




Jiná ověření:		Paré:	
		Razítko oprávněné osoby:	
		Podpís: Datum:	
Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
000	12.12.2022	Definitivní odevzdání dokumentace	Ing. Filip Kutina

Stavebník/Investor:	Správa železnic, státní organizace	 SPRÁVA ŽELEZNIC
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa západ	
Adresa:	Ke Štvanici 656/3, 186 00 Praha 8	

Zhotovitel díla:	SUDOP PRAHA a.s.	
Adresa:	Olšanská 1a, 130 00 Praha 3	
Kontakt:	T: +420 605 229 020 E: praha@sudop.cz	
Zhotovitel částí/objektu:	SUDOP PRAHA a.s.	
Adresa:	Olšanská 1a, 130 00 Praha 3	
Kontakt:	T: +420 605 229 020 E: praha@sudop.cz	
Hlavní projektant (HIP):	Ing. Martin Vlasák	Specialista: Ing. Martin Vlasák

Název stavby/akce:	Rekonstrukce mostu v km 1.279 trati Tábor - Bechyně		Označení investora: S631900270
			Zakázka: 21-143.209
Název části:	Mosty, propustky, zdi		Označení části: D.2.1.4.
Název objektu/dílčí části:	Železniční most přes Lužnici ev. km 1,279		Označení objektu/komplexu: SO 01-20-01
Název přílohy:	Statický výpočet - bezstyková kolej		Číslo přílohy (typ/pořadí): 3. 003
Název dílčí části přílohy:			
Odpovědný projektant: Ing. Martin Vlasák	Zpracovatel přílohy: Ing. Martin Vlasák	Měřítko: - Formáty: 36 x A4	Stupeň dokumentace: DUSP
Kraj: Jihočeský	Katastrální území: Čelkovice, Tábor	TUDU: 1821 02	Smluvní datum zpracování: 12/2022

Označení investora:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:
S 6 3 1 9 0 0 2 7 0	-	D U S P	-	S O 0 1 2 0 0 1	-	X X

DOKUMENT LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. ŽÁDNÁ JEHO ČÁST NEMŮŽE BÝT DLE ZÁKONA č.121/2000 Sb. KOPÍROVÁNA NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁNA
BEZ SOUHLASU SUDOP PRAHA a.s.

„Rekonstrukce mostu v km 1,279 trati Tábor - Bechyně"

Železniční most přes Lužnici ev. km 1,279

Statický výpočet posouzení bezстыkové koleje na mostě

OBSAH

1.	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	3
1.1	ÚDAJE O MOSTNÍM OBJEKTU.....	3
1.2	POPIS NOSNÝCH OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ V POLI 2 A 3.....	3
1.3	POPIS SPODNÍ STAVBY A KLENBOVÝCH OTVORŮ V POLI 1, 4 A 5	3
1.4	ZALOŽENÍ OBJEKTU.....	4
1.4.1	Geologické a geotechnické podmínky.....	4
1.4.2	Základové poměry a agresivita prostředí	4
1.4.3	Návrh sanačních opatření	4
1.5	POUŽITÉ SOFTWARE PRODUKTY	5
1.6	PŘEHLED LITERATURY, NOREM A PŘEDPISŮ.....	5
2.	POSOUZENÍ INTERAKCE KOLEJE A MOSTU.....	6
2.1	BEZSTYKOVÁ KOLEJ NA MOSTĚ.....	6
2.2	VŠEOBECNĚ - POSOUZENÍ BK NA MOSTĚ.....	6
2.3	METODIKA STATICKÉHO VÝPOČTU.....	7
2.3.1	Všeobecně	7
2.3.2	Zatížení	8
2.3.3	Kombinace zatěžovacích stavů.....	10
2.4	VÝPOČETNÍ MODEL	11
2.4.1	Průřezové charakteristiky - Kolejnice	11
2.4.2	Výpočet model mostní konstrukce	12
2.5	ZATĚŽOVACÍ STAVY	14
2.5.1	Tuhostní vazby výpočetního modelu.....	16
2.5.2	Tuhost kolejového svršku.....	17
2.6	NAPĚTÍ OD ÚČINKŮ PROMĚNNÝCH ZATÍŽENÍ	21
2.7	POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ KOLEJNICE 60E2	25
2.8	POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ KOLEJNICE 49E1	29
2.9	POSOUZENÍ PODÉLNÉ DEFORMACE NOSNÉ KONSTRUKCE	31
2.10	STANOVENÍ SOUČINITELŮ PŘENOSU VODOROVNÉ REAKCE.....	33
2.10.1	Součinitel přenosu vodorovné reakce od změny teploty NK	33
2.10.2	Součinitel přenosu vodorovné reakce od brzdných a rozjezdových sil	34
3.	ZÁVĚR.....	35

AKCE : "Rekonstrukce mostu v km 1,279 trati Tábor - Bechyně"	
ČÁST : SO 01-20-01 - Statický výpočet – interakce koleje a mostu	STUPEŇ : DUSP

Objednatel : Správa železnic, státní organizace	2.
Zhotovitel : SUDOP PRAHA a.s.	

1. Technická zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Údaje o mostním objektu

Název stavby:	„Rekonstrukce mostu v km 1.279 trati Tábor - Bechyně“
Stavební objekt:	SO 01-20-01 Železniční most přes Lužnice ev. km 1,279
Staničení mostu:	1,279 (evidenční km)
Počet mostních otvorů	5
Počet kolejí	1
Zatížení mostu:	je trať zařazena dle změny ČSN EN 1991-2 do 4. třídy trati z hlediska zatížení mostů tzn. s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,0$

1.2 Popis nosných ocelových konstrukcí v poli 2 a 3

Nová nosná konstrukce v poli 2 a 3 je navržena jako celoodcelová svařovaná trémová příhradová konstrukce se zakřiveným dolním pásem s horní ortotropní mostovkou a s průběžným kolejovým ložem. Nosná konstrukce je navržena jako řetězec prostých polí o rozpětí 37,50 m a 61,50 m. Soustava příhradového nosníku je navržena shodně se stávající tzn. pravoúhlá se vzestupnými diagonálami.

