



VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:		Správa železnic, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 IČO 70994234, DIČ CZ70994234 organizační jednotka Oblastní ředitelství Plzeň Sušická 1168/23, PLZEŇ 326 00
-------------	---	--

Zhotovitel:		ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE, FAKULTA STAVEBNÍ THÁKUROVA 7 166 29 PRAHA 6
-------------	---	--

Odpovědný projektant:	Vypracoval:	HIP:
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.	Ing. Ludvík Kolpaský	doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

Název akce: Provedení diagnostického průzkumu, přepočtu zatížitelnosti a studie proveditelnosti – Most v Jindřichově Hradci v km 26,463 TÚ 1801	Číslo akce ČVUT:
	8301904A106
	Stupeň dokumentace:
	TP
	Měřítko:
	-
	Datum:
Název přílohy:	11/2020
	Číslo přílohy:
Statický výpočet	5

OBSAH:

1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	4
2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	5
2.1	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	5
2.2	TECHNICKÝ POPIS	5
2.2.1	Nosná konstrukce mostu	5
3	PODKLADY	5
4	STATICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE	6
4.1	VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU	6
4.1.1	METODIKA VÝPOČTU	6
4.1.2	VÝPOČETNÍ MODELY	6
4.1.2.1	Prostorový model s deskostěnovými prvky	7
4.2	VÝPOČETNÍ POMŮCKY	9
4.3	POUŽITÁ LITERATURA, NORMY, PŘEDPISY, VZOROVÉ LISTY	9
5	VÝKRESOVÁ ČÁST	11
6	ZATÍŽENÍ	13
6.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	13
6.1.1	ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	13
6.2	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	14
6.2.1	MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ	14
6.2.1.1	ZS01 VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce	14
6.2.1.2	ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu; montážní užité zatížení	14
6.2.2	OSTATNÍ ZATÍŽENÍ $G_o + R + S$	15
6.2.2.1	ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek	15
6.2.2.2	ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení	16
6.2.2.3	ZS05 SMRŠŤOVÁNÍ BETONU	17
6.3	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	17
6.3.1	P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ	17
6.3.1.1	ZS06 LM71	17
6.3.1.2	ZS07 SW/2	21
6.3.1.3	ZS08 NEZATÍŽENÝ VLAK	21
6.3.2	B, O, W, T VODOROVNÉ A KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ	22
6.3.2.1	ZS09 O- ODSŤŘEDIVÉ SÍLY	22
6.3.2.2	ZS10 BOČNÍ RÁZ	24
6.3.2.3	ZS11 BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY	25
6.3.2.4	ZS12 V- VÍTR	26
6.3.2.5	ZS13 T_n – NEROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLoty	27
6.3.2.6	ZS14 Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí	28
6.4	MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ	29
6.4.1	ZS15 Zatížení vykolejením vlaku	29
7	CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ	30
8	KLASIFIKACE PRŮŘEZU	32
8.1	KLASIFIKACE PRŮŘEZU V POLI	32
9	SMYKOVÉ OCHABNUTÍ	33
10	POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	35
10.1	VNITŘNÍ SÍLY	35
10.2	KOMBINACE	35
10.2.1	Rozhodující stav	35
10.2.2	Kombinace pro mezní stav únosnosti	36

10.2.2.1	Kombinační vztah 6.10a	36
10.2.2.2	Kombinační vztah 6.10b	36
10.2.2.1	Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace	36
10.2.3	<i>Kombinace pro mezní stav použitelnosti</i>	36
10.2.3.1	Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci	36
10.2.3.2	Kombinační vztah pro častou kombinaci	36
10.2.3.3	Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci	36
10.2.4	<i>Součinitele zatížení</i>	36
10.3	DIMENZE ROZHODUJÍCÍCH PRŮŘEZŮ	37
10.4	MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI	38
10.4.1	<i>MSÚ – Posouzení průřezu v poli</i>	39
10.4.1.1	Pružná analýza ocelového průřezu během montáže	39
10.4.1.2	Plastická analýza ocelobetonového průřezu – únosnost v ohybu	39
10.4.1.3	Plastická analýza ocelobetonového průřezu – smyková únosnost	40
10.4.1.4	Pružná analýza ocelobetonového průřezu	40
10.4.1.5	Únavové zatížení	41
10.5	MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI	43
10.5.1	<i>Posouzení mezního napětí</i>	43
10.5.2	<i>MSP - Posouzení průhybu</i>	43
10.5.2.1	Svislý průhyb z hlediska bezpečnosti dopravy	43
10.5.2.2	Stanovení zatížitelnosti	44
10.5.3	<i>MSP – Deformace koncového průřezu</i>	44
10.5.3.1	Stanovení zatížitelnosti	44
10.5.4	<i>MSP – Zkroucení koleje</i>	45
10.5.4.1	Stanovení zatížitelnosti	45
10.6	POSOUZENÍ MOSTU NA PŘEKLOPENÍ	46
10.7	POSOUZENÍ KOMBINOVANÉ ODEZVY KONSTRUKCE A KOLEJE NA PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	48
10.8	POSOUZENÍ SPŘAŽENÍ	49
10.8.1	<i>Zatížení při MSÚ</i>	49
10.8.2	<i>Zatížení při MSP</i>	50
10.8.2.1	Přivažené spřahovací trny a předpjaté spřahovací šrouby	50
10.8.2.2	Spřahovací lišty	50
10.8.3	<i>Spřažení pomocí přivařených trnů</i>	51
10.8.4	<i>Spřažení pomocí spřahovacích lišt</i>	52
10.8.5	<i>Spřažení pomocí předpjatých spřahovacích šroubů TCB Shear Stud</i>	53
10.8.6	<i>Shrnutí</i>	54
11	ZATÍŽITELNOST	55
12	SHRUTÍ MOŽNOSTÍ REKONSTRUKCE	56
13	ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU	60

1 Identifikační údaje

Objednatel: Správa železničnic, státní organizace

se sídlem: Praha 1, Nové Město, Dlážděná 1003/7, PSČ 110 00

jednající: zastoupená Ing. Radkem Makovcem, ředitelem Oblastního ředitelství Plzeň

IČ: 70994234

DIČ: CZ70994234

Zapsaný: V obchodním rejstříku u Městského soudu v Praze, oddíl A, vložka 48384

Zhotovitel: Fakulta stavební ČVUT v Praze

se sídlem: Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6 Dejvice

IČ: 68407700

DIČ: CZ68407700

Zapsaný: Zřízená zákonem o VŠ č. 111/1998 Sb., veřejná vysoká škola

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

2.1 Základní údaje

Název mostu:	Most v Jindřichově Hradci v km 26,463 TÚ 1801
Staničení železniční evidenční:	km 26,463
Staničení železniční přesné:	km 26,435 860
TÚ:	1801
Přemostovaná překážka:	řeka Nežárka
Počet nových kolejí nad mostem:	1
Traťová rychlost v novém stavu:	65 km/hod

2.2 Technický popis

2.2.1 Nosná konstrukce mostu

VMP:	3,0
Druh nosné kce:	Prostě podebřená ocelová komora
Statické působení:	Prostý nosník
Rozpětí nové kce:	46,49 m
Stavební výška:	3,45 m (střed rozpětí), 3,64 m (nejvyšší stavební výška)
Šířka:	7,15 m
Celková délka:	47,980 m
Světlost:	44,96 m
Světlá výška:	2,20 m (opěra Veselí nad Lužnicí)
Počet mostních otvorů:	1
Úhel křížení:	90°
Sklon:	1%

3 PODKLADY

- Archivní dokumentace
- místní šetření
- korozní průzkum zpracovatele
- fotodokumentace

4 Statická analýza konstrukce

Úkolem statického výpočtu je ověření použití stávající ocelové komory pro její použití při rekonstrukci spolu s novou spřaženou monolitickou deskou. Přepočet tedy obsahuje přepočet konstrukce po rekonstrukci, s novou železobetonovou deskou. Přepočet současného stavu není předmětem řešení.

4.1 VÝPOČETNÍ MODEL A METODIKA VÝPOČTU

4.1.1 METODIKA VÝPOČTU

1. Nová deska mostu je navržena dle teorie mezních stavů proti překročení 1. mezního stavu únosnosti a 2. mezního stavu použitelnosti. Při posouzení 1. mezního stavu se uvažuje s plastickým působením, při posouzení 2. mezního stavu se uvažuje vždy pouze s pružným působením.

1. mezní stav - únosnost:

Stav, který by mohl být dosažen při extrémních podmínkách zatížení a kvality materiálu zcela výjimečně. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení (extrémní návrhové zatížení se součiniteli $\gamma F \geq 1$). Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů (návrhová pevnost se součiniteli $\gamma M \geq 1$).

2. mezní stav použitelnosti:

Stav, který může být dosažen od maxima běžného provozu. Při dosažení tohoto stavu by měla i „plasticky“ navrhovaná konstrukce zůstat ve všech částech pružná. Stanovení vnitřních sil se provádí z charakteristických hodnot zatížení vynásobených součinitelem zatížení (provozní návrhové zatížení se součiniteli $\gamma F = 1$). Únosnost průřezu se stanoví z charakteristických hodnot materiálů vydělených součinitelem materiálů ($\gamma M = 1$).

2. Veškeré zatížení je uvažováno dle platných ČSN EN 1991.

3. Kombinace zatížení dopravou je uvažována dle ČSN EN 1991-2, kombinace s ostatním zatížením dále dle ČSN EN 1990.

4. Most navržen dle ČSN EN 1991-2 na účinky zatěžovacího (LM71, SW/2, “Nezatížený vlak”).

4.1.2 VÝPOČETNÍ MODEL Y

Pro zjištění vnitřních sil bylo vytvořeno několik prostorových výpočetních modelů v programu Scia Engineer 19.1

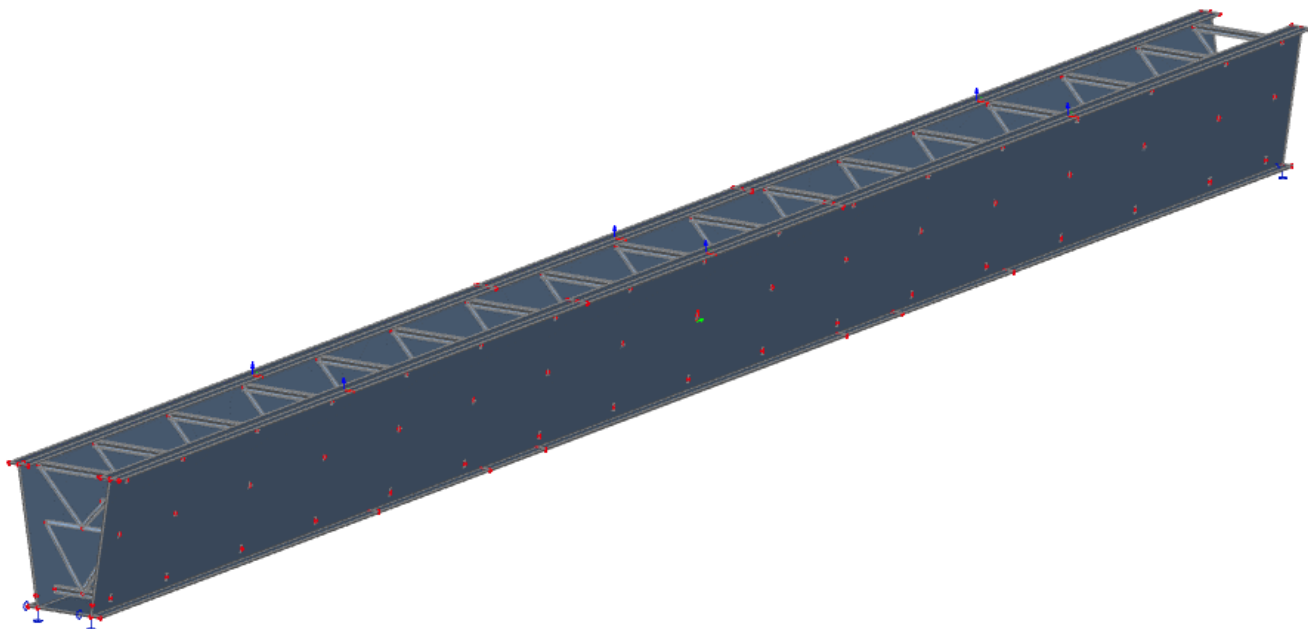
- Prostorový model pro průběh výstavby
- Prostorový globální model

Tyto modely byly dle potřeby zatíženy veškerým uvažovaným zatížením (krátkodobé i dlouhodobé či stálé zatížení).

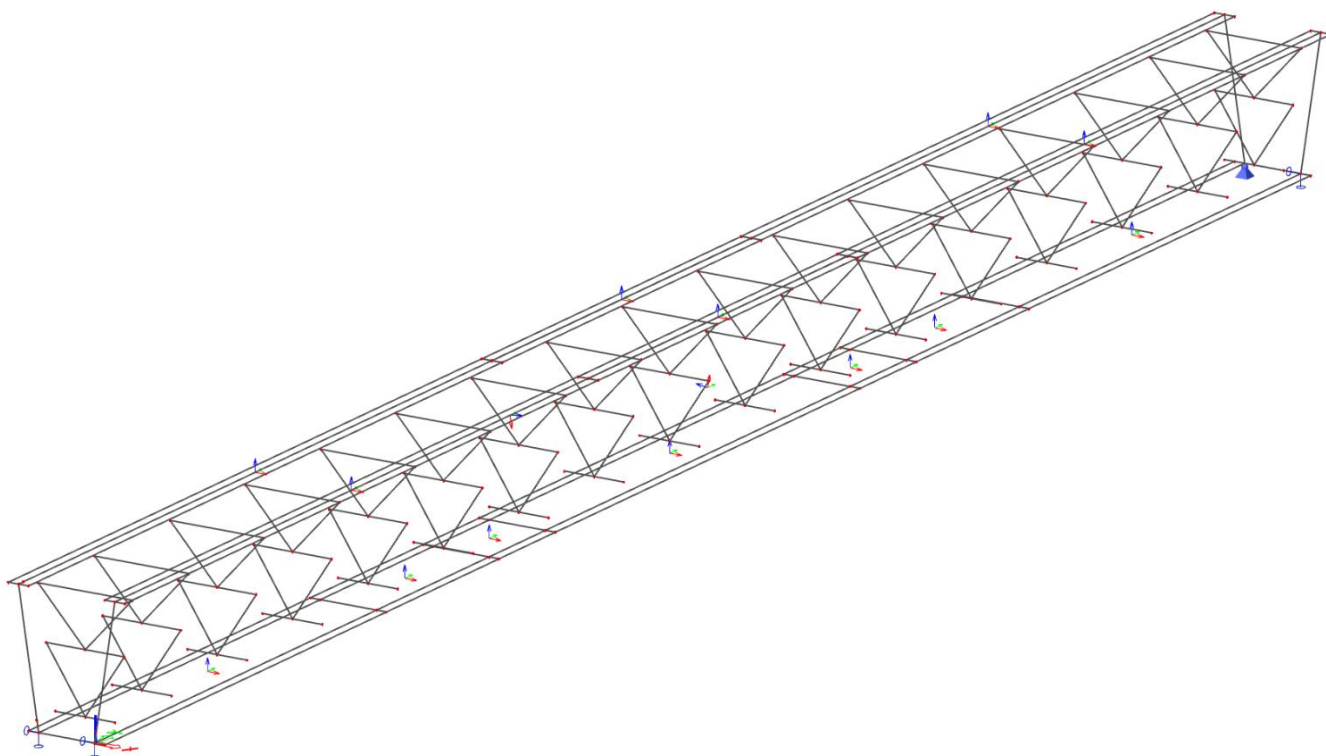
4.1.2.1 Prostorový model s deskostěnovými prvky

Vizualizace modelu pro průběh výstavby:

Pro výpočet účinků zatížení během montáže byl vypracován model jen s ocelovou komorou, která je zatížena vlastní tíhou, mokrým betonem a bedněním. V modelu byly uvažovány prvky ocelové komory jako deskostěnové prvky (makra 2D a příčné ztužení 1D). Model je podepřen na jedné straně pevnými klouby a na straně druhé podélně posuvnými klouby.



