMy	0,00	408,00	0,00	1,000
2	CHAR-minMy	0,00	65,00	0,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
1	KVAZ-maxMy	0,00	112,00	0,00
2	KVAZ-minMy	0,00	87,00	0,00

Podélná výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 385 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 250 \text{ mm}$; $z_t = 351 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 17,4 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 7,91 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 36,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$\rho_{s,t} = 0,00971 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0113 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-maxMy	0,00	670,00	-1,00	-1,00	0,00	Vyhovuje
		0,00	773,17	-1,15	-125,97	0,00	
2	MSU-minMy	0,00	155,00	0,00	-1,00	0,00	Vyhovuje
		0,00	773,38	0,00	-182,94	0,00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	CHAR-maxMy	0,00	408,00	0,00	10,27	240,09	101,31	Vyhovuje
2	CHAR-minMy	0,00	65,00	0,00	2,37	36,79	7,52	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$					18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ-maxMy	0,00	112,00	0,00	$190 \cdot 10^{-6}$	0,406	0,077	Vyhovuje
2	KVAZ-minMy	0,00	87,00	0,00	$148 \cdot 10^{-6}$	0,406	0,060	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

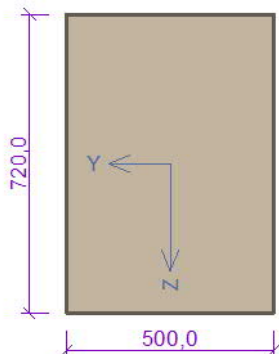
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Podpora

1.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník
 Prostor: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	QP koef. [-]
1	MSU-maxMy	0,00	14,00	-2,00	-92,00	-6,00	0,00	1,000
2	MSU-minMy	0,00	68,00	1,00	-283,00	5,00	0,00	1,000

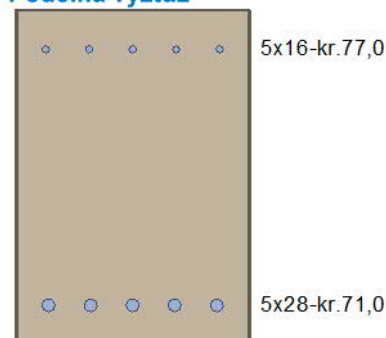
Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-maxMy	0,00	10,00	-2,00	1,000
2	CHAR-minMy	0,00	45,00	1,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
1	KVAZ-maxMy	0,00	0,00	0,00
2	KVAZ-minMy	0,00	3,00	0,00

Podélná výztuž



S tlacenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 12 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

Spony, vnitřní třmínky svislé

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 300,0 mm; Střihy: 2

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 385.10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 250 \text{ mm}$; $z_t = 351 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 17,4.10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 7,91.10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 36,7.10^6 \text{ mm}^4$; $S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$\rho_{s,t} = 0,0112 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0113 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00369 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 476,2 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 476,2 \text{ mm}$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení vodorovně

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00209 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 290,1 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 290,1 \text{ mm}$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Posouzení
1	MSU-maxMy	0,00	14,00	-2,00	-92,00	-6,00	Vyhovuje
		0,00	738,75	-105,53	-1003,93	-65,47	
2	MSU-minMy	0,00	68,00	1,00	-283,00	5,00	Vyhovuje
		0,00	771,33	11,34	-1010,84	17,86	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	CHAR-maxMy	0,00	10,00	-2,00	0,57	6,78	2,08	Vyhovuje
2	CHAR-minMy	0,00	45,00	1,00	1,75	25,96	5,70	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$					18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ-maxMy	0,00	0,00	0,00	-	-	0,000	Vyhovuje
2	KVAZ-minMy	0,00	3,00	0,00	$5,09.10^{-6}$	0,406	0,002	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

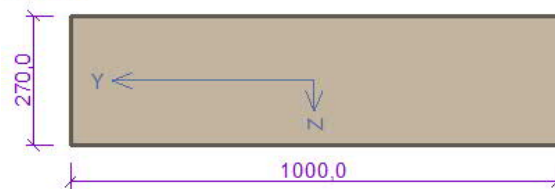
6.3.5 Deska

Podélný směr – pole

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
 Prostředí: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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-max	0,00	155,00	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-max	0,00	96,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]
1	KVAZ-max	0,00	22,00

Podélná výztuž



S tlacenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 318 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 135 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 1,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 26,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

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

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$$\begin{aligned} \rho_{s,t} &= 0,021 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \\ \rho_{s,t,CSN} &= 0,0145 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \rho_s &= 0,0291 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

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-max	0,00	0,00	155,00	238,04	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-max	0,00	96,00	11,62	165,43	23,50	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ-max	0,00	22,00	$101 \cdot 10^{-6}$	0,339	0,034	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