V poli 2 je 10 příhrad se vzdáleností 4,05 m až 4,20 m a v poli 3 je 12 příhrad se vzdáleností 4,0 m až 6,2 m. Dolní pás je plynule zakřiven kružnicovým obloukem. Horní je v přímé.

Výška hlavního nosníku je v poli 2 5,98 m tzn. $1/6.3 L$ a v poli 3 8,750 m tzn. $1/7 L$, což je v obvyklém intervalu pro křivopásové příhradové nosníky ($1/5,5$ až $1/8 L$).

Osová vzdálenost hlavních nosníků je 3,0 m shodně v obou polích.

Dolní a horní pás hlavních nosníků je navržen jako uzavřený obdélníkového tvaru. Diagonály a vnitřní svislíce jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H. Koncové svislíce jsou navrženy z uzavřeného obdélníkového průřezu v návaznosti na horní s dolní pás.

1.3 Popis spodní stavby a klenbových otvorů v poli 1, 4 a 5

Zdivo spodní stavby je řádkové z žulových kvádrů pojené vápennou maltou v tenkých spárách. Zdivem jednotlivých klenb prosakuje voda a pojivo. Na povrchu zdiva jsou patrné krusty a krápníky. Spárování místy popraskané, vzhled zdiva je znehodnocen graffiti. Stávající kamenné zdivo nebylo doposud sanováno. Z tohoto důvodu je navržena celková komplexní sanace kamenného zdiva. Kamenné části spodní stavby pilířů P1 – P3 budou zesíleny pomocí mikropilot. Podrobný popis sanačních úprav je popsán v kapitole Založení objektu.

Klenbové konstrukce v poli 4 a 5 jsou tvořeny kamennými polokruhovými klenbami z dvouvrstvého zdiva jmenovité tloušťky 0,9 m. Jednotlivé kvádry kamenného zdiva jsou vzájemně provázány.

Pro posouzení interakce koleje a mostu je uvažován stavební stav klenbových otvorů spodní stavby a jejího založení po provedení sanačních opatření

Stávající kamenná spodní stavba bude v horních částech ubourána a budou zřízeny nové úložné prahy s podložiskovými bloky pro uložení nových ocelových konstrukcí NK.

Nové úložné prahy budou odvodněny do lince ve sklonu 3%. Proti stékání vody po spodní stavbě je tvar úložných prahů navržen s přesahem a s okapničkou.

Na pilířích P1 a P3 bude součástí úložného prahu i závěrná zídka, která bude v definitivním stavu obložena kamenem. Na závěrné zídce pilířů P1 a P3 navazuje nová železobetonová roznášecí deska nad krajními klenbami, na obou koncích mostu jsou pak navrženy přechodové zídky.

1.4 Založení objektu

1.4.1 Geologické a geotechnické podmínky

Geologické poměry území - pilíř P02:

- HPV zastižena v hloubce 3,20 m

Kvartér (0 – 5,40 m):

Geotechnický typ I : Navážky: Hlinité úlomky betonu, cihel, kameny

Geotechnický typ II : Deluvia: hlína štěrkovitá s příměsí písku

Geotechnický typ III : Deluvio-fluviální sediment: štěrk hlinitý

Proteozoikum – paleozoikum (od 5,40 m):

Geotechnický typ V : Navětralá pararula (R5/R4)

Geologické poměry území - pilíř P03:

- HPV zastižena v hloubce 1,60 m

Kvartér (0 – 4,60 m):

Geotechnický typ IV : Humozní vrstva s organickou složkou

Geotechnický typ II : Deluvia: hlína štěrkovitá s příměsí písku

Geotechnický typ III : Deluviální sediment: štěrkové zeminy, štěrky hlinito-písčité

Proteozoikum – paleozoikum (od 4,60 m):

Geotechnický typ V : Navětralá pararula (R5/R4)

Spodní stavba je založena na založena v horninovém masivu. Z archivní dokumentace jsou patrné betonové plomby v místech rozpukaného horninového masivu. Lze předpokládat založení spodní stavby v třídě horniny R4, které je tvořeno horninami proterozoika – paleozoika metamorfitů-pararuly.

1.4.2 Základové poměry a agresivita prostředí

Základové poměry : **složitě**

Agresivita kapalného prostředí: **zvýšená agresivita na ocel** (podle ČSN 038375)

slabě agresivní chemické prostředí (XA1)

1.4.3 Návrh sanačních opatření

Na základě statického posouzení byla navržena sanační opatření. Při posouzení bylo zjištěno, že stávající spodní resp. její založení nevyhoví zvýšení zatížení z důvodu výměny NK za konstrukci s průběžným štěrkovým ložem. Dalšími významnými faktory jsou zatížení od působení vodorovných sil bezстыkové koleje. Navrhovaná opatření zajistí bezpečný přenos zatížení z nosné konstrukce do podloží.

Dřívky pilířů P1, P2 a P3 budou zesíleny pomocí mikropilot s injektovaným kořen v oblasti základů a podzákladí. Mikropiloty budou provazovat celý dřík od úložného prahu až do podzákladí.

Vzhledem k výsledkům průzkumných prací na zdivu spodní stavby, kde byla prokázána mezerovitost zdiva spodní stavby ve všech případech >10% je navržena injektáž zdiva a mikroinjektáž spár.