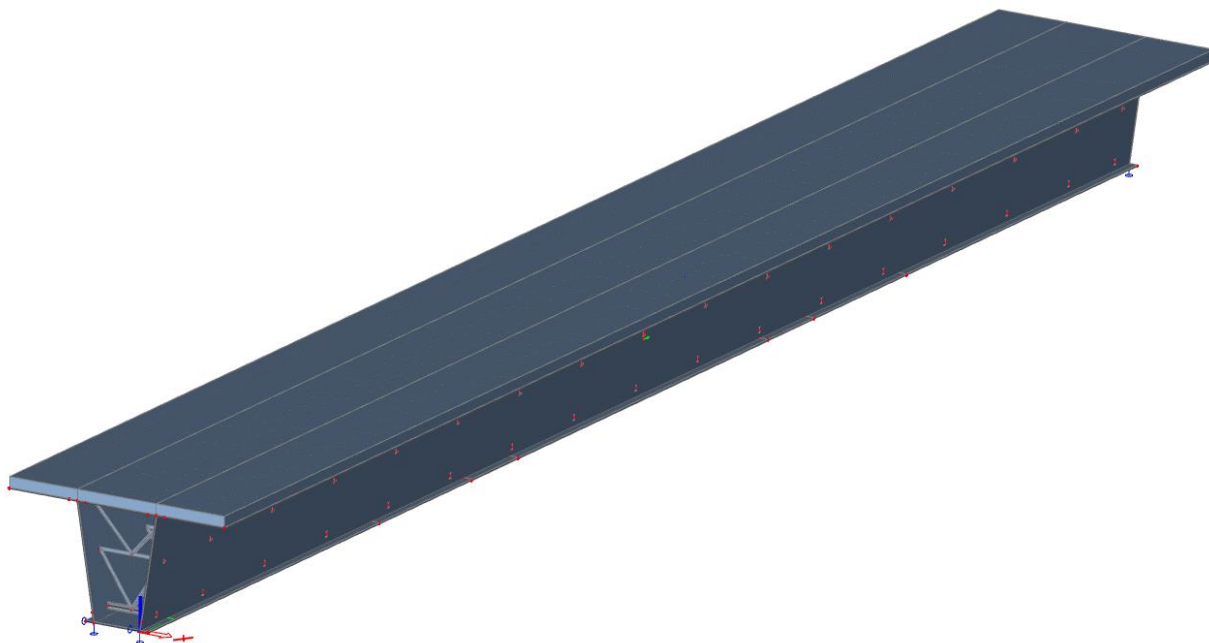
Obr. 1 Renderovaný model pro průběh výstavby



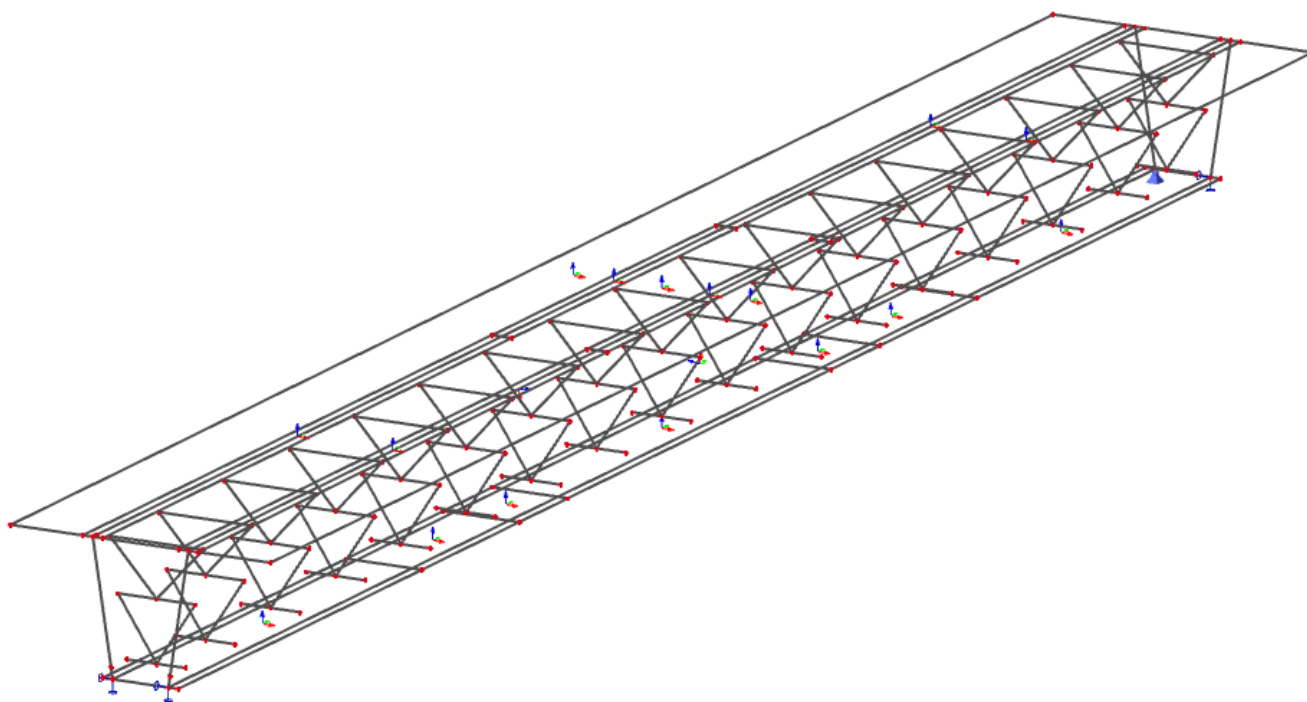
Obr. 2 Čárový model pro průběh výstavby

Vizualizace globálního modelu:

Ve výpočetním modelu byla ŽB deska mostovky modelována deskostěnovými prvky (makra 2D). V modelu byla dále uvažována hlavní nosná konstrukce (ocelová komora) modelována pomocí 1D a 2D prvků.



Obr. 3 Globální model – Renderovaný



Obr. 4 Globální model – čárový

4.2 VÝPOČETNÍ POMŮCKY

- | | |
|------------------|---|
| 1) MS WORD 2013 | - textová část |
| 2) MS EXCEL 2013 | - tabulkové výpočty (mj. průřezové charakteristiky, kombinace zatížení, stabilita, napětí, podrobné posudky) |
| 3) AUTOCAD 2019 | - grafická část |
| 4) SCIA ENGINEER | - model mostu (výpočty – mj. základní zatěžovací stavy, vnitřní síly, reakce, deformace, příčinkové čáry a plochy, napětí,..) |

4.3 Použitá literatura, normy, předpisy, vzorové listy

- 1) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
- 2) ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
- 3) ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
- 4) ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
- 5) ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- 6) ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
- 7) ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
- 8) ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
- 9) ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 10) ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
- 11) ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 12) ČSN EN 1993-1-4 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-4: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli,
- 13) ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,
- 14) ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,
- 15) ČSN EN 1993-1-11 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků,
- 16) ČSN EN 1993-1-12 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S700,
- 17) ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,
- 18) ČSN EN 1993-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 5: Piloty a štetové stěny, pravidla pro pozemní stavby,
- 19) ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- 20) ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty,
- 21) ČSN EN 10025-1 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky,
- 22) ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli,

- 23) ČSN EN 10025-3 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli,
- 24) ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,
- 25) ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce,
- 26) ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
- 27) ČSN 73 1002 Pilotové základy
- 28) ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí,
- 29) ČSN 73 1206 Spřažené ocelobetonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování,
- 30) ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí,
- 31) ČSN 73 6200 Mostní názvosloví,
- 32) ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů,
- 33) ČSN 73 6203 Zatížení mostů,
- 34) ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí,
- 35) ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
- 36) MVL 511
- 37) Pilotové základy - komentář k ČSN 73 1002, Vydavatelství norem, 1989,
- 38) Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994,
- 39) Ocelové konstrukce 30 - Ocelové mosty - pomůcka pro cvičení" – skriptum ROTTER, STUDNIČKA - ČVUT 1999
- 40) Ocelářské tabulky, skriptum STUDNIČKA, WALD - ČVUT 1997
- 41) Navrhování mostů – textové materiály - ČVUT 08/2008
- 42) Navrhování mostních konstrukcí podle eurokódu – ČKAIT 2010
- 43) Mostní vzorový list MVL511 – Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky

5 VÝKRESOVÁ ČÁST





6 ZATÍŽENÍ

6.1 ROZBOR ZATÍŽENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

6.1.1 ZÁKLADNÍ SKUPINY ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

1) MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ G_m - stálé		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS01	M-VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce	1,00	1,35	1,00
ZS02	M-VLASTNÍ TÍHA - bednicí vozík, voda v betonu	1,00	1,35	1,00
2) OSTATNÍ ZATÍŽENÍ G_o, R, S - stálé, nahodilé dlouhodobé		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS03	Go-VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek	1,00	1,35	1,00
ZS04	Go-VLASTNÍ TÍHA - mostní vybavení	1,00	1,35	1,00
ZS05	S-SMRŠTĚNÍ	1,00	1,35	0,00
3) NAHODILÉ ZATÍŽENÍ - nahod. krátkod.				
A) SVISLÉ POHYBLIVÉ		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS06	LM 71	1,00	1,45	0,00
ZS07	SW/2	1,00	1,45	0,00
ZS08	Nezatížený vlak	1,00	1,45	0,00
B) VODOROVNÉ, KLIMATICKÉ				
ZS09	Odstředivé síly	1,00	1,50	0,00
ZS10	Boční náraz	1,00	1,50	0,00
ZS11	Rozjezdové/brzdné síly	1,00	1,50	0,00
ZS12	F_{wk} ; Vítr	1,00	1,50	0,00
ZS13	T_n ; Teplota	1,00	1,50	0,00
ZS14	T_r ; Teplota	1,00	1,50	0,00
ZS15	Zatížení teplotním rozdílem	1,00	1,50	0,00
C) MIMOŘÁDNÉ ZATÍŽENÍ		δ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$
ZS016	Zatížení vykolejením vlaku	1,00	1,40	1,00

6.2 Stálé zatížení

6.2.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ

-působí na ocelovou konstrukci

6.2.1.1 ZS01 VLASTNÍ TÍHA - ocelová konstrukce

Vlastní tíha prvků ocelové nosné konstrukce zadaných v modelu je generována přímo programem na základě zadané průřezové plochy a měrné hmotnosti oceli.

Objemová tíha oceli v programu **7850 kg/m³**

6.2.1.2 ZS02 VLASTNÍ TÍHA - voda v betonu; montážní užité zatížení

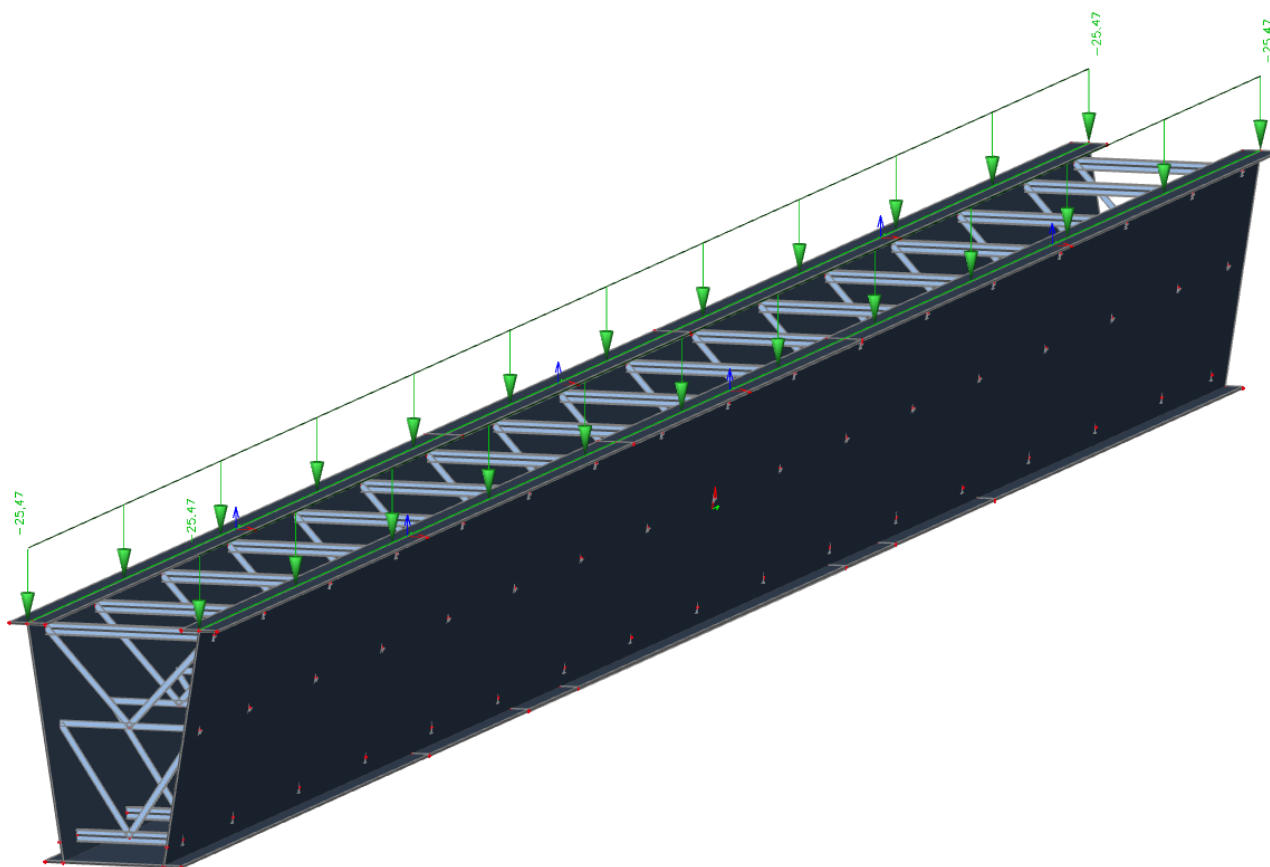
6.2.1.2.1 ZS02a VLASTNÍ TÍHA – voda v betonu

Objemová tíha mokrého betonu v programu **2600 kg/m³**

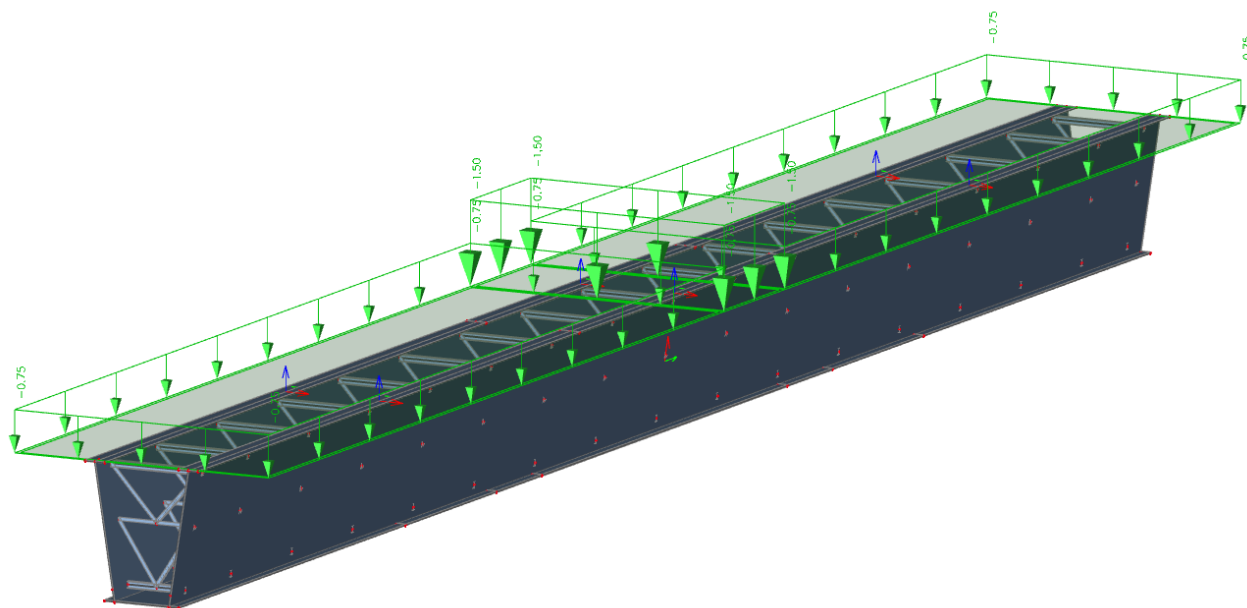
Přetížení vodou v betonu v montážních stavech je **100 kg/m³**

Tíha mokrého betonu je zohledněna ve fázích.

	[kn/m3]	tl [mm]	plošné [kN/m ²]	šířka [mm]	liniové [kN/m]	na každou stojinu [kN/m]
DESKA	26	300	7,8	6530	50,93	25,47



6.2.1.2.2 ZS02b Montážní užité zatížení



6.2.2 OSTATNÍ ZATÍŽENÍ Go+R+S

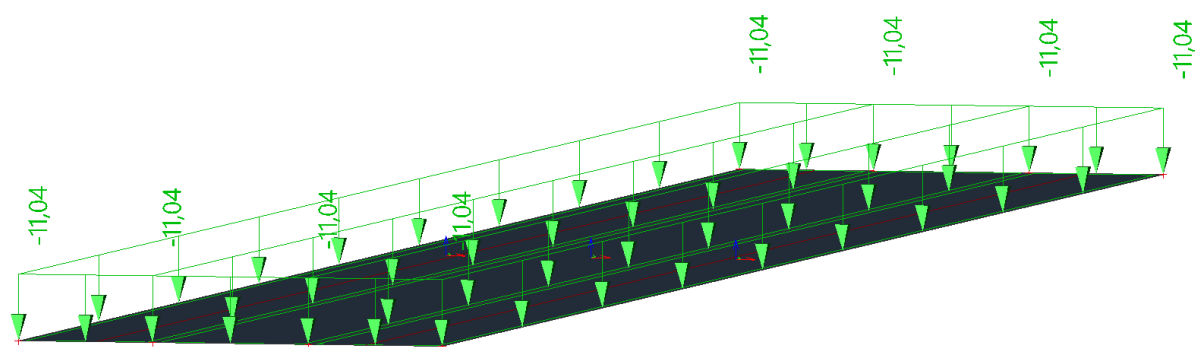
-působí na spřaženou ocelobetonovou kci

6.2.2.1 ZS03 VLASTNÍ TÍHA – železniční svršek

Do modelu zadáno jako rovnoměrné plošné zatížení desky mostovky. Uvažované zatížení kolejnic s upevňovacími na betonových prázcích je 2,7 kN/m na kolej. Hydroizolace pod kolejové lože na šířce 7,0 m a tl. 10 mm.

	charakteristické [kN/m ²]	γ_f [-]	návrhové [kN/m ²]
Kolejnice + upevňovací + bet. prázce 2.7 / 3,337	0.81	1,35	1,16
Štěrkové lože 0.500*20	10.00	1.35	13,50
Hydroizolace 0.010*23	0.23	1.35	0.31
Celkem	11.039	1.35	16,559

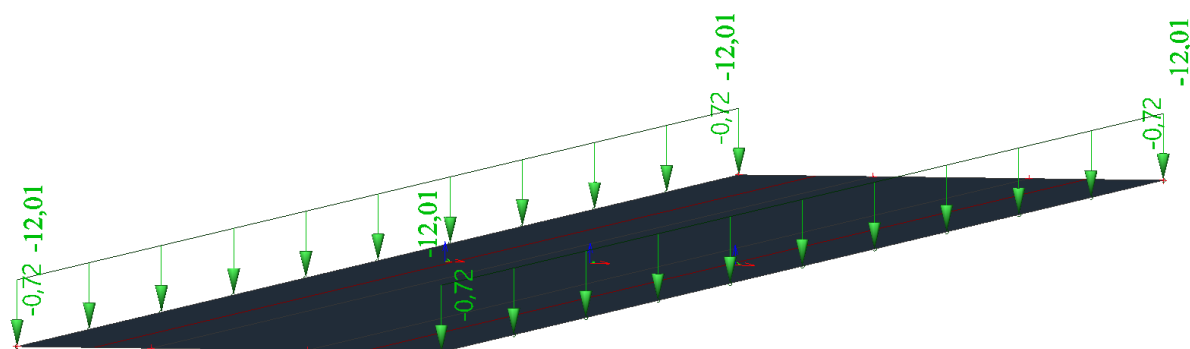
U železničního svršku je dále stanovena odchylka $\pm 30 \%$. Ta je do výpočtu dále zahrnuta do součinitele zatížení $\gamma_{fsup}=1.35*1.30=1.755$; $\gamma_{finf}=1.0*0.70=0.70$.