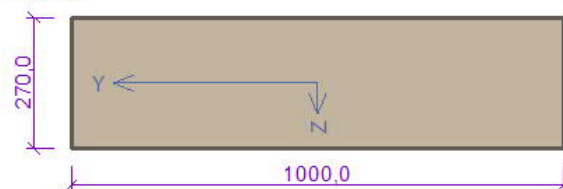
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Podélný směr - podpora

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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-max	0,00	-183,00	-333,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-max	0,00	-117,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]
1	KVAZ-max	0,00	-21,00

Podélná výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Spony

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 5

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 318 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 135 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 1,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 26,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

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

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$$\rho_{s,t} = 0,021 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,0145 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0291 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00262 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,max} = 140,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vzdálenost překročena!}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmíneků } s_{t,max} = 280,5 \text{ mm}$$

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-max	0,00	0,00	-183,00	-238,04	-333,00	-395,90	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-max	0,00	-117,00	14,16	201,62	28,64	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ-max	0,00	-21,00	$96,7 \cdot 10^{-6}$	0,339	0,033	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

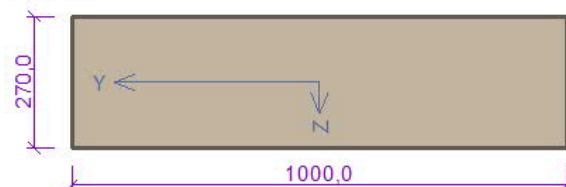
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Příčný směr – pole

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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-max	4,00	110,00	41,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-max	2,00	70,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]
1	KVAZ-max	1,00	12,00

Podélná výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 295 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 135 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 1,78 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 24,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

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

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$$\begin{aligned} \rho_{s,t} &= 0,00997 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \\ \rho_{s,t,CSN} &= 0,00776 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \rho_s &= 0,0155 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

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-max	4,00	1951,68	110,00	168,51	41,00	154,11	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-max	2,00	70,00	8,02	189,13	31,88	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	400,00		

Mezní stav omezení šířky trhlin

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Posouzení
1	KVAZ-max	1,00	12,00	$91,6 \cdot 10^{-6}$	0,395	0,036	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

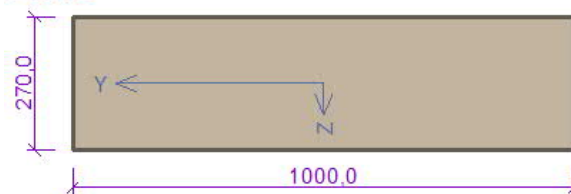
Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Příčný směr – podpora

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
 Prostředí: XC3, XD1, XF2

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

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-max	0,00	-93,00	10,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	QP koef. [-]
1	CHAR-max	0,00	-60,00	1,000

Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]
1	KVAZ-max	0,00	-10,00

Podélná výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

1.2 Výsledky

Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu: $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha: $A = 295 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}$; $z_t = 135 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 1,78 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$; $I_z = 24,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

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

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

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

$$\begin{aligned} \rho_{s,t} &= 0,00997 \geq \rho_{s,min} = 0,00151 \\ \rho_{s,t,CSN} &= 0,00776 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \rho_s &= 0,0155 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \end{aligned}$$

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-max	0,00	0,00	-93,00	-168,82	10,00	154,58	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-max	0,00	-60,00	6,88	161,69	27,46	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_1 \times f_{ck} / k_3 \times f_{yk}$				18,00	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-max	0,00	-10,00	$75,7 \cdot 10^{-6}$	0,395	0,030	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}						0,200	

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

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 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 respektující excentricity jednotlivých průřezů 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.

	$E_{\text{beton}}=$	33 GPa
	$E_{\text{ocel}}=$	200 GPa
prac. souč.	$\alpha=$	6.06