1.5 Použité softwarové produkty

Základní údaje o použitých softwarových produktech (název, verze, firma, vlastník):

- MIDAS Civil 2018, v2.1, MIDAS Information Technology Co., Ltd., SUDOP PRAHA a.s.
- MS Office – Excel, Word, Microsoft, SUDOP PRAHA a.s.
- GEO5 – Patky, verze 19.45, Fine spol. s r.o., SUDOP PRAHA a.s.

1.6 Přehled literatury, norem a předpisů

ČSN EN 1990 ed.2	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
ČSN EN 1991-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
ČSN EN 1993-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,
ČSN EN 15528	Železniční aplikace – Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly,
SŽDC S3 díl IV	Železniční svršek, Kolejnice,
SŽDC S3 díl VII	Železniční svršek, Sestavy železničního svršku a jejich použití,
SŽDC S3 díl XI	Železniční svršek, Uspořádání stykované a bezstykové koleje,
SŽDC S3 díl XII	Železniční svršek, Železniční svršek na mostních objektech,
SŽDC S3/2	Bezstyková kolej
SŽDC MVL 150	Kombinovaná odezva mostu a koleje, 2017

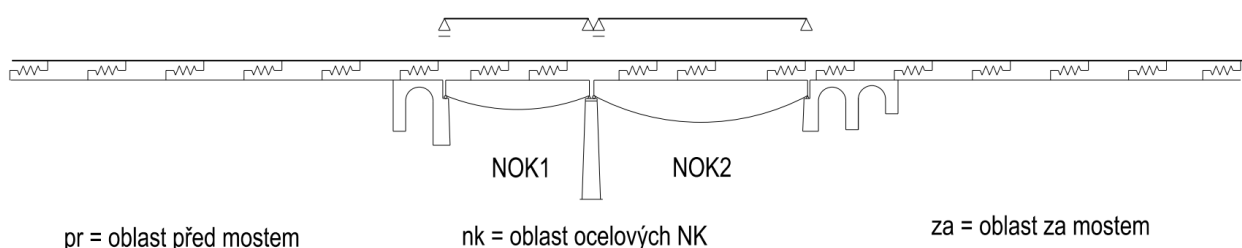
Stančík, Ryjáček – Effects of biaxial and thermal loads on rail-slab track interaction behavior, 2017

2. POSOUZENÍ INTERAKCE KOLEJE A MOSTU

2.1 BEZSTYKOVÁ KOLEJ NA MOSTĚ

2.2 Všeobecně - posouzení BK na mostě

Návrh statického systému mostní konstrukce je proveden tak, aby nebylo nutné vkládat kolejnicové dilatační zařízení a BK byla přes mostní objekt převedena spojitě. Dle požadavků ČSN EN 1991-2 je nutné mostní konstrukci resp. i kolejnici posoudit z hlediska účinků kombinované odezvy mostní konstrukce a bezстыkové koleje. Dispoziční uspořádání mostu o 5 mostních otvorech s rozpětím polí NK v hlavních otvorech v poli 2 37,5 m a v poli 3 61,5 m.



Statické schéma mostní konstrukce

Uložení NK je navrženo na kalotových ložiscích s životností 100 let. Mostní závěry jsou vodotěsné jednodílné s úpravou pro železnici.

V návaznosti na požadavky ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4 je nutné mostní konstrukci resp. kolejnici posoudit na tzv. **kombinovanou odezvu konstrukce a koleje na proměnná zatížení**. Jedná se o posouzení celkového napětí v kolejnici a stanovení tzv. součinitelů přenosu vodorovné reakce ξ pro jednotlivé silové účinky proměnných zatížení tak, aby byla odpovídajícím způsobem zohledněna vazba mezi kolejovým svrškem a mostem při návrhu mostní konstrukce (nosná konstrukce a spodní stavba).

Uvažovaná proměnná zatížení:

- teplotní změny mostní konstrukce
- účinky brzdných a rozjezdových sil
- účinky od deformace mostní konstrukce od provozních zatížení

Pro posouzení kombinované odezvy byla použita metodika dle MVL 150.

Dle předpisu S3 díl XII lze použít kolejnici 60E2 v dané dispozici (ocelová konstrukce, betonové pražce) pro $L_T = 74$ m (případ 3, řetězec prostých polí). Dle ČSN EN 1991-2 je dilatující délka omezoována pro ocelové konstrukce 60 m.

Metodika je vytvořena pro tyto základní principy:

- posouzení celkového napětí v kolejnici od všech účinků,
- posouzení dle metodiky souboru norem ČSN EN s úpravou pro podmínky provozu BK na území ČR dle předpisu SŽDC S3 a SŽDC S3/2,
- součinitele zatížení a kombinace jsou uvažovány dle ČSN EN,
- svislé zatížení dopravou je pro regionální trať při posouzení napjatosti uvažováno s klasifikačním součinitelem zatížením $\alpha = 0,9$

Metodika je vytvořena pro tyto okrajové podmínky:

- veškeré hodnoty (tuhosti, odpory, zatížení apod.) jsou vztaženy pro 1 kolej,
- minimální délka BK před a za mostem je 150 m,
- osová vzdálenost pražců je $a \leq 600$ mm,
- kolej v přímé nebo v oblouku do $R > 1000$ m,
- kolej v uzavřeném a průběžném kolejovém loži dle předpisu SŽDC S3,
- kolejnice 60E2 s mezní hodnotou srovnaného ojetí **20 mm**,
- smluvní mez kluzu kolejnice $f_{y,k} = 0,6$. $f_u = 0,6 \cdot 880 = \mathbf{528 \text{ MPa}}$, kde $f_u = 880$ MPa,
- vlastní pnutí od výroby kolejnic nepřesahují $\sigma_E \leq \mathbf{100 \text{ MPa}}$ dle předpisu SŽDC S3,
- působení průřezu kolejnice v mezním stavu únosnosti je pružné,

2.3 Metodika statického výpočtu

2.3.1 Všeobecně

Kolejnice je posouzena v místech přechodů z mostu na opěru (místa nad mostním závěrem), kde se koncentruje v kolejnici napětí od kombinované odezvy mostu a koleje. Přechody mezi konstrukcemi a úseky na mostě nejsou z hlediska posouzení kolejnice rozhodující. Extrém napětí v kolejnici je vyhodnocen mezi pražci (My+) nad mostními závěry mezi nosnou konstrukcí a opěrou OP1/OP2.