6.2.2.2 ZS04 VLASTNÍ TÍHA – mostní vybavení

Zatížení od římsy a zábradlí upevněného na římse:

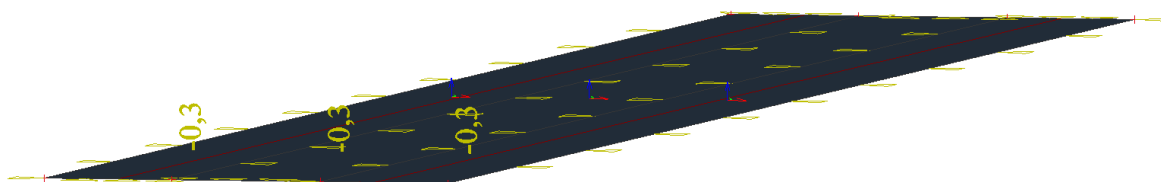
- Od zábradlí:
 $0,75 \cdot 0,04 = 0,03 \text{ kNm/m}$
- Od římsy:
 $11,26 \cdot 0,062 = 0,698 \text{ kNm/m}$
- Celkem:
 $M = 0,03 + 0,698 = 0,728 \text{ kNm/m}$
 $F = 0,75 + 11,26 = 12,01 \text{ kN/m}$



6.2.2.3 ZS05 SMRŠŤOVÁNÍ BETONU

Uvažováno zjednodušeně dle ČSN EN 1992-1-1 přílohy B

Třída betonu		C35/45	
Relativná vlhkost okolního prostředí	RH	80	[%]
Počáteční relativní vlhkost	RH_0	100	[%]
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{cm}	43	[MPa]
	f_{cm0}	10	[MPa]
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α_{ds1}	4	[-]
Součinitel, který závisí na druhu cementu	α_{ds2}	0,12	[-]
	β_H	0,756	[-]
Základní poměrné přetvoření	$\epsilon_{cd,0,n}$	0,220	[mm/m]
Poměrné autogenní smršťování	ϵ_{ca}	0,026	[mm/m]
Celkové smršťování	ϵ_{cs}	0,245	[mm/m]

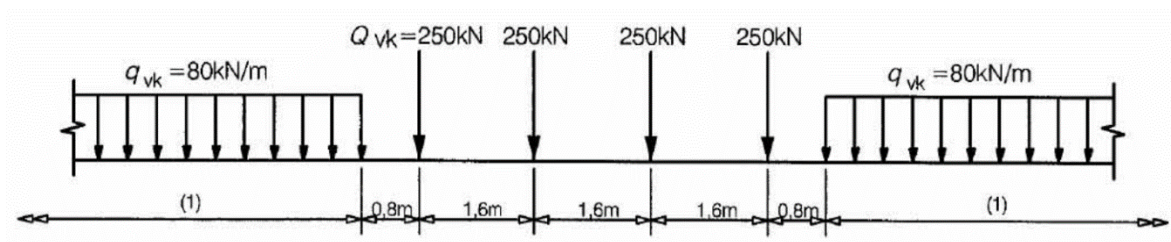


6.3 Proměnné zatížení

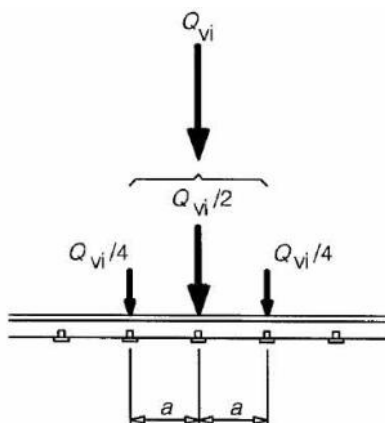
6.3.1 P – SVISLÉ POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ

Proměnné zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-2.

6.3.1.1 ZS06 LM71



Obr. 8 Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislých zatížení

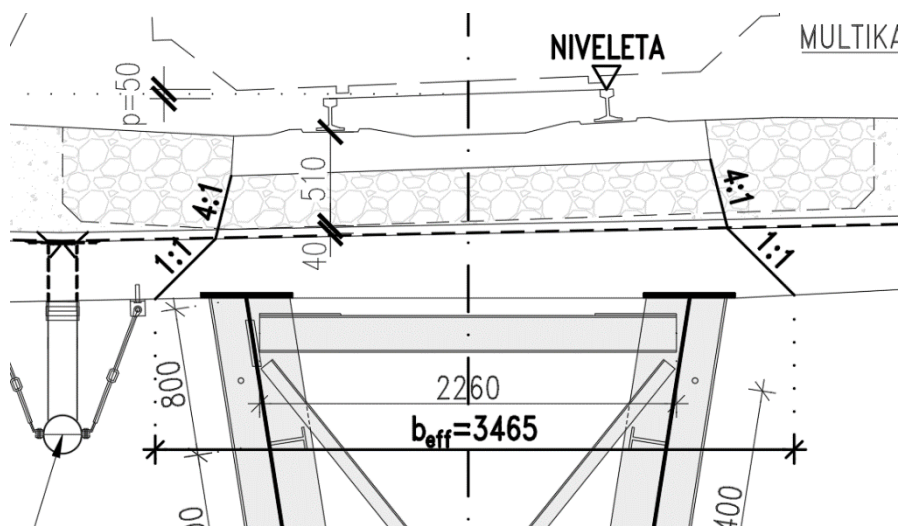


Legenda

Q_{vl} je osamělá síla na každé kolejnici od modelu zatížení 71 nebo kolového zatížení skutečného vlaku podle 6.3.5, vlaku pro únavu nebo HSLM (kromě HSLM-B)

a vzdálenost mezi podporovými body kolejnice

Obr. 7 Podélné rozdělení osamělé síly



Obr. 9 Příčné rozdělení zatížení

Třída trati dle správy železnic – 1.

Klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$ [-]

Je uvažována excentricita zatížení vlivem nerovnoměrného naložení vozů dle ČSN EN 1991-2 o velikosti +/- 80 mm.

Dílčí součinitel $\gamma_{FQ} = 1,45$ [-]

Dynamické součinitele se uvažují pro standardně udržovanou kolej:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_0} - 0,2} + 0,73 \text{ [-]}$$

- Pro hlavní nosnou konstrukci

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{46,49} - 0,2} + 0,73 = 1,06 \text{ [-]}$$

- Charakteristická hodnota nápravové síly:

$$Q_{LM1,TS,k} = \alpha \cdot 250 = 302,5 \text{ kN}$$

- Charakteristická hodnota náhradního rovnoměrného zatížení:

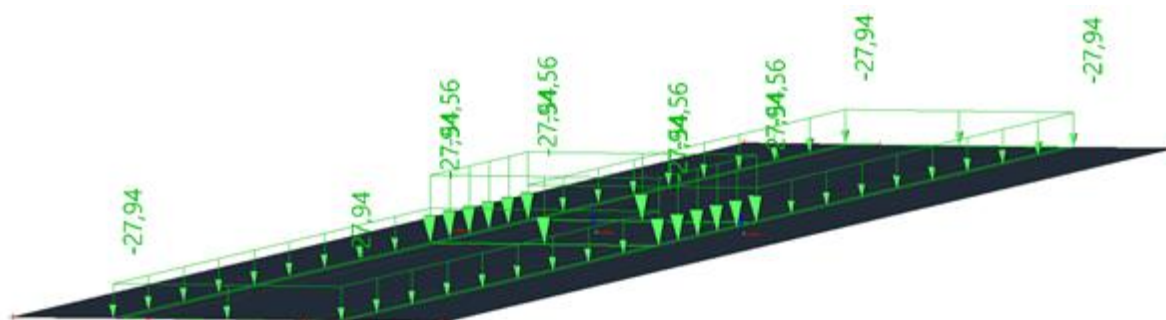
$$q_{LM1,TS,i,k} = 4 \cdot Q_{LM1,v,k} / 6,40 = 4 \cdot 302,5 / 6,4 = 189,1 \text{ kN/m koleje}$$

$$q_{LM1,TS,k} = 189,063 / 3,465 = 54,56 \text{ kN/m}^2$$

- Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,UDL,i,k} = \alpha \cdot 80 = 96,8 \text{ kN/m kolej}$$

$$q_{LM1,UDL,k} = 96,8 / 3,465 = 27,94 \text{ kN/m}^2$$



6.3.1.1.1 ZS06a gr11 + gr13

- gr11

• Charakteristická hodnota náhradního rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,TS,i,k} = 4 \cdot Q_{LM1,v,k} / 6,40 = 4 \cdot 302,5 / 6,4 = 189,1 \text{ kN/m koleje}$$

$$q_{LM1,TS,k} = 189,063 / 3,465 = 54,56 \text{ kN/m}^2$$

• Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:

$$q_{LM1,UDL,i,k} = \alpha \cdot 80 = 96,8 \text{ kN/m kolej}$$

$$q_{LM1,UDL,k} = 96,8 / 3,465 = 27,94 \text{ kN/m}^2$$

- gr13

- Charakt. hodnota rozjezdové síly pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 33,00 \cdot 1,21 \cdot 46,49 \cdot 0,6 = 1113,8 \text{ kN/koleje}$$

- Charakt. hodnota brzdné síly pro hlavní nosník:

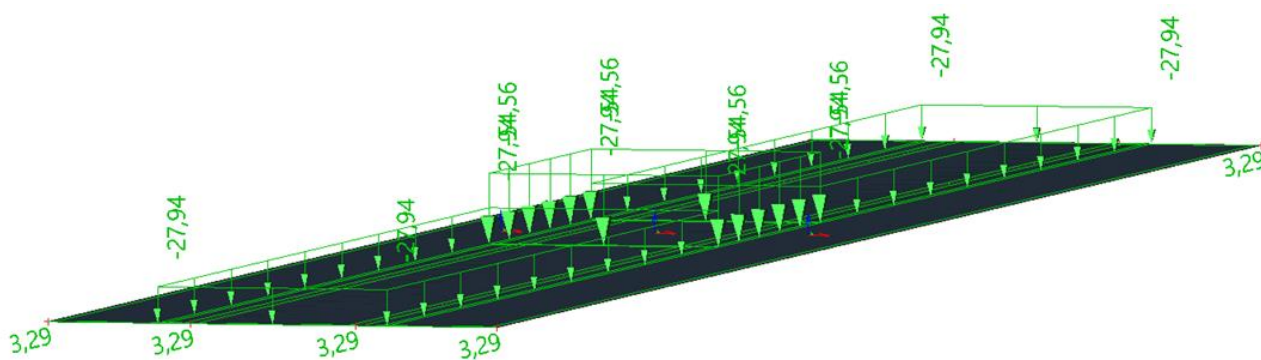
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 46,49 \cdot 0,6 = 675,0 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 1000,0 \text{ kN/kolej}$$

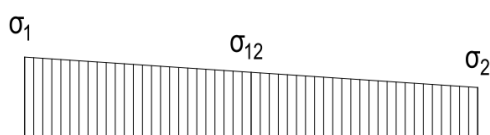
- Zatížení přepočtené na plošné:

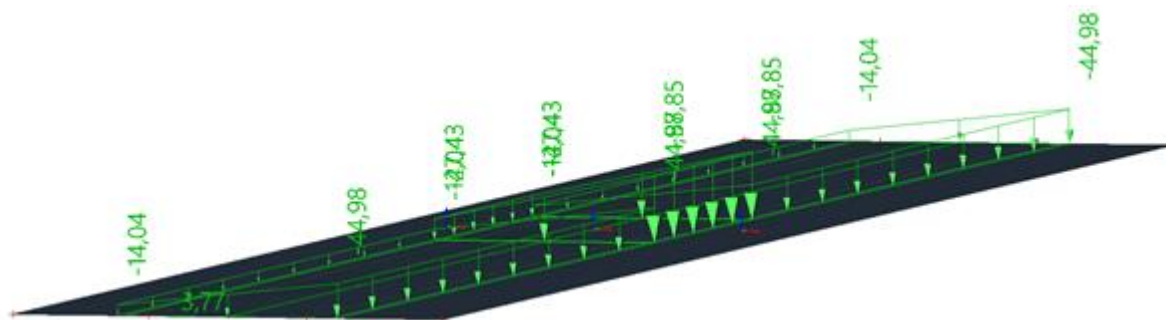
$$f = 1000 / (46,49 \cdot 6,53) = 3,29 \text{ kN/m}^2$$



6.3.1.1.2 ZS06b gr12 + gr14

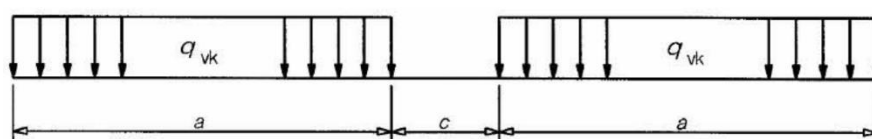
	gr14	$\varphi_3 \cdot \text{gr12}$	
$\sigma_{1 TS} =$	30,21	+ 1,06 · 54,56	= 87,85 kN/m ²
$\sigma_{12 TS} =$	0,00	+ 1,06 · 54,56	= 57,64 kN/m ²
$\sigma_{2 TS} =$	-30,21	+ 1,06 · 54,56	= 27,43 kN/m ²
$\sigma_{1 UDL} =$	15,47	+ 1,06 · 27,94	= 44,98 kN/m ²
$\sigma_{12 UDL} =$	0,00	+ 1,06 · 27,94	= 29,51 kN/m ²
$\sigma_{2 UDL} =$	-15,47	+ 1,06 · 27,94	= 14,04 kN/m ²





6.3.1.2 ZS07 SW/2

Model zatížení SW/2 reprezentuje statický účinek svislého zatížení těžkou železniční dopravou.



Obrázek 6.2 – Modely zatížení SW/0 a SW/2

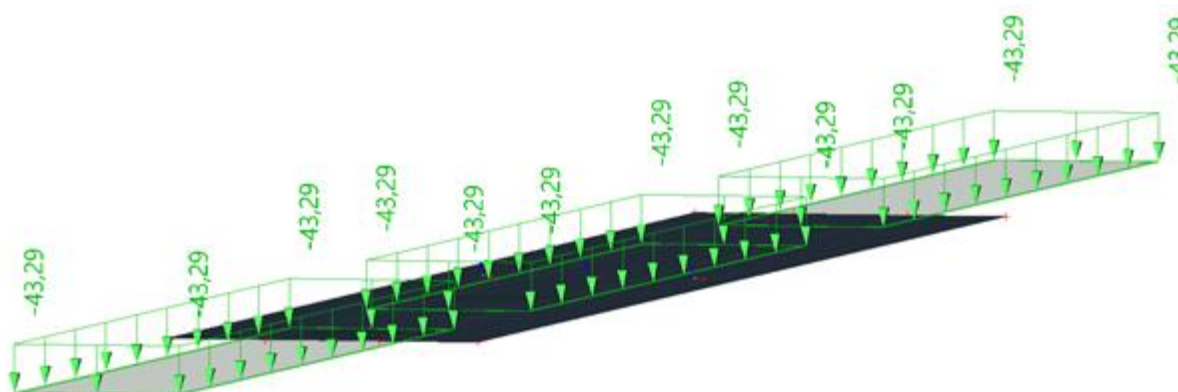
Tabulka 6.1 – Charakteristické hodnoty svislého zatížení pro modely zatížení SW/0 a SW/2

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

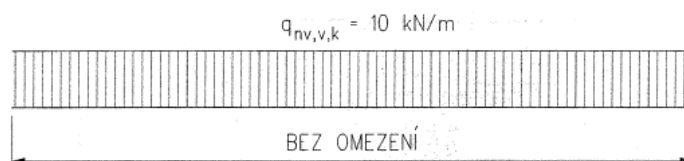
Obr. 9 Zatížení SW/2 dle ČSN 1991-2

- Přepočet na plošně zatížení:

$$q_{vk} = 150 / 3,465 = 43,29 \text{ kN/m}^2$$

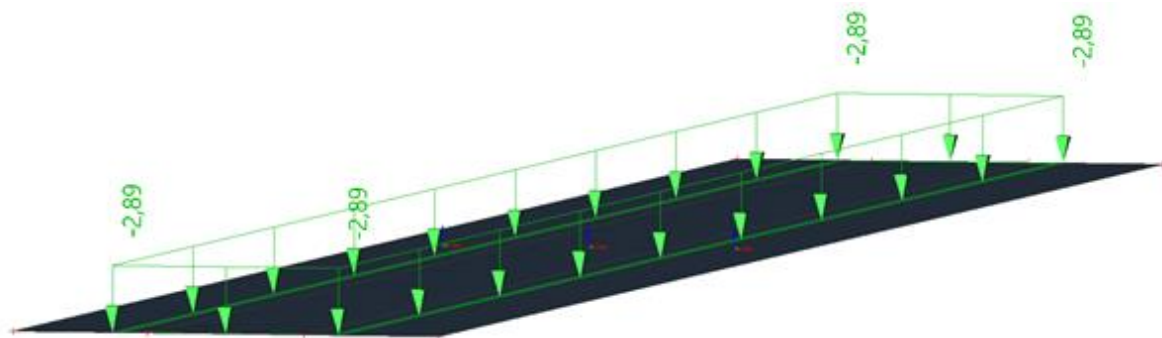


6.3.1.3 ZS08 NEZATÍŽENÝ VLAK



$$q_{nv,v,k} = 10 \text{ kN/m koleje}$$

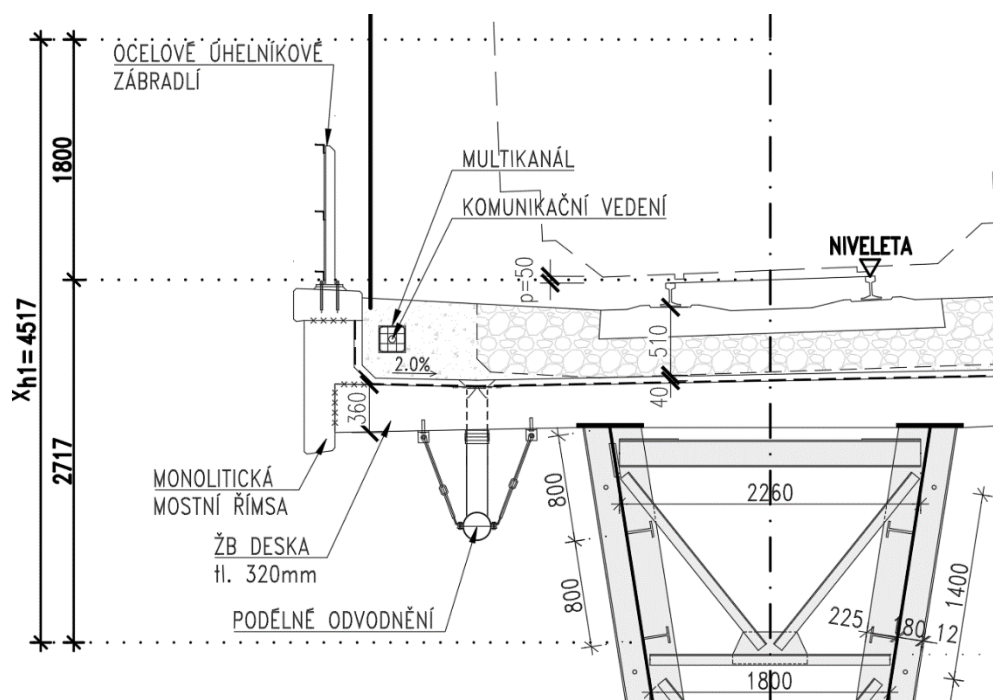
$$q_{nv,k} = 10 / 3,465 = 2,89 \text{ kN/m}^2$$