Deska

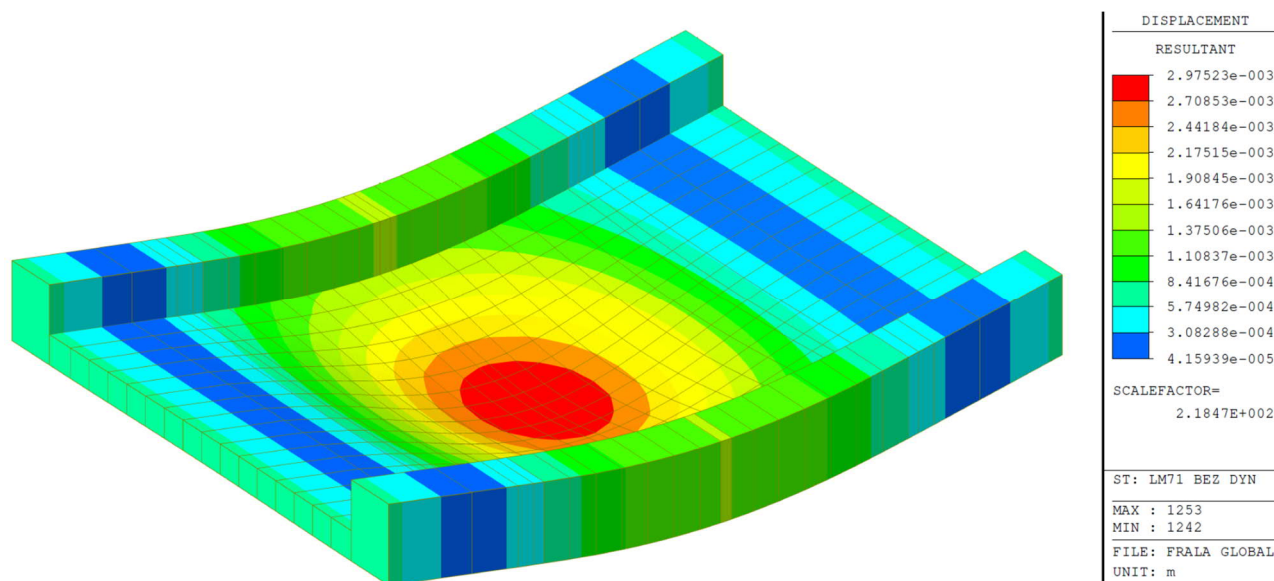
šířka	$b=$	1 m
výška	$h=$	0.27 m
	$I_{\text{deska}}=$	1.640E-03 m ⁴
Ideální průřez		
podélný směr	$I_{\text{deska},i}=$	5.07E-04 m ⁴
příčný směr	$I_{\text{deska},i}=$	3.39E-04 m ⁴
průměr	$I_{\text{deska},i}=$	4.23E-04 m⁴

Nosník

šířka	$b=$	0.5 m
výška	$h=$	0.72 m
	$I_{\text{nosník}}=$	1.555E-02 m ⁴
Ideální průřez		
	$I_{\text{nosník},i}=$	5.74E-03 m⁴

Fiktivní modul pružnosti

deska	$E_{\text{beton},i}=$	8.5 GPa
nosník	$E_{\text{beton},i}=$	12.2 GPa



obr. 25 Deformace konstrukce od modelu zatížení LM71 bez φ na potrhaném průřezu

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

$\phi =$		1.8	dyn. souč
$\alpha =$		1.1	

Stanovení zatížitelnosti prvku	Deska	Popis
$\delta_{LM71, model}$	[mm]	2.98 rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 bez Φ vč. α
δ_{LM71}		5.36 rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 vč. Φ vč. α
L	[mm]	4 900 rozpětí
$L/\delta_{p,lim}$	[-]	600 dle ČSN EN 1990 čl. A2.4.4.2.3
$\delta_{p,lim}$	[mm]	8.17 mezní hodnota svislého průhybu z hlediska bezpečnosti dopravy

δ_{LM71}	[mm]	1.24	beton bez výztuže nepotrhaný
δ_{LM71}	[mm]	2.98	potrhaný ŽB průřez

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

$L/\delta_{lim} =$		800	dle obr. A2.3
		0.7	red. součinitel dle A2.4.4.3 (5)
$L/\delta_{red,lim} =$		600	min 600

δ_{LM71}	[mm]	2.98	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 bez Φ vč. α
δ_{LM71}	[mm]	4.88	rozhodující průhyb od zatížení schématem LM71 vč. Φ bez α
$\delta_{p,lim}$	[mm]	8.17	

Z_{LM71}	[-]	1.52	zatížitelnost prvku mostního objektu
------------	-----	-------------	--------------------------------------

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

8 Závěr

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

V rámci výpočtu byla provedena tato posouzení:

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

V Mostě, listopad 2020

Ing. Ondřej Volák

9 Přehled zatížitelnosti

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): **0221 Františkovy Lázně (mimo) – Aš st. hr.**

DÚ: **02 Františkovy Lázně - Hazlov** km: **15,793**

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: **deskový s vloženými pruty** s uvažováním excentricit

Spodní stavba a založení:

Kategorie zatížitelnosti: **A**

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

	na začátku		uprostřed		na konci
poloměr oblouku	[m]	291	[m]		[m]
převýšení koleje	[mm]	100	[mm]		[mm]
excentricita vůči ose mostu	[m]	0	[m]		[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	k_i	typ	L_p	Φ_i	L_Φ	$Y_{Q,LM71}$	$Y_{Q,LM71,E}$	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	ŽB průřez deskové konstrukce s trámy	normálová síla + ohybový moment	1	M		1,80	4,89	1,45			1,10		
2	nosná konstrukce	ŽB průřez deskové konstrukce s trámy	smyk	1	V		1,80	4,89	1,45			1,10		
3	spodní stavba	kamenné opěry										>1,0		
4	založení											>1,0		

Dne: **30. 11. 2020**

zatížitelnost určil: **Ing. Ondřej Volák**