S ohledem na charakter a způsob působení zatížení na kolejnici jsou jednotlivé vnitřní síly vypočteny superpozicí nelineárních zatěžovacích stavů (viz také ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.4 (5) a (6)).

Přehled ZS (kombinací NL) pro stanovení napětí v kolejnici

Komb. NL	Dílčí složka napětí	Hodnoty				
		složka	γ_F	Φ_2	$\psi_{0.1}$	Poznámka
-	vlastní pnutí od výroby :	σ_E	1,00	-	1,0	pevná hodnota 100,0 MPa dle S3
1.	napětí od teplotní změny koleje v trati :	σ_T	1,00	-	1,0	závislá na ΔT kolejnice dle S3
2.	napětí od teplotní změny mostu :	σ_K	1,00	-	1,0	závislá na L_T
3.	napětí od brzdných a rozjezdových sil :	σ_B	1,45	1,00	1,0 (Sestava zatížení - grXX)	závislá na L_{NK} a K_x
4.1	napětí od účinků 0,9*LM71 lokální na mostě :	$\sigma_{M,lok}$	1,45	1,67 1,25		lokální ohyb kolejnice
4.2	napětí od účinků 0,9*LM71 glokální na mostě :	$\sigma_{M,glob}$	1,45	1,00		vliv pootočení konce NK
Celkem :		$\Sigma\sigma$			$< f_{y,d}$	$f_{y,d} = 528 \text{ MPa}$

Jednotlivá zatížení vyvolávají v kolejnici dílčí složky napětí, které jsou vzájemně kombinovány.

2.3.2 Zatížení

2.3.2.1 Součinitele spolehlivosti zatížení a kombinace

Pro posouzení napětí v kolejnici jsou použity součinitele spolehlivosti a kombinace dle ČSN EN:

Pro stanovení celkového napětí v kolejnici:

součinitel spolehlivosti materiálu: $\gamma_{M0} = 1,0$

dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1

součinitel spolehlivosti zatížení : $\gamma_F = 1,45$

dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)

souč. spolehlivosti zatížení teplotu: $\gamma_T = 1,0$

dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.3 (2)

součinitel kombinace $\psi_{0,i} = 1,0$

dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.4 (4)P

2.3.2.2 Zatížení teplotou

Pro posouzení napětí v kolejnici od délkových změn mostní konstrukce je použito teplotní zatížení dle ČSN EN 1991-1-5. Zjednodušeně je uvažován jednotný teplotní rozsah pro ocelové konstrukce:

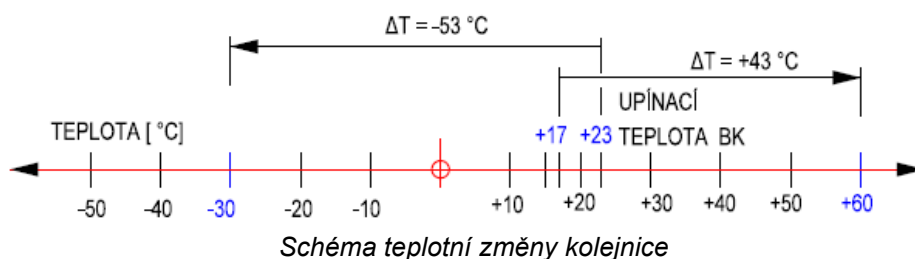
$$T_{\min} = -45\text{ °C}, T_{\max} = +45\text{ °C}$$

Z hlediska účinků na bezстыkovou kolej je však rozhodující teplotní změna nosné konstrukce mostu od okamžiku instalace BK na mostě²⁾. Dle předpisu SŽ S3/2 čl. 110 je dovolená upínací teplota **+17 °C až +23 °C**.

Pro stanovení teplotní změny mostní konstrukce od okamžiku zřízení BK na mostě jsou definovány tyto montážní teploty NK s nejistotou $\Delta T_{0,K} = 5\text{ °C}$:

$$T_{0,K,\min} = +10\text{ °C}, T_{0,K,\max} = +15\text{ °C}$$

Pro posouzení napětí v kolejnici od teplotního zatížení je uvažována teplotní změna $\Delta T = -53\text{ °C}$ resp. $\Delta T = +43\text{ °C}$, což odpovídá rozsahu teplot kolejnice od **-30 °C do +60 °C**. viz obr.



Hodnota napětí v kolejnici pro **-30 °C** :

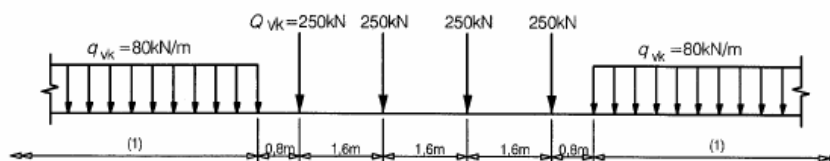
$$\sigma_T = \alpha_T \cdot E \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 53 = +133,6\text{ MPa (tah)}$$

Hodnota napětí v kolejnici pro **+60 °C** :

$$\sigma_T = \alpha_T \cdot E \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 43 = -108,4\text{ MPa (tlak)}$$

2.3.2.3 Zatížení kolejovou dopravou - svislá zatížení

Pro daný projekt na **regionální trati** byl stanoven pro posouzení napětí v kolejnici **Model zatížení 71** dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.3.2 obr.6.1 s klasifikačním součinitelem kolejové dopravy o hodnotě $\alpha=0,9$.