6.3.2 B, O, W, T VODOROVNÉ A KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ

6.3.2.1 ZS09 O- Odstředivé síly

Výška působíště odstředivé síly pro NK	$x_{h,1} = 4,517 \text{ m}$
Redukční součinitel	$f = 1 -$
Spolupůsobící šířka	$b_{\text{eff}} = 3,465 \text{ m}$
Největší traťová rychlost	$v = 65 \text{ km/hod}$
Poloměr oblouku	$R = 470 \text{ m}$



Obr. 10 Odstředivé síly

- Velikost vodorovné složky odstředivých sil

$$q_{ch,h} = q_v \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R}$$

- Velikost svislé složky odstředivých sil

$$\Delta q_{cf,v} = \frac{(q_{ch,h} \cdot x_{h,1})}{b_e f f/2}$$

- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu LM71, skupin dvou náprav

$$q_{cf,LM1,h} = q_{LM1,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 189,1 \cdot 0,0708 = 13,38 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM} = 13,38 \cdot 4,52 = 60,45 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 3,47^2 = 2,00 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 60,45 / 2,00 = 30,21 \text{ kN/m}^2$$

- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu LM71, rovnoměrného zatížení

$$q_{cf,LM2,h} = q_{LM2,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 96,80 \cdot 0,0708 = 6,85 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM} = 6,85 \cdot 4,517 = 30,95 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 3,47^2 = 2,00 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 30,95 / 2,00 = 15,47 \text{ kN/m}^2$$

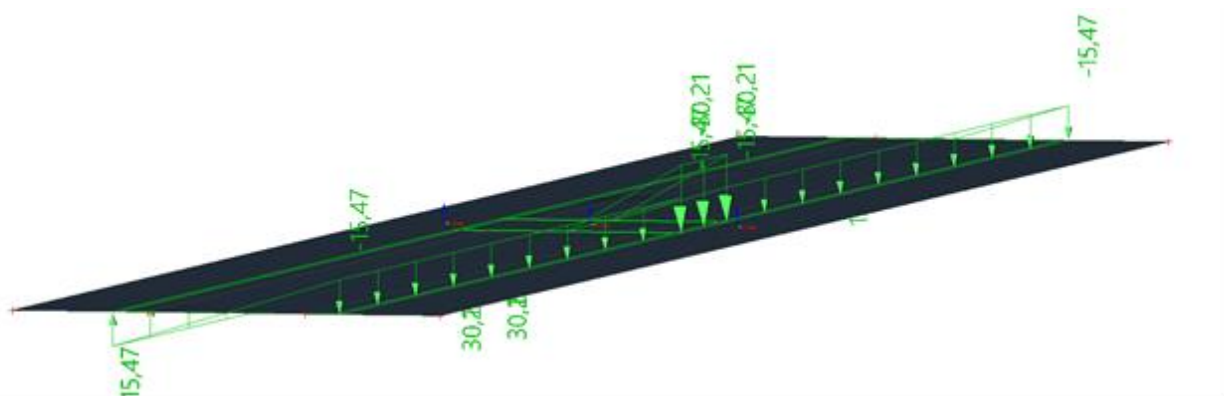
- Odstředivé síly od zatěžovacího schématu "nezatížení vlak"

$$q_{cf,LM2,h} = q_{LM2,v,k} \cdot \frac{(v^2 \cdot f)}{127 \cdot R} = 10,00 \cdot 0,0708 = 0,71 \text{ kN/m koleje}$$

$$M_{cf,LM} = 0,71 \cdot 4,517 = 3,20 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 3,47^2 = 2,00 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 3,20 / 2,00 = 1,60 \text{ kN/m}^2$$



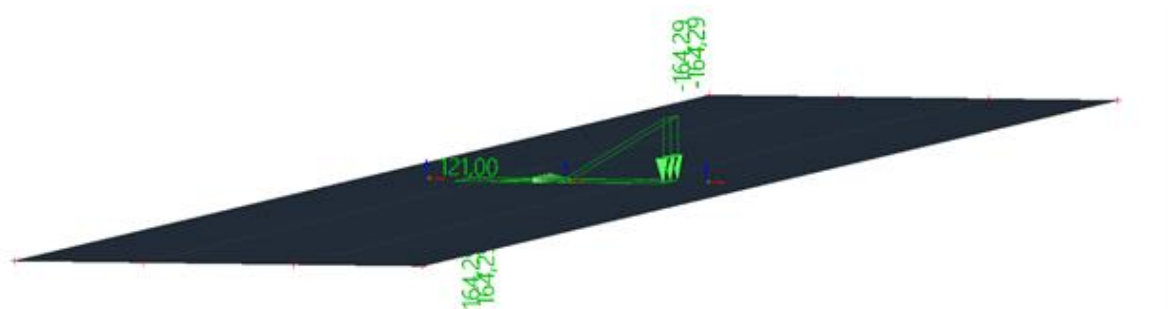
6.3.2.2 ZS10 BOČNÍ RÁZ

Výška působiště síly pro NK	$x_{h,1}$	= 2,717 m
Charakteristická hodnota bočního rázu	$Q_{nf,0,h,k}$	= 100 kN
Klasifikační součinitel	α	= 1,21 -
Klasifikovaná char. hodnota bočního rázu	$Q_{nf,h,k}$	= 121 kN

$$M_{cf,LM} \quad 121,00 \cdot 2,717 = 328,76 \text{ kNm}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 3,47^2 = 2,00 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 328,76 / 2,00 = 164,29 \text{ kN/m}^2$$



- Ve výpočetním modelu je vytvořena soustava zatěžovacích stavů, kde je boční ráz zohledněn ve všech polohách.

6.3.2.3 ZS11 BRZDNÉ A ROZJEZDOVÉ SÍLY

Délka nosné konstrukce	$L_{nk} = 46,49 \text{ m}$
Redukční součinitel	$\xi = 0,6$
Rozjezdová síla od LM1	$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$
Brzdná síla od LM1	$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$
Šířka nosné konstrukce	$b = 6,53 \text{ m}$

Tabulka 6.9 – Redukční součinitel ξ pro stanovení podélných sil v pevných ložiscích jednotlivé nosné konstrukce od rozjezdu a brzdění

Celková délka konstrukce [m]	Redukční součinitel ξ		
	průběžná (bezstyková) kolej	kolejnicové dilatační zařízení na jednom konci nosné konstrukce	kolejnicové dilatační zařízení na obou koncích nosné konstrukce
≤ 40	0,60	0,70	1,00

POZNÁMKA Pro jednoduché rámy a uzavřené rámy nebo komory se doporučuje, aby redukční součinitel ξ se uvažoval rovný jedné. Alternativně lze použít metodu uvedenou v příloze G nebo analýzu podle 6.5.4.2 až 6.5.4.5.

Zatížení rozjezdovými a brzdními silami pro zatěžovací schéma LM-71

- Charakt. hodnota rozjezdové síly pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 33,00 \cdot 1,21 \cdot 46,49 \cdot 0,6 = 1113,8 \text{ kN/koleje}$$

- Charakt. hodnota brzdné síly pro hlavní nosník:

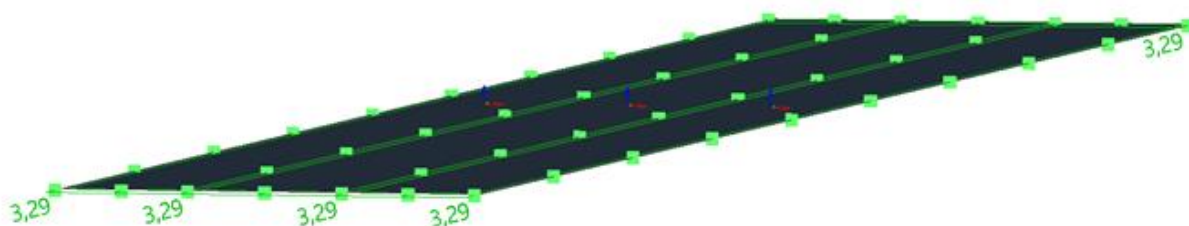
$$Q_{la,LM1,k} = 20,00 \cdot 1,21 \cdot 46,49 \cdot 0,6 = 675,0 \text{ kN/koleje}$$

- Rozhodující síla pro hlavní nosník:

$$Q_{lb,LM1,k} = 1000,0 \text{ kN/koleje}$$

- Zatížení přepočtené na plošné:

$$f = 1000 / (46,49 \cdot 6,53) = 3,29 \text{ kN/m}^2$$



6.3.2.4 ZS12 V- VÍTR

výška konstrukce	d_{tot}	8,1	[m]
šířka konstrukce	b	7,2	[m]
podíl šířky a výšky	b/d_{tot}	0,9	[-]
součinitel síly	$c_{fx,0}$	2,3	[-]
základní rychlost větru	$v_{b,0}$	27,5	[m/s]
součinitel turbulence	k_1	1,0	[-]
parametr drsnosti terénu	z_0	0,3	[-]
parametr drsnosti terénu, II	$z_{0,II}$	0,1	[-]
průměrná výška konstrukce	z	7,6	m
součinitel orografie	$c_{0(z)}$	1,0	[-]
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,3	[kg/m ³]
Intenzita turbulence	$I_{v(z)}$	0,3	[-]
součinitel terénu	k_r	0,215	[-]
součinitel drsnosti	$c_{r(z)}$	0,696	[-]
součinitel expozice	c_e	1,534	[-]
souč. zatížení větrem	C	3,529	[-]
tlak větru	W_w	1,668	[kN/m ²]

- Linové zatížení na hlavní nosnou konstrukci:

$$f_{v,k} = 1,67 \cdot 4,06 = 6,77 \text{ kN/m}$$

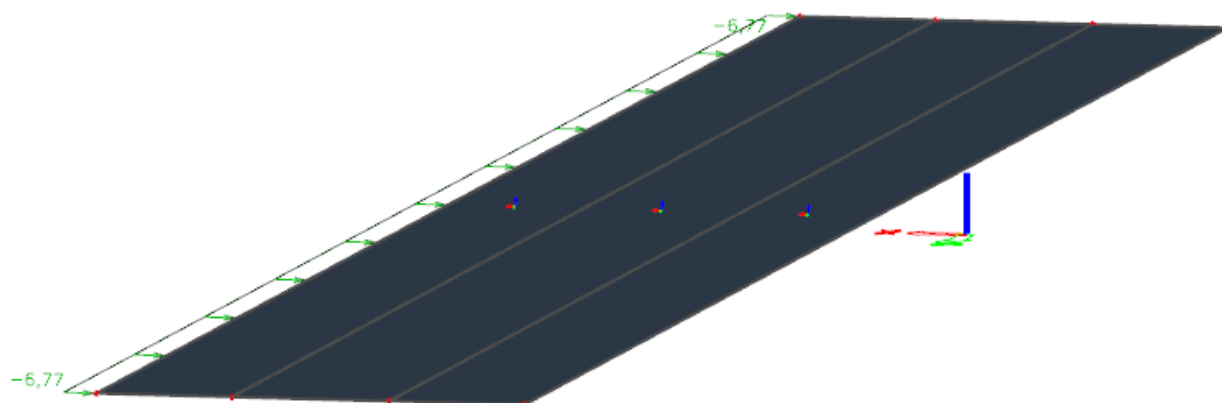
- Plošné zatížení větrem na mostovku:

$$f_{v,k} = 1,67 \cdot 4,00 = 6,67 \text{ kN/m}$$

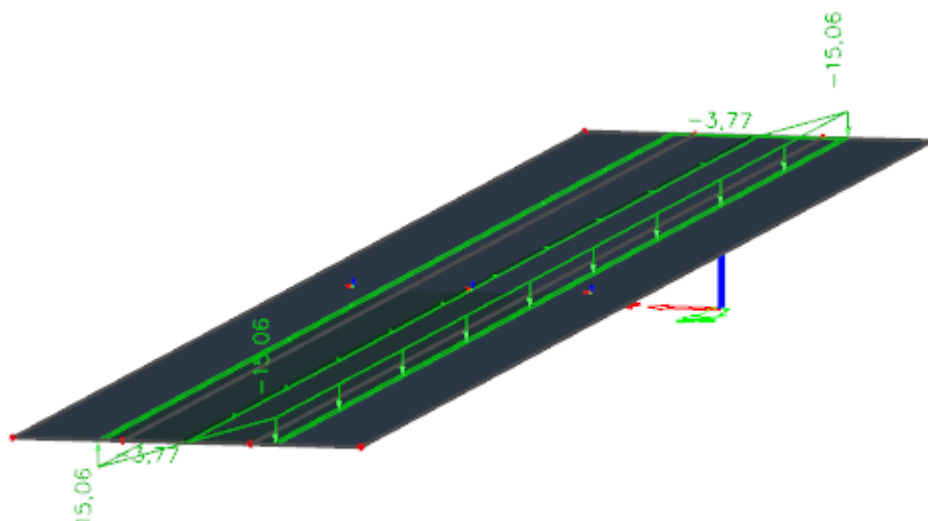
$$M_v = 6,67 \cdot 4,517 = 30,14 \text{ kNm/m koleje}$$

$$W = 0,17 \cdot 1,00 \cdot 3,47^2 = 2,00 \text{ m}^3$$

$$\sigma = 30,14 / 2,00 = 15,06 \text{ kN/m}^2$$



→Počítáno pro zatížený most.



6.3.2.5 ZS13 Tn – NEROVNOMĚRNÁ ZMĚNA TEPLoty

Hodnoty nerovnoměrné složky teploty mostu pro 2. typ – ocelobetonová nosná konstrukce:

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
1. ocelová nosná konstrukce	18	13
2. ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8

POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.

POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních a drážních komunikací vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku lze tyto hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} . Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} jsou uvedené v tabulce 6.2.

Obr. 11 Doporučené hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro různé typy nosných konstrukcí (ČSN EN 1991-1-5)

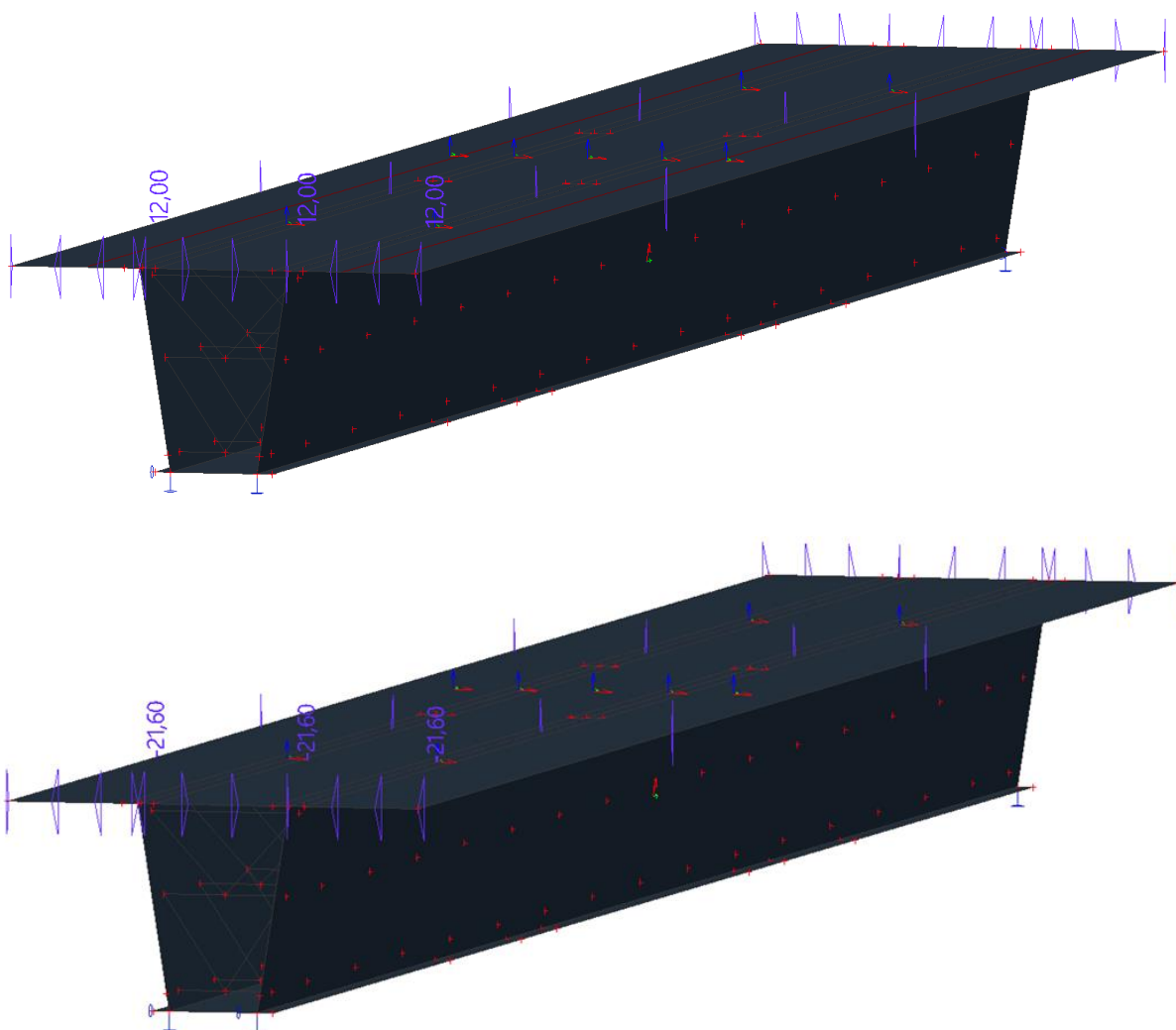
Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a mosty drážních komunikací						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
bez svršku	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
vodotěsný nátěr ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
podloží (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.

Obr. 12 Doporučené hodnoty součinitele k_{sur} (ČSN EN 1991-1-5)

Nerovnoměrná složka pro zkrácení $\Delta T_{M,cool} = 18 \cdot 1,2 = 21,6 ^{\circ}C$

Nerovnoměrná složka pro prodloužení $\Delta T_{M,heat} = 15 \cdot 0,8 = 12,0 ^{\circ}C$



6.3.2.6 ZS14 Zatížení teplotním rozdílem mezi kolejí a nosnou konstrukcí

Dilatační délka nosné konstrukce	L_T	=	46,49 m
Odpor železničního svršku pro nezatíženou kolej	k_1	=	20 kN/m koleje
Odpor železničního svršku pro zatíženou kolej	k_1	=	60 kN/m koleje

- Účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a nosnou konstrukcí pro kolej nezatíženou

$$Q_{lt,l,k} = 0,60 \cdot 20,00 \cdot 46,49 = 557,9 \text{ kNm/m koleje}$$

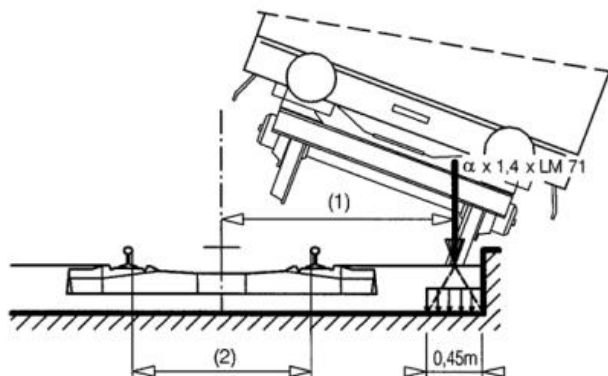
- Účinek teplotního rozdílu mezi kolejí a nosnou konstrukcí pro kolej zatíženou

$$Q_{lt,l,k} = 0,60 \cdot 60,00 \cdot 46,49 = 1674 \text{ kNm/m koleje}$$

6.4 Mimořádné zatížení

6.4.1 ZS15 Zatížení vykolejením vlaku

Z dispozice nosné konstrukce vyplývá, že rozhoduje výhradně návrhová situace II (viz obr.)



Legenda

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

Obr. 11 Návrhová situace II – ekvivalentní zatížení q_{A2d} (ČSN EN 1991-2)

Klasifikační součinitel	$\alpha =$	1,21	-
Součinitel působení	$k =$	1,40	-
Roznášecí šířka	$b_{l,dr} =$	0,45	m

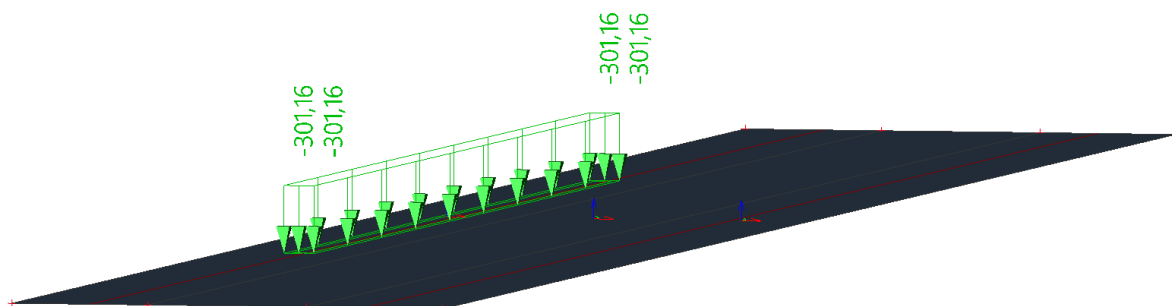
Rovnoměrné liniové zatížení:

$$q_{dr,v,k} = 1,21 \cdot 1,4 \cdot 80 = 135,52 \text{ kN/m koleje}$$

Rovnoměrné plošné zatížení:

$$q_{dr0,v,k} = 135,52 / 0,45 = 301,16 \text{ kN/m}^2$$

→Zatížení působí na délce 20 m.



7 CHARAKTERISTIKA POUŽITÝCH MATERIÁLŮ

A. betonářská výztuž – B500B

mez kluzu charakteristická	$f_{y,s,k}$	=	500	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_S = 1.15$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,s,d}$	=	434,8	MPa
mez kluzu návrhová - $\gamma_S = 1.00$ – mimořádná návrhová situace	$f_{y,s,d}$	=	500	MPa
únavová pevnost charakteristická	$f_{y,s,fat,k}$	=	300	MPa
únavová pevnost návrhová - $\gamma_{S,fat} = 1.00$	$f_{y,s,fat,d}$	=	300	MPa
modul pružnosti v tahu a tlaku	E_s	=	200000	MPa
modul pružnosti ve smyku	G_s	=	81000	MPa
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	ν_s	=	0,3	
součinitel tepelné roztažnosti	α_s	=	0,000012	
objemová tíha	ρ_s	=	78,500	kN/m ³

B. beton – C30/37

pevnost v tlaku charakteristická	$f_{c,k}$	=	30	MPa
redukční součinitel pevnosti bet. v tlaku (neuplatní se při pružném výpočtu)	α_{cc}	=	0,85	
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.50$	$f_{c,d}$	=	20,0	MPa
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_C = 1.20$	$f_{c,d}$	=	25,0	MPa
únavová pevnost v tlaku návrhová - $\gamma_{C,fat} = 1,50$	$f_{c,tat,d}$	=	20,0	MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95}$	=	3,8	MPa
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05}$	=	2,0	MPa
pevnost v tahu, střední hodnota	f_{ctm}	=	2,9	MPa
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	E_{cm}	=	32000	MPa
pracovní součinitel	n_o	=	6,176	
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - bez trhlin	ν_c	=	0,2	
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - s trhlinami	ν_c	=	0,000	
součinitel tepelné roztažnosti	α_c	=	0,000012	
objemová tíha	ρ_c	=	25	kN/m ³

Pracovní součinitele						
	Betonová deska - průřez v poli					
	Krátkodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Stálé+nahodilé dlouhodobé	Smršťování	Smršťování	
		začátek životnosti	konec životnosti	začátek životnosti	konec životnosti	
Ea	210000	210000	210000	210000	210000	MPa
Ec	34000	34000	34000	34000	34000	MPa
fck	30	30	30	30	30	MPa
n ₀	6,18	6,18	6,18	6,18	6,18	-
ψ _L	0,00	1,10	1,10	0,55	0,55	-
Ac	1043200	1043200	1043200	1043200	1043200	mm ²
u	6520	6520	6520	6520	6520	mm
h ₀	320	320	320	320	320	mm
t	1	90	36500	90	36500	den
t ₀	1	28	28	1	1	den
RH	80	80	80	80	80	%
β _H	950,14	950,14	950,14	950,14	950,14	-
β _c	0,000	0,433	0,992	0,478	0,992	-
Φ _{RH}	1,292	1,292	1,292	1,292	1,292	-
f _{cm}	38	38	38	38	38	MPa
β(f _{cm})	2,725	2,725	2,725	2,725	2,725	-
β(t ₀)	0,909	0,488	0,488	0,909	0,909	-
Φ ₀	3,202	1,720	1,720	3,202	3,202	-
Φ _t	0	0,744	1,707	1,532	3,177	-
n _L	6,18	11,23	17,78	11,38	16,97	-

8 Klasifikace průřezu

8.1 Klasifikace průřezu v poli

Klasifikace stojiny při namáhání ohybem

rozhodující výška stojiny	$d =$	3200,0 mm
štíhlost stojiny	$d / t_w =$	200,0 -
vliv meze kluzu oceli	$\varepsilon =$	0,9 -
- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez ocelobetonový		
poloha plastické neutální osy	$z_{g,pl} =$	mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	904,5 mm
koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{pl} =$	0,3 -
poloha pružné neutální osy	$z_{g,el} =$	2595,1 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	678,9 mm
koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{el} =$	0,212 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	112,6
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	130,9
pl	1			112,6
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	129,8
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	150,7
pl	2			129,8
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	959,1
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	-65,0
el	3			959,1

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$	200,00	<	959,07	TŘÍDA 3
-------------------------	--------	---	--------	----------------

- Limitní hodnoty štíhlosti stojiny pro průřez ocelový

poloha plastické neutální osy	$z_{g,pl} =$	mm
stojina v tlaku	$\alpha_{pl} d =$	800 mm
koeficient α_{pl} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{pl} =$	0,3 -
poloha pružné neutální osy	$z_{g,el} =$	1173,3 mm
stojina v tlaku	$\alpha_{el} d =$	2100,7 mm
koeficient α_{el} v intervalu $<0;1>$	$\alpha_{el} =$	0,656 -

α	třída	α	Limitní hodnoty β_{lim}	
pl	1	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 36 / \alpha_{pl} =$	127,3
pl	1	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 396 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	155,6
pl	1			127,3
pl	2	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 41,5 / \alpha_{pl} =$	146,7
pl	2	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 456 / (13 \cdot \alpha_{pl} - 1) =$	179,1
pl	2			146,7
el	3	$\leq 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 62 \cdot (1 - \alpha_{el}) / \alpha_{el}^2 =$	43,7
el	3	$> 0,5$	$\beta_{lim} = \varepsilon \cdot 42 \cdot 3 \cdot \alpha_{el} / (3 \cdot \alpha_{el} - 1) =$	75,4
el	3			75,4

→ třída průřezu pro stojinu ocelového průřezu:

$d / t_w < \beta_{lim}$	200,00	<	chyba	TŘÍDA 4
-------------------------	--------	---	-------	----------------

9 Smykové ochabnutí

Smykové ochabnutí horní betonové desky			
	$l_e/8$	5811	mm
Šířka ocelové pásnice	b_0	500	mm
Šířka levé pásnice, vlevo	$b_{1,L}$	1810	mm
Šířka levé pásnice, vpravo	$b_{1,P}$	950	mm
Hodnota účinné šířky	$b_{e,1,L}$	1810	mm
	$b_{e,1,P}$	950	mm
Redukční součinitel	$\beta_{e,1,L}$	1.000	mm
	$\beta_{e,1,P}$	1.000	mm
Redukovaná účinná šířka	$b_{eff,1,L}$	1810	mm
	$b_{eff,1,P}$	950	mm
Celk. účinná šířka bet. desky pro levý nosník	$b_{eff,1}$	3260	mm

Smykové ochabnutí horní pásnice				
Tloušťka pásnice		t	36	mm
Vlevo	Šířka přečnávající části vlevo	$b_{0,L}$	250	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,L}$	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,L}$	1	-
	Součinitel	κ	0.0054	-
	Součinitel účinné šířky	β	1.000	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,L}$	250	mm
Vpravo	Šířka přečnávající části vpravo	$b_{0,P}$	250	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,P}$	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,P}$	1	-
	Součinitel	κ	0.0054	-
	Součinitel účinné šířky	β	1.000	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,P}$	250	mm
Efektivní šířka horní pásnice		b_{eff}	500	mm

Smykové ochabnutí dolní pásnice u jedné stojiny				
Tloušťka pásnice		t	50	mm
Vlevo	Šířka přečnívající části	$b_{0,L}$	250	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,L}$	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,L}$	1	-
	Součinitel	κ	0.0054	-
	Součinitel účinné šířky	β	1.000	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,L}$	250	mm
Vpravo	Šířka přečnívající části	$b_{0,P}$	700	mm
	Plocha všech podélných výztuh	$A_{sl,P}$	0	mm ²
	Součinitel ortotropie	$\alpha_{0,P}$	1.000	-
	Součinitel	κ	0.0151	-
	Součinitel účinné šířky	β	1.000	-
	Efektivní šířka části pásnice	$b_{eff,P}$	700	mm
Efektivní šířka dolní pásnice		b_{eff}	950	mm

10 POSOUZENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

10.1 Vnitřní síly

		Stálé zatížení					
		ZS1-G	ZS2a	ZS2b	ZS3-G ₀	ZS4-G ₀₂	ZS5-S
POLE	M _y	4808,71	14470,50	1548,34	20573,01	6822,89	4829,19
	N _x	-	-	-	-	-	-
	V _z	-1899,54	-1509,55	-154,22	-2145,68	-713,51	0,00

		Nahodilé zatížení									
		ZS6-LM 71	ZS7-SW/2	ZS8- Nezatížený vlak	ZS9- Odstředivá síla	ZS10-Boční ráz	ZS11- Rozjezdové síly	ZS12-Fw	ZS13-Fwk	ZS14-Tn	ZS15- Vykolejení
POLE	M _y	35692,46	36163,09	2838,44	0,00	0,00	1250,00	0,00	0,00	772,24	25250,16
	N _x	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	618,00	0,00	0,00	315,64	0,00
	V _z	-3230,41	-3145,01	-295,74	0,00	0,00	48,63	0,00	0,00	0,00	-1672,48

10.2 Kombinace

10.2.1 Rozhodující stav

	ZS	M _y	γ	ψ	6.10a
stálé	ZS1-G	4808,71	1,35	1,00	6491,8
	ZS2a	14470,50	1,35	1,00	19535,2
	ZS2b	1548,34	1,35	1,00	2090,3
	ZS3-Go	20573,01	1,76	1,00	36105,6
	ZS4-Go2	6822,89	1,35	1,00	9210,9
	ZS5-S	4829,19	1,35	1,00	6519,4
proměnné	ZS6-LM 71	35692,46	1,45	0	0,0
	ZS7-SW/2	36163,09	1,45	0,80	41949,2
	ZS8-Nezatížený vlak	2838,44	1,45	0	0,0
	ZS9-Odstředivá síla	0,00	1,5	0	0,0
	ZS10-Boční ráz	0,00	1,5	0	0,0
	ZS11-Rozjezdové síly	1250,00	1,45	0,80	1450,0
	ZS12-Fw	0,00	1,5	0,75	0,0
	ZS13-Fwk	0,00	1,5	0,75	0,0
	ZS14-Tn	772,24	1,5	0,6	695,0
	ZS15-Vykolejení	25250,16	1,5	0	0,0
					121957,1

10.2.2 Kombinace pro mezní stav únosnosti

10.2.2.1 Kombinační vztah 6.10a

Vztah je dán rovnicí:

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

10.2.2.2 Kombinační vztah 6.10b

Vztah je dán rovnicí:

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

10.2.2.1 Kombinační vztah pro mimořádné návrhové situace

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

10.2.3 Kombinace pro mezní stav použitelnosti

10.2.3.1 Kombinační vztah pro charakteristickou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

10.2.3.2 Kombinační vztah pro častou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

10.2.3.3 Kombinační vztah pro kvazistálou kombinaci

Vztah je dán rovnicí:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

10.2.4 Součinitele zatížení

Kombinace a použité součinitele zatížení jsou v souladu s ČSN EN 1990

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

(*) 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.^{NP20)}

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 $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{G,set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G,set} = 1,35$ 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.

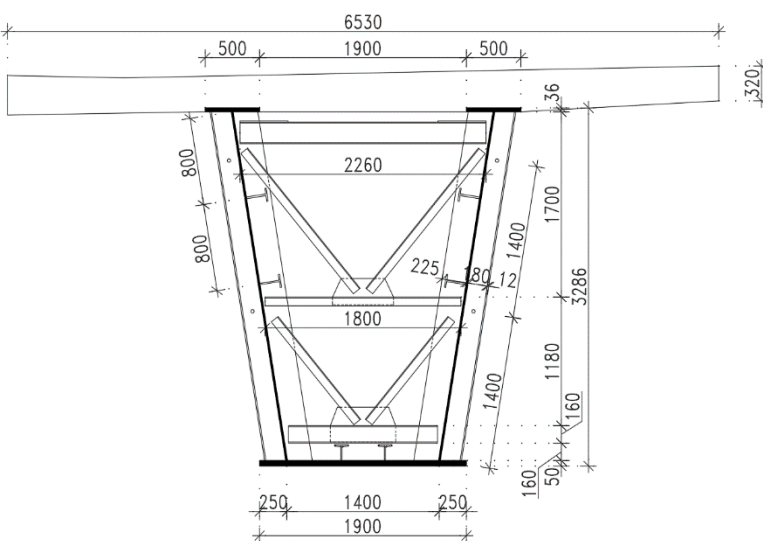
Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Obr. 13 ČSN EN 1990_zm.A1_2007, (odst. A2.3) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

10.3 Dimenze rozhodujících průřezů

bet. deska			
počet kusů		2	ks
zatěžovací šířka	b_c	3260	mm
tloušťka betonu	t_c	320	mm
mez pevnosti betonu	f_y	30	MPa
součinitel gama	γ	1.5	-
návrhová pevnost betonu	f_{cd}	20.0	MPa
součinitel	λ	0.85	-
horní pásnice			
počet kusů		2	ks
šířka horní pásnice	b_{f1}	500	mm
tloušťka horní pásnice	t_{f1}	36	mm
mez kluzu oceli	f_y	301	MPa
stojina			
počet kusů		2	ks
tloušťka stojiny	t_w	16	mm
výška stojiny	h_w	3200	mm
mez kluzu oceli	f_y	301	MPa
dolní pásnice menší			
počet kusů		2	ks
šířka dolní pásnice	b_{f2}	300	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	24	mm
mez kluzu oceli	f_y	301	MPa
dolní pásnice			
počet kusů		2	ks
šířka dolní pásnice	b_{f2}	950	mm
tloušťka dolní pásnice	t_{f2}	50	mm
mez kluzu oceli	f_y	301	MPa



10.4 Mezní stavy únosnosti

V rámci posouzení mezního stavu únosnosti je uvažován průřez ocelový a průřez ocelobetonový.