Model zatížení 71

Model zatížení 71 je použit pro stanovení globálních účinků od deformace mostní konstrukce a pro lokální namáhání kolejnice. Modely zatížení SW0/SW2 pro celkovém posouzení napjatosti nejsou nerozhodují z důvodu spojitého účinku.

Pro výpočet napětí v kolejnici bude rozhodující tzv. **Sestava zatížení** dle normy ČSN EN 1991-2 čl. 6.8.2. Dle tab. 6.11 tohoto článku působí svislé zatížení v kombinaci s brzdnými silami, ale nikdy nepůsobí brzdne resp. rozjezdové síly bez svislého zatížení.

Dynamické účinky kolejové dopravy v úseku mostu:

- **namáhání od globálních účinků**
- **namáhání od lokálních účinků**

Pro globální účinek je dynamický součinitel uvažován dle normy ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5.2:

$\Phi_2 = 1,0$ (pro pečlivě udržovanou kolej a náhradní délku $L_\phi > 30,0$ m)

Pro lokální účinek je dynamický součinitel uvažován dle normy ČSN EN 1991-2 čl. 6.4.5.2:

$\Phi_2 = 1,67$ (pro pečlivě udržovanou kolej a koncové příčníky, závěrné zdi apod. $L_\phi = 3,6$ m)

$\Phi_2 = 1,25$ (pro pečlivě udržovanou kolej v trati viz předpis SŽ S3)

2.3.2.4 Zatížení kolejovou dopravou - brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly jsou uvažovány dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.3.

Rozjezdová síla : $Q_{lak} = 33 \text{ kN.m}^{-1} < 1000 \text{ kN}$

Brzdná síla : $Q_{lbk} = 20 \text{ kN.m}^{-1} < 6000 \text{ kN}$

Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami působí společně se svislým zatížením kolejovou dopravou viz norma ČSN EN 1991-2 tab 6.11 (Sestavy zatížení).

Z hlediska napětí v kolejnici rozhoduje umístění zatížení na NK mostu a na předpolí v maximální délce 300 m (**6000 kN**).

2.3.3 Kombinace zatěžovacích stavů

S ohledem na charakter a způsob působení zatížení na kolejnici lze jednotlivé vnitřní síly z nelineárních zatěžovacích stavů vzájemně superponovat.

Do výpočtu napjatosti vstupují zatěžovací stavy vztažené k okamžiku osazení bezstykové koleje na mostě (čas $t_{0,K}$ je okamžik osazení BK na mostě).

Pro jednotlivé zatěžovací stavy je nutné sestavit odpovídající výpočetní model tzn. nastavit vodorovné tuhosti dle působení svislého zatěžovacího stavu.

Zatěžovací stav - nelineární komb.

Uvažovaný smykový odpor KL

- | | |
|---|--|
| 1) Teplotní změny kolejnice | nezatížená kolej |
| 2) Teplotní změny NK mostu | nezatížená kolej |
| 3) Brzdné/rozjezdové síly | v úseku zatížení zatížená kolej a zbylá část nezatížená |
| 4.1) Svislá zatížení - kolejovou dopravou | v úseku zatížení zatížená kolej a zbylá část nezatížená (lokální ohybový účinek) |
| 4.2) Svislá zatížení - kolejovou dopravou (globální/celkový účinek) | poloha zatížení odpovídá brzdným/rozjezdovým silám (globální účinek - vliv pootočení konců NK) |

Výše uvedené zatěžovací stavy jsou vypočteny **nelineárním výpočtem** (nelineární kombinace ZS). Výsledky z těchto výpočtů lze sčítat tzn., že i přes zadanou nelinearitu platí s dostatečnou přesností superpozice zatěžovacích stavů. Důvodem platnosti superpozice je skutečnost, že jednotlivé zatěžovací stavy se vzájemně neovlivňují případně vznikají v různých časových okamžicích tzn., že k vzájemnému ovlivnění nedochází ani v reálném působení. Toto je také v souladu s normou ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.4 (5) a (6).

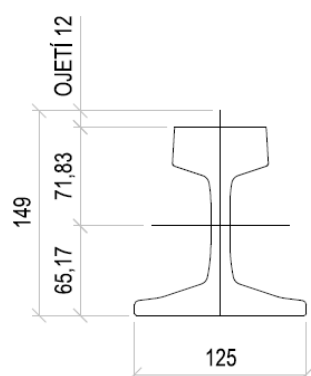
Při uvažování brzdných sil je nutné vždy uvážit i svislé zatížení koleje (globální účinek). Doporučená hodnota součinitele v **Sestavě zatížení** (grXX) je **1,0**.