- a) Ocelový průřez – Průřez zastupující montážní stav nosné konstrukce (komora bez betonu);
- b) Ocelobetonový průřez – Průřez zastupující konečný stav nosné konstrukce (komora s betonem)

Ocelobetonová konstrukce je posouzena dle normy ČSN EN 1994-2 za předpokladu plastického působení v mezním stavu únosnosti. Ocelové části průřezů byly posouzeny u průřezů třídy 3 dle ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-1 za předpokladu pružného působení v mezním stavu únosnosti. Železobetonové části průřezů a výztuž byly posouzeny dle ČSN EN 1992-2.

Hodnoty meze kluzu jsou uvažovány dle dodacích norem v souladu s ČSN EN 1993-2/Z1. Mez kluzu oceli fy dle dodacích norem ČSN EN 10025-2 a ČSN EN 10025-3.

- Rozhodující kombinace pro $M_{y,Ed}$ v poli:

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
6.10a_MSÚ	Lineární - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,35
		ZS2 - Vlastní tíha - Voda v betonu	1,35
		ZS3 - Vlastní tíha - Žel. svršek	1,76
		ZS4 - Vlastní tíha - Mostní vybavení	1,35
		ZS5 - Smrštění	1,35
		ZS7	1,16
		ZS11	1,16
		ZS13	0,90

10.4.1 MSÚ – Posouzení průřezu v poli

10.4.1.1 Pružná analýza ocelového průřezu během montáže

Pozn.: Jelikož je průřez zařazen do 4. třídy. Pro zjednodušení výpočtu je v tomto stupni ve výpočtu průřezových charakteristikách odstraněna celá část stojiny, která je v tlaku.

Mezní stav únosnosti - elasticky				
KCE	PRŮŘEZ V POLI	MAXIMÁLNÍ NAPĚTÍ [MPa]	NÁVRHOVÁ PEVNOST [MPa]	VYUŽITÍ [%]
horní pásnice		-144.70	301	48%
spodní pásnice		95.10	301	32%

→PRŮŘEZ VYHOVUJE

10.4.1.2 Plastická analýza ocelobetonového průřezu – únosnost v ohybu

• mezní normálové síly v jednotlivých částech plně zplastizovaného průřezu

síla od betonu nad horní pásnicí $F_{c,1} = 35468,8 \text{ kN}$

síla v horní pásnici $F_{st,f1} = 10828,8 \text{ kN}$

síla ve stojně $F_{st,w} = 30801,9 \text{ kN}$

síla v dolní menší pásnici $F_{st,f2} = 4331,5 \text{ kN}$

síla v dolní pásnici $F_{st,f3} = 28576,0 \text{ kN}$

• poloha neutrální osy

$$46297,6 < 63709,4 \quad \text{N.O. ve stojně}$$

→ Neutr. osa ve stojně

$$F_{c,1} + F_{st,f1} + x \cdot t_w \cdot f_y \cdot 2 - (h_w - x) \cdot t_w \cdot f_y \cdot 2 - F_{st,f2} - F_{st,f3} = 0$$

$$x \cdot t_w \cdot f_y \cdot 2 - (h_w - x) \cdot t_w \cdot f_y \cdot 2 = -F_{c,1} - F_{st,f1} + F_{st,f2} + F_{st,f3}$$

$$2x - h_w = \frac{-F_{c,1} - F_{st,f1} + F_{st,f2} + F_{st,f3}}{t_w \cdot f_y \cdot 2}$$

$$x = \left(\frac{-F_{c,1} - F_{st,f1} + F_{st,f2} + F_{st,f3}}{t_w \cdot f_y \cdot 2} + h_w \right) / 2$$

výška tlačené oblasti stojiny $x = 904,45 \text{ mm}$

- Plastický výpočet momentu únosnosti M_{Rd}

	výpočet platí když:	A	$f_{y,i}$	N	z_i	M_i	M_{Rd}
	$z_{g,pl} < h_{st} - t_{f1}$	[mm ²]	[MPa]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kNm]
TLAČENÁ ČÁST	tlačená část betonu:	2086400	17,0	35 469	1100,5	39031,8	154626,2
	horní pásnice	36000	301	10 829	922,5	9989,1	
	tlačená část stojiny:	28943	301	8 706	452,2	3937,1	
TAŽENÁ ČÁST	tažená část stojiny:	73457	301	22 096	1147,8	25361,2	
	dolní pásnice menší:	14400	301	4 332	2307,5	9995,2	
	dolní pásnice:	95000	301	28 576	2320,5	66311,9	

- Výsledné posouzení:

$M_{y,Ed} =$	121957,1	$\leq M_{pl,Rd} =$	154626,2	[kNm]	78,9%	→VYHOVUJE
--------------	----------	--------------------	----------	-------	-------	-----------

→PRŮŘEZ VYHOVUJE

10.4.1.3 Plastická analýza ocelobetonového průřezu – smyková únosnost

smyková plocha stojin	$A_v =$	102400	mm ²
návrhová smyková pevnost stojin	$f_{v,st,d} / \sqrt{3} =$	174	MPa
mezní únosnost průřezu ve svislém smyku	$V_{pl,Rd} =$	17783	kN
posouvající síla 6.10a	$V_{Ed} =$	12923	kN
Návrhová hodnota smykové síly V_{Ed} musí v každé části průřezu splňovat podmínku $\rightarrow \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1,0 = 0,73 \rightarrow$ Vyhovuje			

→ Ocelový průřez v podpoře není namáhán ohybem, tzn. posouzení interakce s ohybovým momentem není vyžadováno.

10.4.1.4 Pružná analýza ocelobetonového průřezu

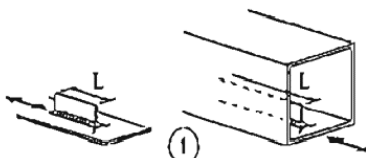
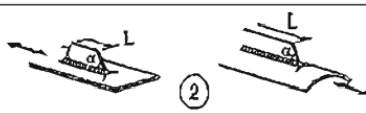
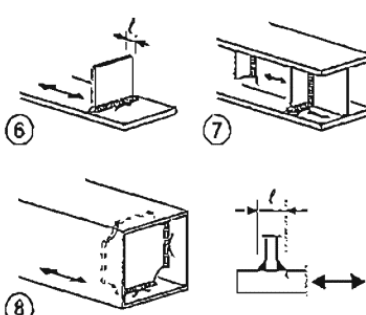
Mezní stav únosnosti - elasticky

KCE	PRŮŘEZ V POLI	MAXIMÁLNÍ NAPĚTÍ [MPa]	NÁVRHOVÁ PEVNOST [MPa]	VYUŽITÍ [%]
betonová deska	na konci	-10,5	20,0	52%
	na začátku	-11,6	20,0	58%
horní pásnice	na konci	-232,43	301	77%
	na začátku	-217,69	301	72%
spodní pásnice	na konci	287,32	301	96%
	na začátku	284,99	301	95%

10.4.1.5 Únavové zatížení

Ocelové části jsou posouzeny na únavu dle metodiky ekvivalentního napětí dle požadavků ČSN EN 1993-2 a ČSN EN 1993-1-9.

Posouzeny jsou tyto kritické detaily v konstrukci. Jedná se o výztuhy spodního, taženého pásu:

Kategorie detailu	Konstrukční detail		Popis	Požadavky
80	$L \leq 50\text{mm}$		<u>Podélně připojené prvky:</u> 1) Kategorie detailu se mění podle délky připojení L. 2) Podélně připojené prvky k plechu nebo trubce.	Tloušťka připojeného prvku musí být menší než jeho výška. Jestliže není, viz detaily 5 nebo 6 v tabulce 8.5.
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$			
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$			
56	$L > 100\text{mm}$			
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$			
80	$l \leq 50\text{mm}$		<u>Příčně připojené prvky:</u> 6) Prvky přivařené k plechu. 7) Svislé výztuhy přivařené k válcovnému nebo svařovanému nosníku. 8) Diafragma komorových nosníků přivařené k pásům nebo ke stojině. Nelze použít pro malé duté průřezy. Hodnoty platí také pro kruhové výztuhy.	<u>Detaily 6) a 7):</u> Konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů. 7) $\Delta\sigma$ se vypočte s použitím hlavních napětí, je-li výztuha ukončena na stojině, viz příklad vlevo.
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$			



Obecné údaje

- Zatížení železničním provozem

- roční tonáž dopravy
- návrhová provozní životnost 100 let
- součinitel spolehlivosti únavového zatížení $\gamma_{FF} = 1,00$ -

- Specifikace průřezu

- dílčí součinitel spolehlivosti únavového zatížení $\gamma_{Mf} = 1,35$ -
- rozpětí $L = 47,3$ m
- náhradní délka $L_d = 47,3$ m
- dynamický součinitel $\phi_2 = 1,06$ -

→ Součinitel ekvivalentního poškození

- součinitel tvaru příčinkové čáry $\lambda_1 = 1,00$ -
 - součinitel objemu dopravy $\lambda_2 = 0,72$ -
 - součinitel návrhové doby života mostu $\lambda_3 = 1,00$ -
 - součinitel vlivu současného zatížení prvku z více kolejí $\lambda_4 = 1,00$ -
-
- $\lambda = 0,72$ -

Podélně připojené prvky k plechu

- Charakteristika detailu

- kategorie detailu $\Delta\sigma_C = 71$ MPa

- Referenční rozkmit napětí v místě montážního styku

$$\sigma_{p,max,k} = 73,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,min,k} = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}|$$

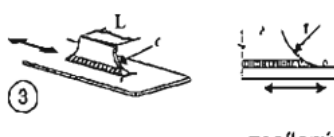
$$\Delta\sigma_{p,k} = 73,0 \text{ MPa}$$

- Ekvivalentní rozkmit napětí $\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{p,k}$

$$\sigma_{E,2} = 52,5 \text{ MPa}$$

$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E,2} =$	52,5	$< \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} =$	52,6	[MPa]	→ VYHOVUJE
--	------	------------------------------------	------	-------	------------

Vzhledem k vysokému využití budou tyto detaily při rekonstrukci opraveny na detail kategorie 80:

80	$r > 150\text{mm}$	 <p>3) Podélný styčnickový plech přivařený koutovým swarem, v přechodu k plechu nebo trubce s opracováním o poloměru r, konec koutového svaru je zesílen (plný průvar), délka zesílení svaru $> r$.</p>
----	--------------------	---

10.5 Mezní stavy použitelnosti

10.5.1 Posouzení mezního napětí

Mezní stav použitelnosti

KCE	PRŮŘEZ V POLI	MAXIMÁLNÍ NAPĚTÍ [MPa]	NÁVRHOVÁ PEVNOST [MPa]	VYUŽITÍ [%]
betonová deska	na konci živ.	-8,0	18,0	44%
	na začátku živ.	-8,7	18,0	48%
horní pásnice	na konci živ.	-167,99	301	56%
	na začátku živ.	-158,83	301	53%
spodní pásnice	na konci živ.	210,85	301	70%
	na začátku živ.	209,40	301	70%

→ Maximální napětí je ve spodní pásnici. Největší využití je 70 %.

→ PRŮŘEZ VYHOVUJE

10.5.2 MSP - Posouzení průhybu

10.5.2.1 Svislý průhyb z hlediska bezpečnosti dopravy

Hodnoty: u_z

Lineární výpočet

Zatěžovací stav: ZS6b2

Výběr: B11..B16, B18..B23, B26..B37,

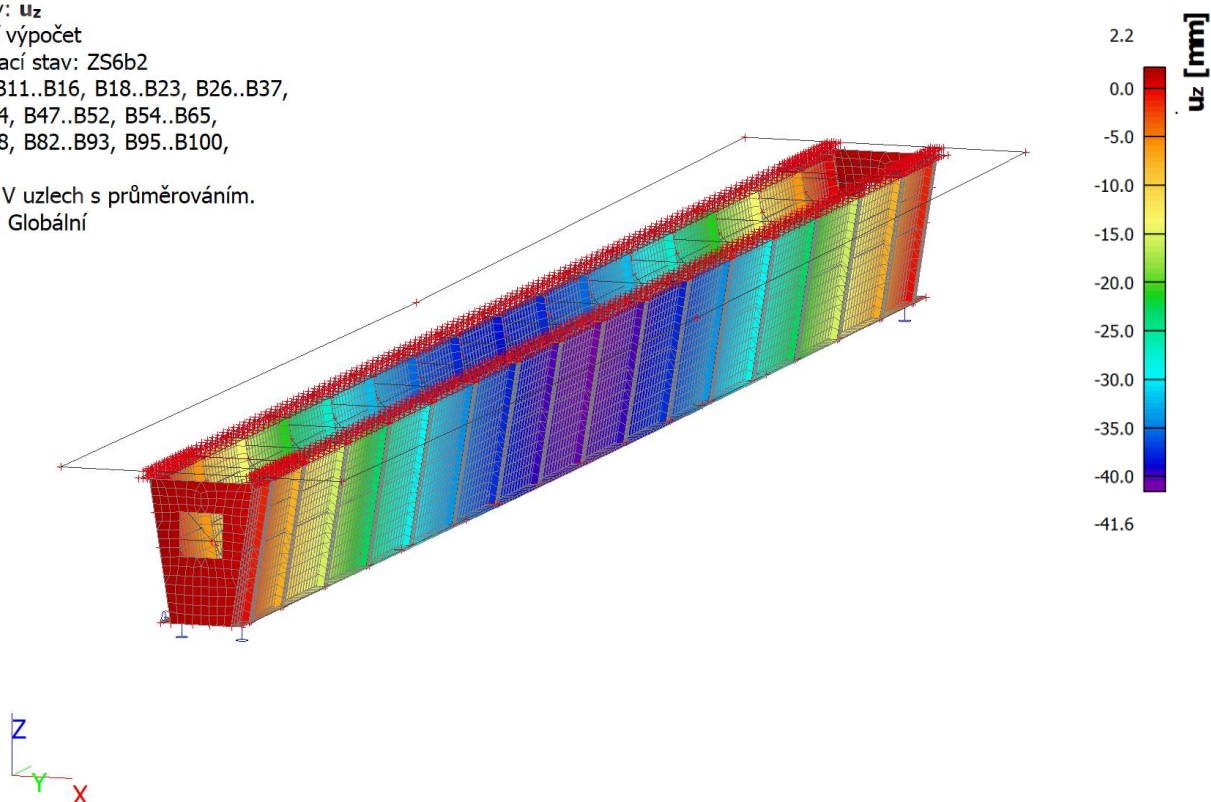
B39..B44, B47..B52, B54..B65,

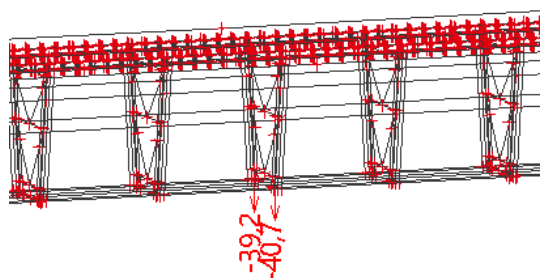
B67..B78, B82..B93, B95..B100,

...

Poloha: V uzlech s průměrováním.

Systém: Globální





Obr. 12 Průhyb od sestavy zatížení SW/2

$$u_z = (39,2 + 40,7) / 2 = 40,0 \text{ mm} < u_{z,\text{lim}} = L / 600 = 46490 / 600 = 77,5 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

10.5.2.2 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{UIC},k} = u_z / \alpha = 40 / 1,21 = 33,0 \text{ mm}$$

$$Z_{\text{UIC},1} = u_{z,\text{lim}} / Z_{\text{UIC},k} = 77,5 / 33,0 = 2,34$$

10.5.3 MSP – Deformace koncového průřezu

Hodnoty: Φ_x

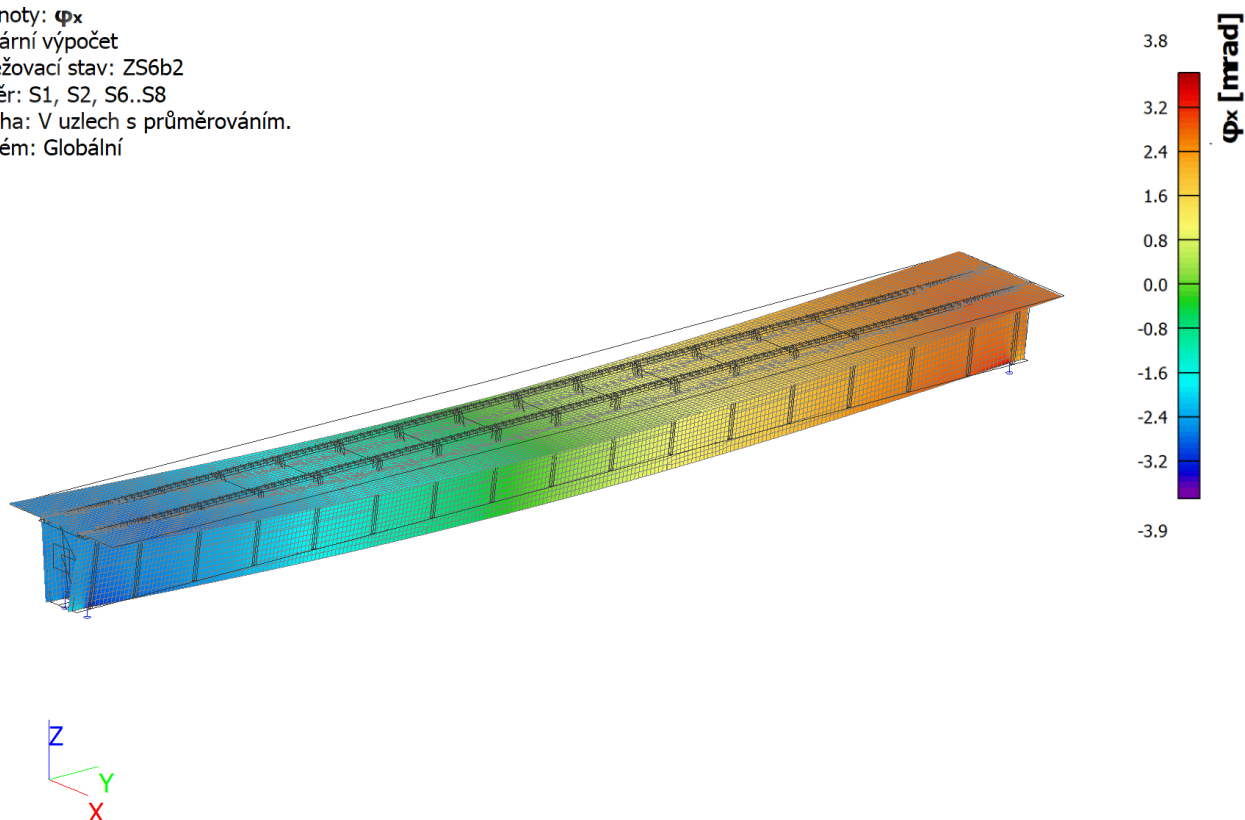
Lineární výpočet

Zatěžovací stav: ZS6b2

Výběr: S1, S2, S6..S8

Poloha: V uzlech s průměrováním.