2.4 Výpočetní model

2.4.1 Průřezové charakteristiky - Kolejnice

V úseku před mostem a za mostem je navržena kolejnice 49E1. Jedná se o úseky na konci křídel mostu za klenbovými otvory. Změna tvaru kolejnice je řešena přechodovou Srovnané ojetí je v tomto úseku uvažováno 12 mm (běžný provozní stav) :

Průřezové charakteristiky stanovené výpočtem:



$$\begin{aligned} A &= 5620,54 \text{ mm}^2 \\ I_x &= 14584500 \text{ mm}^4 \\ W_{x,h} &= -203041,90 \text{ mm}^3 \\ W_{x,d} &= +223791,62 \text{ mm}^3 \\ I_y &= 2995430 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Section ID

1

General Section

Name

2x49E1_o12mm

☒

Built-Up Section

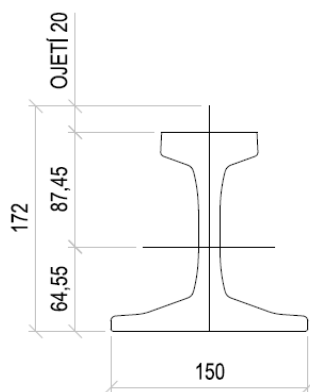
Section Properties

Area	1.12565e-002	m^2
Asy	2.01496e-003	m^2
Asz	4.04677e-003	m^2
Ixx	2.30635e-006	m^4
Iyy	2.91700e-005	m^4
Izz	4.99344e-005	m^4
Cyp	0.1250	m
Cym	0.1250	m
Czp	0.0719	m
Czm	0.0651	m
Qyb	0.0097	m^2
Qzb	0.0550	m^2
Peri:O	1.13891e+000	m
Peri:I	0.00000e+000	m
Cent:y	0.1250	m
Cent:z	0.0651	m
y1	-0.0957	m

Import SEC Files...

Pro výpočet napětí v kolejnici je použit průřez kolejnice 60E2 se srovnaným ojetím 20 mm:

Průřezové charakteristiky stanovené výpočtem:



$$\begin{aligned} A &= 6370,55 \text{ mm}^2 \\ I_x &= 20259700 \text{ mm}^4 \\ W_{x,h} &= -231671,81 \text{ mm}^3 \\ W_{x,d} &= +313860,57 \text{ mm}^3 \\ I_y &= 4629630 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Section Data																																					
DB/User	Value																																				
Section ID	94																																				
Name	UIC_60_20																																				
<div> </div>																																					
<div> <div>Import SEC Files...</div> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Section Properties</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Area</td><td>1.27800e-02 m²</td></tr> <tr><td>Asy</td><td>2.79081e-03 m²</td></tr> <tr><td>Asz</td><td>5.24635e-03 m²</td></tr> <tr><td>Ixx</td><td>2.32184e-06 m⁴</td></tr> <tr><td>Iyy</td><td>4.05537e-05 m⁴</td></tr> <tr><td>Izz</td><td>8.11359e-05 m⁴</td></tr> <tr><td>Cyp</td><td>0.1500 m</td></tr> <tr><td>Cym</td><td>0.1500 m</td></tr> <tr><td>Czp</td><td>0.0874 m</td></tr> <tr><td>Czm</td><td>0.0646 m</td></tr> <tr><td>Qyb</td><td>0.0101 m²</td></tr> <tr><td>Qzb</td><td>0.0820 m²</td></tr> <tr><td>Peri:O</td><td>1.29101e+0 m</td></tr> <tr><td>Peri:I</td><td>0.00000e+0 m</td></tr> <tr><td>Cent:y</td><td>0.1500 m</td></tr> <tr><td>Cent:z</td><td>0.0646 m</td></tr> <tr><td>y1</td><td>-0.1113 m</td></tr> </tbody> </table> </div>		Section Properties		Area	1.27800e-02 m ²	Asy	2.79081e-03 m ²	Asz	5.24635e-03 m ²	Ixx	2.32184e-06 m ⁴	Iyy	4.05537e-05 m ⁴	Izz	8.11359e-05 m ⁴	Cyp	0.1500 m	Cym	0.1500 m	Czp	0.0874 m	Czm	0.0646 m	Qyb	0.0101 m ²	Qzb	0.0820 m ²	Peri:O	1.29101e+0 m	Peri:I	0.00000e+0 m	Cent:y	0.1500 m	Cent:z	0.0646 m	y1	-0.1113 m
Section Properties																																					
Area	1.27800e-02 m ²																																				
Asy	2.79081e-03 m ²																																				
Asz	5.24635e-03 m ²																																				
Ixx	2.32184e-06 m ⁴																																				
Iyy	4.05537e-05 m ⁴																																				
Izz	8.11359e-05 m ⁴																																				
Cyp	0.1500 m																																				
Cym	0.1500 m																																				
Czp	0.0874 m																																				
Czm	0.0646 m																																				
Qyb	0.0101 m ²																																				
Qzb	0.0820 m ²																																				
Peri:O	1.29101e+0 m																																				
Peri:I	0.00000e+0 m																																				
Cent:y	0.1500 m																																				
Cent:z	0.0646 m																																				
y1	-0.1113 m																																				

AKCE : "Rekonstrukce mostu v km 1,279 trati Tábor - Bechyně"

ČÁST : SO 01-20-01 - Statický výpočet – interakce koleje a mostu

STUPEŇ : DUSP

Průřezové charakteristiky jedné ojeté kolejnice 60E2 dle předpisu S3 díl IV, tab. 7

Průřezová charakteristika	Dle předpisu SŽDC S3 díl IV tab. 7	Poznámka
průřezová plocha A	6370	[mm ²] (předpis hodnotu neudává)
moment setrvačnosti I_y	2014.10 ⁴	[mm ⁴]
průřezový modul $W_{y,min}$	228.10 ³	[mm ³]

Tab. 7 Momenty setrvačnosti I_x a průřezové moduly W_x ojetých kolejnic

Tvar kolejnice	Srovnané výškové ojetí [mm]											
	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	
	Statické veličiny: I_x [m ⁴] v čitateli . 10 ⁻⁸ W_x [m ³] ve jmenovateli . 10 ⁻⁶											
R 65	3543 359	3489 359	3377 350	3258 338	3134 328	3008 316	2883 304	2754 290	2625 277	2495 263	2366 250	
60 E1	3038 333,6	2982 329	2892 323	2791 311	2684 301	2574 289	2463 277	2350 265	2238 253	2126 240	2014 228	
60 E2	3022 330,8	2982 329	2892 323	2791 311	2684 301	2574 289	2463 277	2350 265	2238 253	2126 240	2014 228	
49 E1	1816 240,3	1784 239	1725 234	1662 227	1596 220	1529 212	1461 204	1392 194	1323 185	1256 176	1187 167	

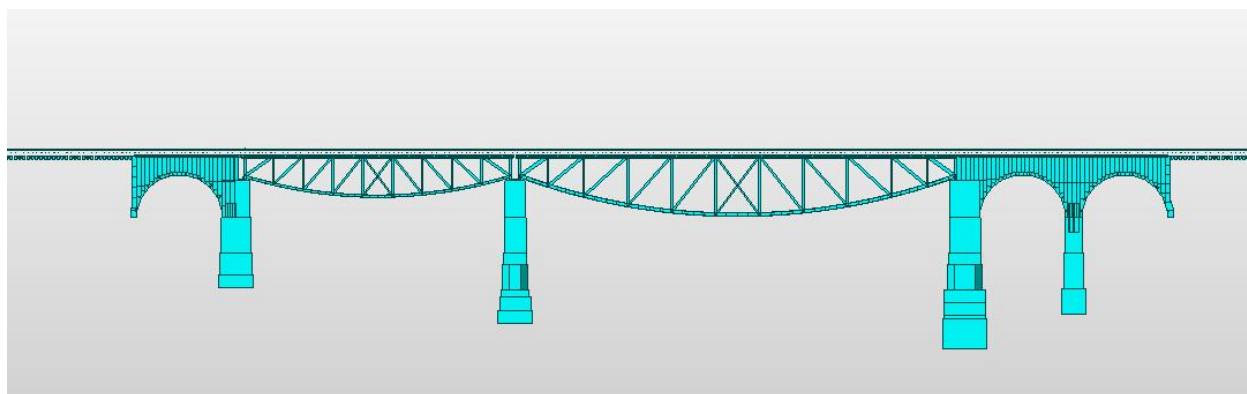
2.4.2 Výpočet model mostní konstrukce

Pro výpočet interakce byl sestaven 2D výpočetní model celé mostní konstrukce včetně spodní stavby a přesahu koleje 150 m na obě strany. Uložení na pilířích je s dilatací směr Tábor tzn. pevné ložisko NK1 je na pilíři P2 a pro NK2 je na pilíři P3. Tato úprava uložení v podélném směru mostu redukuje zatížení štíhlého pilíře P2.

Pro reálné zohlednění vlivu průhybu mostní konstrukce tzn. vlivu pootočení konců NK v místě přechodů na pilířích, byl modelován hlavní nosník jako příhradový.

Dířky pilířů vč. základů byly modelovány s odstupňováním průřezů po výšce tak, aby byla co nejvýstižněji zohledněna tuhost spodní stavby až po spáru dířk-základ, kde jsou dířky pružně podepřeny.

Klenbové konstrukce byly modelovány jako spojitě. Tuhost spádové vrstvy a zdiva poprsních zdí byla zohledněna propojením v úrovni úložného prahu na pilířích prutovým prvkem. Roznos zatížení na klenbové konstrukce byl uvažován přes svislé pruty. V úrovni žlabu byla modelována spojitá roznášecí betonová deska.



Statické schéma mostní konstrukce

Objednatel : Správa železnic, státní organizace

Zhotovitel : SUDOP PRAHA a.s.

AKCE : "Rekonstrukce mostu v km 1,279 trati Tábor - Bechyně"

ČÁST : SO 01-20-01 - Statický výpočet – interakce koleje a mostu

STUPEŇ : DUSP

V místech nových úložných prahů jsou v modelu použity prvky z betonu C30/37:

vlastnosti materiálu: $E = 32,8 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $g_0 = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Kamenné prvky spodní stavby (dřívky pilířů a opěr, klenby) jsou modelovány jako prvky z kamene:

vlastnosti materiálu: $E = 15,0 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $g_0 = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Pružné uložení je v programu MIDAS Civil provedeno pomocí pružné podpory „Spring“.

Tuhost podepření spodní stavby na skalním podloží. Tuhost je zadána ve svislém směru a v pootočení v rovině mostu. V na konci pole 4 a 5 je v místě opěry OP2 zadána horizontální tuhost, která odpovídá kotvení úložného prahu pilíře P3 v místech za opěrou OP2.

	Node	Type	Fixed	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)	SRx (kN*m/radl)	SRy (kN*m/radl)	SRz (kN*m/radl)
	2269	Linear	010101	1000000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
	2685	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00
	2698	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00
	3069	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00
	3075	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00
	3078	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00
	3086	Linear	110101	0.0000	0.0000	20000000.0000	0.00	100000000.00	0.00

Pozn: Tuhosti byly odvozeny z obdobné mostní konstrukce, kde byly hodnoty odvozeny z programu GEO5 – Patky, verze 19.45

2.5 Zatěžovací stavy

Ve výpočetním modelu byly zadány tyto zatěžovací stavy, které byly dále vzájemně kombinovány.