Systém: Globální



Obr. 13 Pootočení od sestavy zatížení gr12+gr14

$$\Phi = 3,9 \text{ mrad} < 6,5 \text{ mrad} \rightarrow \text{Pootočení koncového průřezu VYHOVUJE}$$

10.5.3.1 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{UIC}} = \Phi_{\text{LIM}} / (\Phi / \alpha) = 6,5 / (3,9 / 1,21) = 2,02$$

10.5.4 MSP – Zkroucení koleje

- Svislé zatížení železniční dopravou včetně odstředivých sil, klasifikačních součinitelů a dynamických součinitelů, hodnoty jsou charakteristické.

Hodnoty: U_z

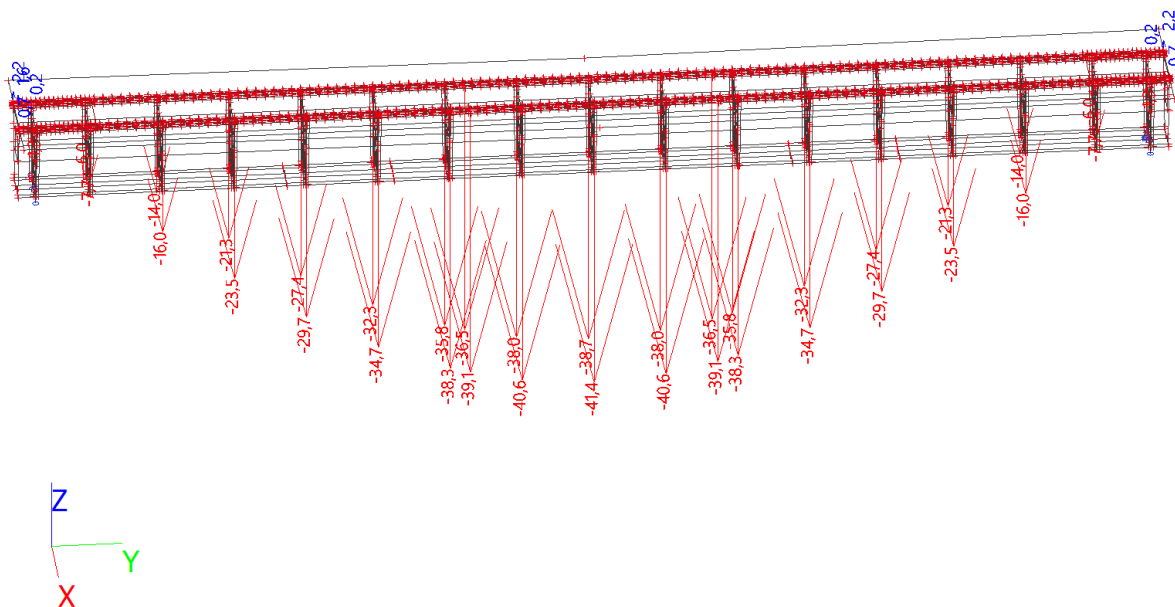
Lineární výpočet

Zatěžovací stav: ZS6b2

Extrém: Uzel

Výběr: N1, N474..N477, N986..N989,
N2847, N2849, N2851, N2853, N2855,
N2857, N2859, N2861, N2863,

...



Nosník číslo 1:

$\delta_1 = 38,7 \text{ mm}$

Nosník číslo 7:

$\delta_2 = 41,4 \text{ mm}$

Rozdíl průhybů posuzovaných nosníků:

$\delta = 2,7 \text{ mm} < \delta_{\text{lim}} = 4,5 \text{ mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

10.5.4.1 Stanovení zatížitelnosti

$$Z_{\text{UIC},1} = \delta_{\text{lim}} / (\delta / \alpha) = 4,5 / (2,7 / 1,21) = 2,02$$

10.6 Posouzení mostu na překlopení

Výpočet tlakové reakce od vlastní tíhy, stálého zatížení a nezatíženého vlaku:

	zatěžovací stav	charakteristická reakce	součinitel zatížení	návrhová reakce
	[-]	[kN]	[-]	[kN]
ocelová konstrukce	ZS01	-200	0,95	-190
betonová deska	ZS02a	-611	0,95	-580
železniční svršek	ZS03 * 0,7	-865	0,7	-605
mostní vybavení	ZS04	-288	0,95	-274
nezatížený vlak	ZS08	-120	1,00	-120
				-1769,38 [kN]

Výpočet tahové reakce od větru:

zatížení větrem		1,67	[kN/m ²]
rozpětí mostu	L	46,49	[m]
výška plochy zatížené větrem		8,06	[m]
rozteč ložisek		1,9	[m]
destabilizační moment	M _{destab}	1259	[kNm]
kladná reakce od větru	R _{k,w}	663	[kN]
součinitel zatížení	γ _v	1,5	[-]
návrhová reakce od větru	R _{d,w}	994	[kN]

Posudek:

Tlaková reakce	-1769,4 [kN]
Tahová reakce	994,2 [kN]
Rozdíl	-775,2 [kN]

'---> v ložisku nenastane tah.

Konstrukce na ztátu stability **vyhovuje**.

Výpočet tlakové reakce od vlastní tíhy, stálého zatížení a vykolejeného vlaku (mimořádná situace II):

	zatěžovací stav [-]	charakteristická reakce [kN]	součinitel zatížení [-]	návrhová reakce [kN]
ocelová konstrukce	ZS01	-200	0,95	-190
betonová deska	ZS02a	-611	0,95	-580
železniční svršek	ZS03	-865	0,7	-605
mostní vybavení	ZS04	-288	0,95	-274
				-1649 [kN]

Výpočet tahové reakce od vykolejeného vlaku:

	zatížení	součinitel [-]**	α [-]	délka [m]*	počet*	výslednice [kN]
liniové zatížení LM71	80	1,4	1,21	6,8		922
osamělé zatížení LM71	250	1,4	1,21		2	847
celkem						1769

* Počet osamělých sil a délka liniového zatížení na polovině rozpětí

**Součinitel 1,4 platný pro mimořádnou situaci.

rozteč ložisek 2,4 m
 rameno destab. momentu 1,64 m
tahová reakce **1205 kN**

Posudek:

Tlaková reakce -1649 [kN]
 Tahová reakce 1205 [kN]
 Rozdíl -444 [kN]

'---> v ložisku nenastane tah.

Konstrukce na ztátu stability **vyhovuje**.

10.7 Posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení

Nosná konstrukce mostu je prostý nosník uložený na masivních ŽB opěrách. Z hlediska vodorovných reakcí z kombinované odezvy konstrukce a koleje není třeba opěru s pevným ložiskem posuzovat.

Nosná konstrukce mostu má dostatečnou rezervu v únosnosti pro dodatečné účinky interakce momentu a normálové síly z kombinované odezvy konstrukce a koleje.

10.8 Posouzení spřažení

Pro posudek spřažení je nejprve spočítáno zatížení, které je potřeba přenést pomocí spřahujících prvků. Následně je proveden návrh a posudek pro tyto spřahující prvky:

- navařovací trny
- perforovanou lištu
- předpjaté šrouby

Rozteč spřahovacích prvků je volena s ohledem na rozteč stávajících otvorů 375 mm, a to platí pro předpjaté spřahovací šrouby i přivařené trny. Do vzdálenosti efektivní šířky $b_{\text{eff}} = 3,26$ m od podpory je tato rozteč snížena na $375 / 2 = 188$ mm kvůli účinkům smrštnutí a nerovnoměrné teploty. Na každé pásnici hlavního nosníku jsou celkem 4 řady trnů, resp. šroubů.

Na každé pásnici hlavního nosníku je přivařena 1x perforovaná lišta s provlečenou příčnou výztuží.

10.8.1 Zatížení při MSÚ

Návrhové zatížení pro plastický výpočet:

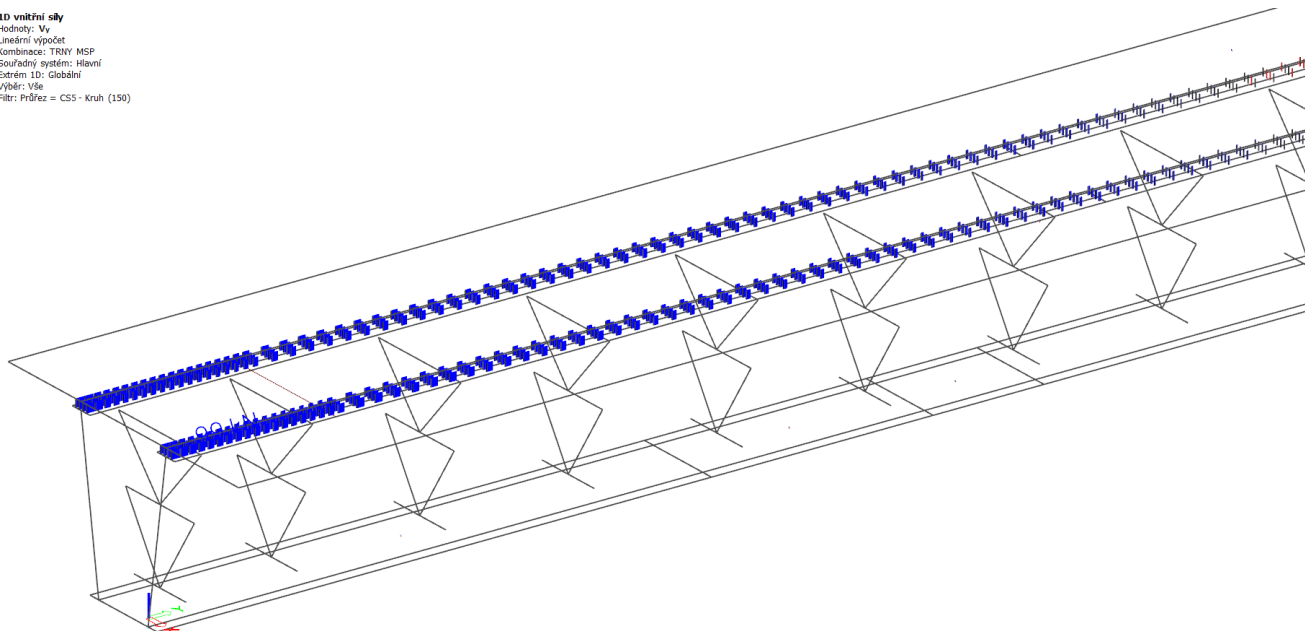
Maximální síla v betonové desce pro plastický posudek

Tloušťka desky	$d_c =$	320 [mm]
Šířka desky	$b_c =$	6520 [mm]
Pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30 [MPa]
	$\lambda =$	0,85 [-]
Součinitel betonu	$\gamma_c =$	1,5 [-]
Maximální síla v bet. desce	$F_c =$	35468,8 [kN]

10.8.2 Zatížení při MSP

10.8.2.1 Přivařené spřahovací trny a předpjaté spřahovací šrouby

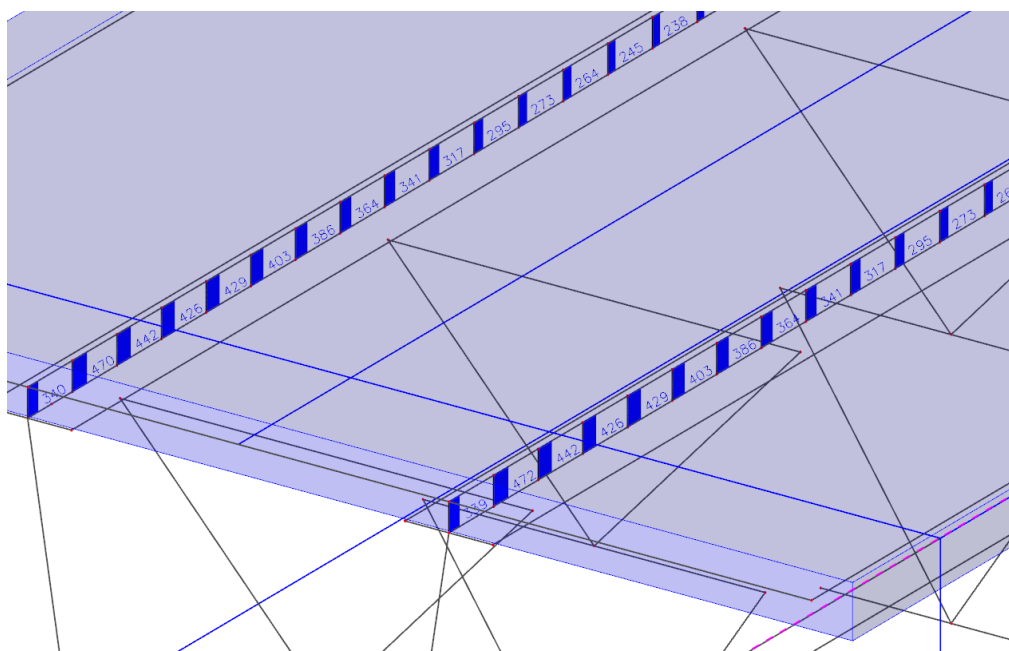
1D vnitřní síly
Hodnoty: Vy
Lineární výpočet
Kombinace: TRMY MSP
Souřadný systém: Hlavní
Extrém: 1D: Globální
Výběr: Vše
Filtr: Průřez = CSS - kruh (150)



návrhová síla na jeden spřahující prvek

$$V_{1,p,d} = 99,0 \quad [\text{kN}]$$

10.8.2.2 Spřahovací lišty



Jednotlivé síly po 375 mm v kritickém místě:

471 kN

442 kN

425 kN

návrhová síla na spřahovací lištu

1189 kN/m

10.8.3 Spřažení pomocí přivařených trnů

Posouzení dle ČSN EN 1994-2

Článek 6.6.3 Trny s hlavou v plné desce a v obetonování

Článek 6.6.3.1 Návrhová únosnost

Vstupní údaje:

pevnost oceli	$f_u =$	360 [MPa]
pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30 [MPa]
modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	32000 [MPa]
výška trnu	$h_{sc} =$	200 [mm]
průměr dřívku trnu	$d =$	22 [mm]
	$h_{sc}/d =$	9,1 [-]
	$\alpha =$	1,00 [-]
Součinitel smykového spojení	$\gamma_v =$	1,25 [-]

Výpočet únosnosti jednoho trnu:

Návrhová únosnost při porušení trnu ve smyku:

$$P_{Rk} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4} \quad P_{Rk} = 109,5 \text{ [kN]}$$

Návrhová únosnost při otlačení betonové desky:

$$P_{Rk} = 0,29 \times d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad P_{Rk} = 137,5 \text{ [kN]}$$

Charakteristická únosnost jednoho trnu:

$$P_{Rk,min} = \min(P_{Rk,A}; P_{Rk,C}) \quad P_{Rk,min} = 109,5 \text{ [kN]}$$

Návrhová únosnost jednoho trnu:

$$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_v \quad P_{Rd} = 87,6 \text{ [kN]}$$

Návrh počtu a posouzení trnů plasticky na MSÚ

počet šroubů v řadě	8 [ks]
rozpětí	46490 [mm]
podélná rozteč trnů	375 [mm]
počet trnů na polovině	496 [ks]
Smyková únosnost	43441,0 [kN]
Využití	81,6% [%]

...Vyhovuje

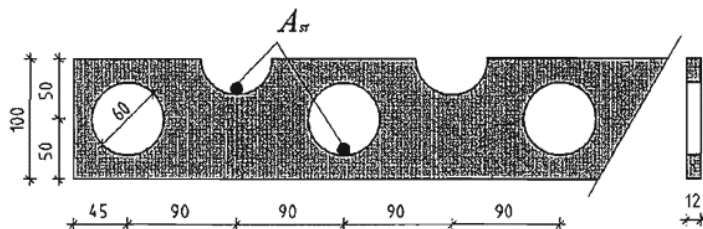
Využití spřahovacích prvků dle teorie pružnosti na MSP:

		Únosnost	Využití
Návrhová únosnost přivařených trnů	[kN]	109,5	90,4%

10.8.4 Spřažení pomocí spřahovacích lišt

NA.2.1 Článek 1.1.3 Rozsah platnosti Části 2 Eurokódu 4, odstavec (3)

Jako spřahovací prvek se u mostů pozemních komunikací může používat i perforovaná lišta výšky 100 mm s otvory 60 mm rozmístěnými podle obrázku N1. Lišta tloušťky 12 mm z oceli S235 musí být ponořena v hutném betonu pevnosti nejméně C20/25 a nejvýše C60/75, s přihlédnutím ke stupni vlivu prostředí podle ČSN EN 206-1. Krytí betonem musí být nejméně 40 mm.



Obrázek N1 – Spřahovací lišta

Charakteristická únosnost lišty vztažená na jednotku délky lišty (N/mm) je dána vztahem:

$$P_{Rk} = 273 + 14,1 f_{ck} + 313 A_{st}$$

kde f_{ck} je pevnost betonu v tlaku měřená na válcích, v MPa,

A_{st} plocha výztuže s mezí kluzu nejméně 490 MPa, provlečené otvory lišty. Do plochy lze započítat i výztuž položenou v polootevřených otvorech podle obrázku N1.

Návrhová únosnost lišty: $P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_V$

kde součinitel $\gamma_V = 1,25$

Posouzení dle ČSN EN 1994-2

NA.2.1 Článek 1.1.3. Rozsah platnosti Části 2 Eurokódu 4, odstavec (3)

Vstupní údaje:

Pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} =$	30 [MPa]
rozteč výztuže		180 mm
průměr výztuže		20 mm
plocha výztuže provlečená oky	$A_{st} =$	1,7 [mm ² /mm]

Výpočet charakteristické únosnosti lišty

$P_{Rk} = 273 + 14,1 f_{ck} + 313 A_{st}$	$P_{Rk} =$	1242,3 [N/mm]
Součinitel smykového spojení	$\gamma_V =$	1,25 [-]
$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_V$	$P_{Rd} =$	993,8 [N/mm]

Návrh počtu a posouzení spřahovacích lišt plasticky na MSÚ

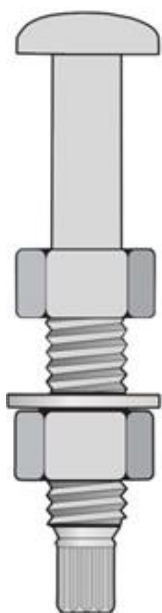
počet lišt	2 [ks]
rozpětí	46490 [mm]
délka lišt na polovině nosníku	46490 [mm]
Smyková únosnost lišt	46203,2 [kN]
Využití	76,8% [%]

...Vyhovuje

Využití spřahovacích prvků dle teorie pružnosti na MSP:

	Únosnost	Využití
Návrhová únosnost spřahovací lišty	[N/mm] 1242,3	95,7%

10.8.5 Spřažení pomocí předpjatých spřahovacích šroubů TCB Shear Stud



Design Resistance

Testing in accordance with BS EN 1994-1-1 Annex B.2 was carried out on M20 TCB Shear Studs at the School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering (MACE), University of Manchester. A test jig was manufactured (with 8 TCB shear studs) in accordance with Annex B of BS EN 1994-1-1:2004. The average compressive strength of concrete cube at time of testing was 35.61 MPa and the value for cylinders was 29.85 MPa thus the expected failure load was calculated to be 702.6kN.

A comparison between the expected failure load and the actual failure load from the testing is shown in table 1.

Table 1 – Comparison between the design resistance load obtained from testing and the value calculated from Eurocode 4

Test No.	Failure Load (kN)	Standard Deviation from mean value	Experimental value for the design resistance: P_{Rd} (kN)	Eurocode 4 value for the design resistance: P_{Rd} (kN)
1	1,569.48	0.76 %	128.85	87.82
2	1,431.67	8.09 %		
3	1,671.97	7.34 %		
Mean	1,557.71			

Návrh počtu a posouzení šroubů plasticky na MSÚ

Únosnost jednoho trnu dle tabulek výrobce:	$P_{Rd} =$	87,82 [kN]
Součinitel smykového spojení	$\gamma_v =$	1,25 [-]
Charakteristická únosnost	$P_{Rk} =$	109,78 [kN]
počet šroubů v řadě		8 [ks]
rozpětí		46490 [mm]
podélná rozteč trnů		375 [mm]
počet trnů na polovině		496 [ks]
Smyková únosnost		43558,7 [kN]
Využití		81,4% [%]
...Vyhovuje		

Využití spřahovacích prvků dle teorie pružnosti na MSP:

		Únosnost	Využití
Návrhová únosnost předpínacích šroubů	[kN]	109,8	90,2%

Pozn.: Pro posudek je použita hodnota únosnosti šroubu M20 z katalogu výrobce, který je v době návrhu k dispozici. Z konstrukčních důvodů (na mostě jsou v horních pásnicích otvory průměru 26 mm) budou použity šrouby M24. Jejich únosnost bude řádově o desítky procent vyšší.

Experimentální hodnota únosnosti je oproti výpočtu dle Eurokódu o 47 % vyšší.

Návrh je proto velice konzervativní.

10.8.6 Shrnutí

V této kapitole byly navrženy a pozouzeny tyto varianty spřažení:

- Navařovací trny průměru 22 mm, výšky 200 mm z oceli S235, 4 ks na pásnici po 375 mm, do vzdálenosti efektivní šířky $b_{eff} = 3,26$ m od podpory je tato rozteč snížena na $375 / 2 = 188$ mm
- Perforovaná lišta 1x na každé pásnici, výšky 100 mm, tloušťky 12 mm, s otvory 60 mm z oceli S235
- Předpjaté šrouby TCB Shear Studs M20, 4 ks na pásnici po 375 mm, do vzdálenosti efektivní šířky $b_{eff} = 3,26$ m od podpory je tato rozteč snížena na $375 / 2 = 188$ mm.

Níže jsou v tabulce shrnuty únosnosti jednotlivých návrhů a jejich využití dle teorie pružnosti při MSP a dle teorie plasticity při MSÚ:

Využití spřahovacích prvků dle teorie pružnosti na MSP:

		Únosnost	Využití
Návrhová únosnost přivařených trnů	[kN]	109,5	90,4%
Návrhová únosnost spřahovací lišty	[N/mm]	1242,3	95,7%
Návrhová únosnost předpínacích šroubů	[kN]	109,8	90,2%

Využití spřahovacích prvků dle teorie plasticity na MSÚ:

		Únosnost	Využití
Návrhová únosnost přivařených trnů	[kN]	43441,0	81,6%
Návrhová únosnost spřahovací lišty	[N/mm]	46203,2	76,8%
Návrhová únosnost předpínacích šroubů	[kN]	43558,7	81,4%

Spřažení je možné provést pomocí spřahovacích trnů, spřahovací lišty i pomocí předpínacích šroubů.

Nevýhodou spřahovacích trnů je potřeba přítomnost výkonného dieselaagregátu (100-200 kW) přímo na stavbě.

Oproti spřahovací liště, kde je nutnost provlékat příčnou výztuž otvory spřažení, lze u spřažení trny nebo šrouby příčnou výztuž pokládat zvrchu.

Oproti spřažení pomocí předpínacích trnů, které se jeví jako pracnější, vykazují navařovací spřahovací trny vyšší hodnoty prokluzu u protlačovacích zkoušek. Tato vlastnost je důležitá pro možnost plastického přerozdělení smykové síly mezi jednotlivými prvky spřažení.

Nevýhodou TCB shear stud je dlouhá dodací lhůta (zhruba půl roku), minimální množství objednaného zboží je 2000 ks. Výhodou oproti spřahovací liště a navařovacím trnům je, že není třeba řešit PKO otvorů po původních předepnutých spřahovacích šroubech a rychlost montáže šroubů.

11 Zatížitelnost

prvek	stav	kombinace / ZS	n	namáhání / pos.	jedn.	U_{lim}	U_{rsgr}	$U_{gr} * \alpha$	α	U_{gr}	Z
Komora	MSÚ	6.10a	1a	ohyb	[kNm]	154626	80370	41403	1,21	34218	2,17
			2a	smyk	[kN]	-17783	-9331	-3747	1,21	-3097	2,73
		6.10b	1b	ohyb	[kNm]	154626	68691	51754	1,21	42772	2,01
			2b	smyk	[kN]	-17783	-7932	-4684	1,21	-3871	2,54
	MSP	char. komb.	3	omezení napětí	[MPa]	301	132	78	1,21	65	2,62
		LM71 - gr12 + gr14	4	svislý průhyb	[mm]	77,5	-	40,0	1,21	33,1	2,34
		LM71 - gr12 + gr14	5	pootoč. u podpor	[mrad]	6,5	-	3,9	1,21	3,2	2,02
		LM71 - gr12 + gr14	6	zkroucení koleje	[mm]	4,5	-	2,7	1,21	2,2	2,02
Spřažení - trny	MSP	char. k. bez vl. tíhy NK	7a	podélný smyk	[kN]	109	39	36	1,21	30	2,37
Spřažení - lišta		char. k. bez vl. tíhy NK	7b	podélný smyk	[kN/m]	1242	956	251	1,21	207	1,38
Spřažení - HRC šrouby		char. k. bez vl. tíhy NK	7c	podélný smyk	[kN]	110	39	36	1,21	30	2,38

Vzhledem k zařazení trati dle správy železnic do 1. třídy je klasifikační součinitel zatížení LM71 $\alpha = 1,21 [-]$. Tento násobek zatížení splňují všechny posuzované veličiny.

O zatížitelnosti rozhoduje namáhání ohybem v mezním stavu únosnosti s výjimkou použití spřahovací lišty pro spřažení. Jelikož je nevýhodné navrhovat spřažení jako prvek, který rozhoduje o zatížitelnosti, je možné použít spřahovací lištu v tzv. paralelním uspořádání (dvě lišty na jedné pásnici). V tomto případě se zvýší únosnost lišty dle údajů z experimentů na 1,5 násobek. Výsledná zatížitelnost spřahovací lišty by potom byla $1,38 \times 1,5 = 2,07$. Při této hodnotě by již rozhodovalo namáhání ohybem s hodnotou 2,01.

Poř. č.	Prvek (vč. umístění)	DETAIL	NAMÁHÁNÍ	k_i	typ	L_p	δ	L_D	viz. tabulka	Pozn.	Z_{UIC}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	K1	Komora	Ohyb	-	M	-	1,10	46,5	1b		2,01
2	K1	Komora	Smyk	-	Q	-	1,10	46,5	2b		2,54

Poř. č.	Prvek (vč. umístění)	DETAIL	NAMÁHÁNÍ	k_i	typ	L_p	δ	L_D	viz. tabulka	Pozn.	Z_{UIC}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	K1	Komora	omezení napětí	-	M	-	1,10	46,5	3		2,62
4	K1	Komora	svislý průhyb	-	M	-	1,10	46,5	4		2,34
5	K1	Komora	pootoč. u podpor	-	M	-	1,10	46,5	5		2,02
6	K1	Komora	Zkroucení koleje	-	M	-	1,10	46,5	6		2,02
7	S1a	Spřažení - trny	Podélný smyk	-	Q	-	1,10	46,5	7a		2,37
8	S1b	Spřažení - lišta	Podélný smyk	-	Q	-	1,10	46,5	7b		1,38
9	S1c	Spřažení - HRC šrouby	Podélný smyk	-	Q	-	1,10	46,5	7c		2,38

12 Shrnutí možností rekonstrukce

Na základě statického výpočtu lze konstatovat, že most konstrukčního typu spřažené ocelové komory s prefabrikovanými segmenty tvořícími mostovku, lze rekonstruovat více způsoby. Na základě žádosti zadavatele bylo prověřeno více možností spřažení tak, aby poznatky bylo možno využít i pro jiné konstrukce.

Pro zhodnocení možných aplikací spřažení byl provedena rešerše současných spřažených mostů, provozovaných SŽ, a to z různých správ.

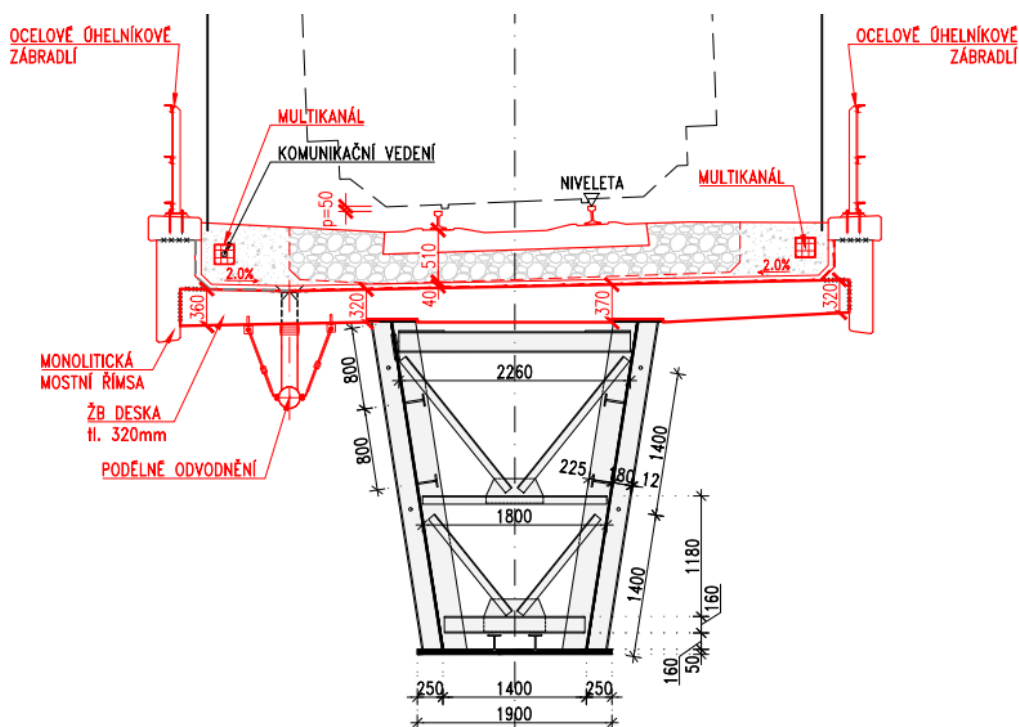
Naprostá většina takto dodaných konstrukcí je buď moderního typu se spřahovacími trny, kde lze při rekonstrukci předpokládat zachování desky a existujícího spřažení.

Jedinou zjištěnou konstrukcí, kde lze uplatnit poznatky zde získané, jsou mosty v Praze na Balabence, v Ulici na Žertvách. Zde je konstrukční typ velmi podobný, liší se jen rozsahem svařování a nýtování.



Obr. 14 Most v km 4,928 na trati Praha hl.n. - Turnov - Na Žertvách

Jako nejvhodnější varianta rekonstrukce se jeví spřažení ocelové komory, na které se provede nový protikoroziční nátěr, s novou monolitickou deskou. V tomto konkrétním případě povede rekonstrukce k dosažení zatížitelnosti mostu až $Z_{UIC} = 2$. Z hlediska životnosti lze rekonstrukcí docílit mostní konstrukce s návrhovou životností 100 let.



Obr. 15 Příčný řez mostem po rekonstrukci

Spřažení stávající ocelové komory s monolitickou deskou lze provést pomocí těchto typů spřažení:

1) Navařovací spřahovací trny

Výhody

- jedná se o konvenční způsob spřažení
- nejduktilnější způsob spřažení

Nevýhody

- přítomnost výkonného dieselagregátu (100-200 kW) na stavbě s ohledem na potřebu svařování elektrickým obloukem
- stávající otvory v pásnici je potřeba zaslepit, nebo v nich provést PKO, což je poměrně pracné



Obr. 16 Spřahovací trny

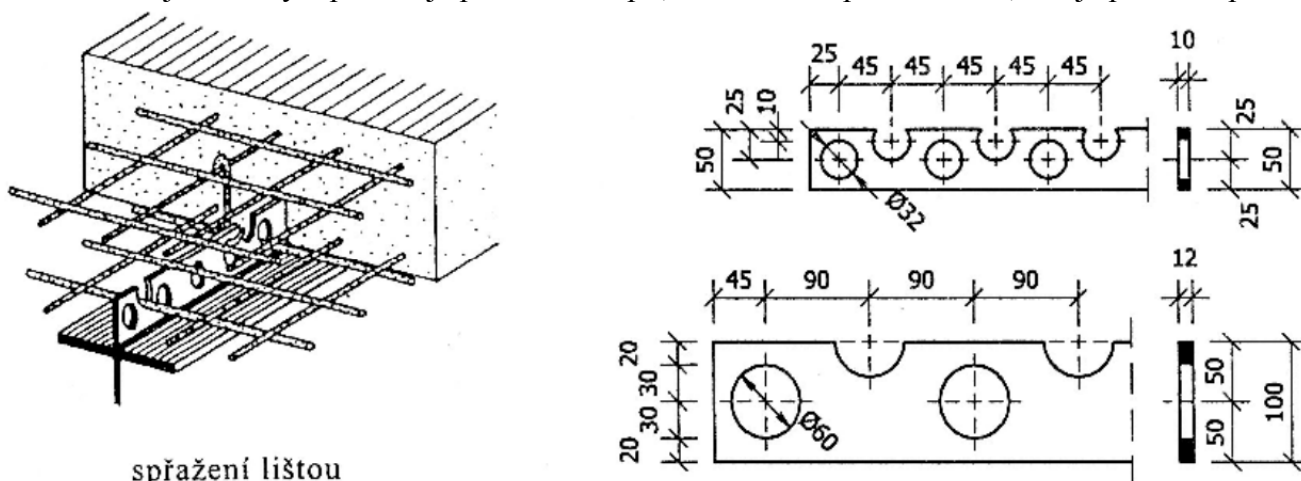
2) Spřahovací lišta

Výhody

- lze provést s běžným zdrojem elektrické energie pro konvenční svařování,

Nevýhody

- nutnost provlékat příčnou výztuž otvory spřažení (u klasické lišty),
- nízká únosnost, nutnost paralelního uspořádání (2 lišty na jedné pásnici),
- případně lze použít i jiné typy spřahovací lišty
- stávající otvory v pásnici je potřeba zaslepit, nebo v nich provést PKO, což je poměrně pracné,



spřažení lištou

Obr. 17 Řešený tvar klasické spřahovací lišty



Obr. 18 Alternativní možnost tvaru spřahovací lišty

3) Předpjaté spřahovací šrouby TCB Shear Stud

Výhody

- lze provést s běžným zdrojem elektrické energie nebo i za pomoci akumulátorů,
- není třeba řešit stávající otvory v pásnici, jsou zaslepeny přímo šroubem,
- velmi vysoká rychlost montáže,

Nevýhody

- dlouhá dodací lhůta (zhruba půl roku)

- minimální množství objednaného zboží je 2000 ks.



Obr. 19 Aplikace spřahovacích šroubů TCB

13 Závěr statického výpočtu

Statickým výpočtem byla prověřena možnost použití stávající ocelové komory pro nový most po rekonstrukci s novou spřaženou monolitickou deskou.

Ocelová komora **VYHOVUJE** při použití spolu s novou spřaženou monolitickou deskou z betonu třídy C30/37 minimální tloušťky 320 mm a šířky 6500 mm

Pro návrhové zatížení:

Návrhové zatížení je zde pro 1. třídu podle kategorizace trati dle ZTP. Model zatížení LM71 (ČSN EN 1991-2), charakteristická hodnota svislé síly – nápravové zatížení $Q_{vk} = 250$ kN, klasifikační součinitel zatížení: $\alpha = 1,21$ (trať 1. třídy). Model zatížení SW/2 (ČSN EN 1991-2), charakteristická hodnota svislého zatížení $q_{vk} = 150$ kN/m. Model zatížení od prázdného vlaku tzv. "Nezatížený vlak", charakteristická hodnota svislého zatížení $q_{nv,k} = 10$ kN/m.

Tento statický výpočet v žádném případě nenahrazuje podrobnější statický výpočet, který bude proveden v rámci následné PD.

V Praze dne 15.11.2020



.....
Ing. Ludvík Kolpaský

Kontroloval:

V Praze dne 15.11.2020



.....
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.