1	G.0 - Selfweigh	Dead Load (D)
2	TR +43	Temperature (T)
3	TR -53	Temperature (T)
4	TK +35	Temperature (T)
5	TK -35	Temperature (T)
6	R_1 +X	Braking Load (BRK)
7	R_1 -X	Braking Load (BRK)
8	B_1_2 +X	Braking Load (BRK)
9	B_1_2 -X	Braking Load (BRK)
10	B_0 +X	Braking Load (BRK)
11	B_0 -X	Braking Load (BRK)
12	B_3 +X	Braking Load (BRK)
13	B_3 -X	Braking Load (BRK)
14	G2	Dead Load (D)

Dead Load (D)

tempereture rail +43C

tempereture rail -53C

tempereture superstructure +35

tempereture superstructure -35

traction forces span 1 +X

traction forces span 1 -X

brakiig forces span 1_2 +X

brakiig forces span 1_2 -X

brakiig forces span 0 +X

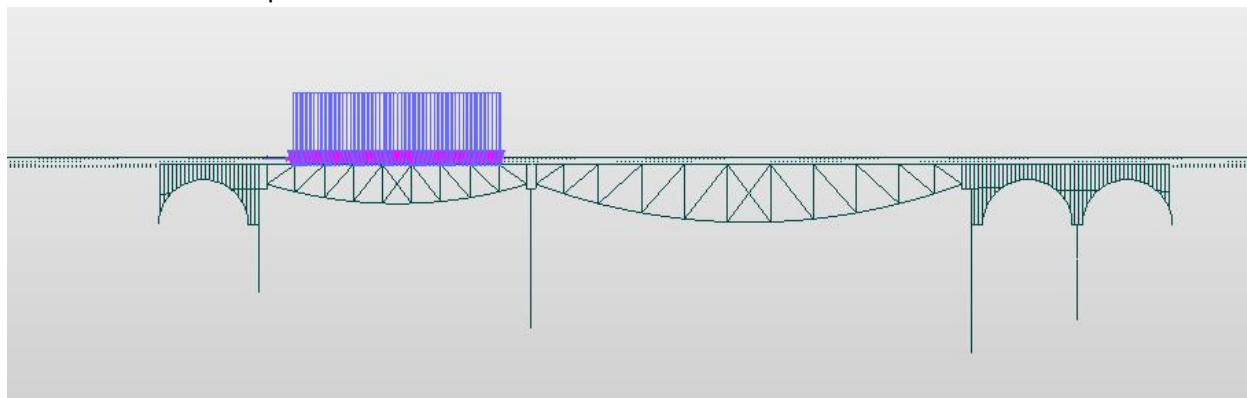
brakiig forces span 0 -X

brakiig forces span 3 +X

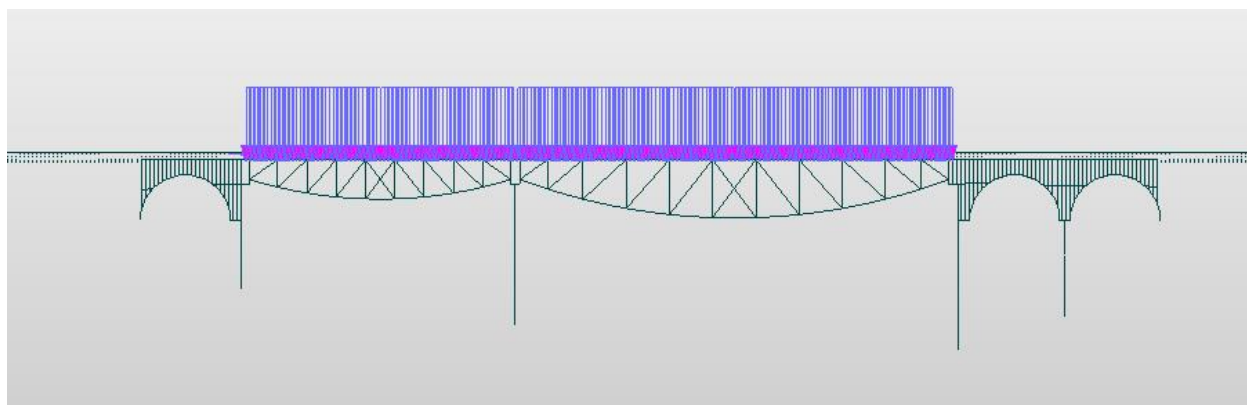
brakiig forces span 3 -X

Dead load of the bridge

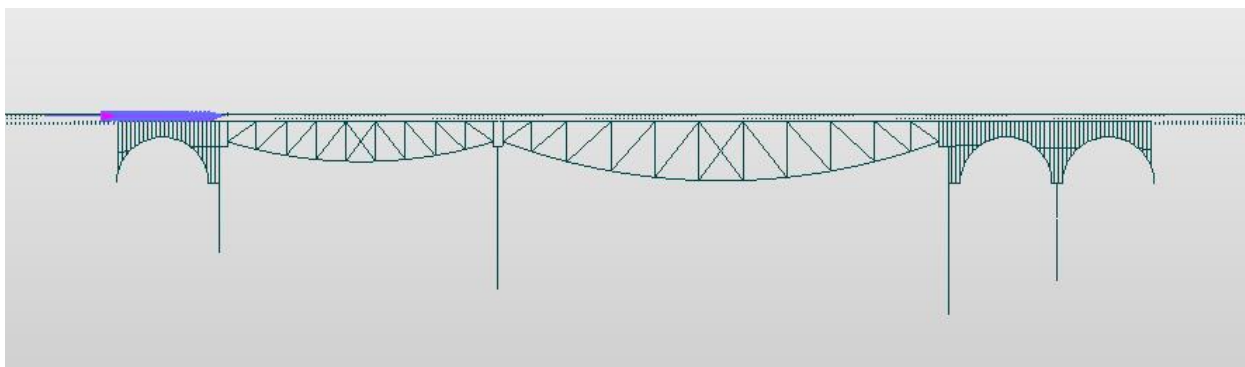
Proměnná zatížení dopravou



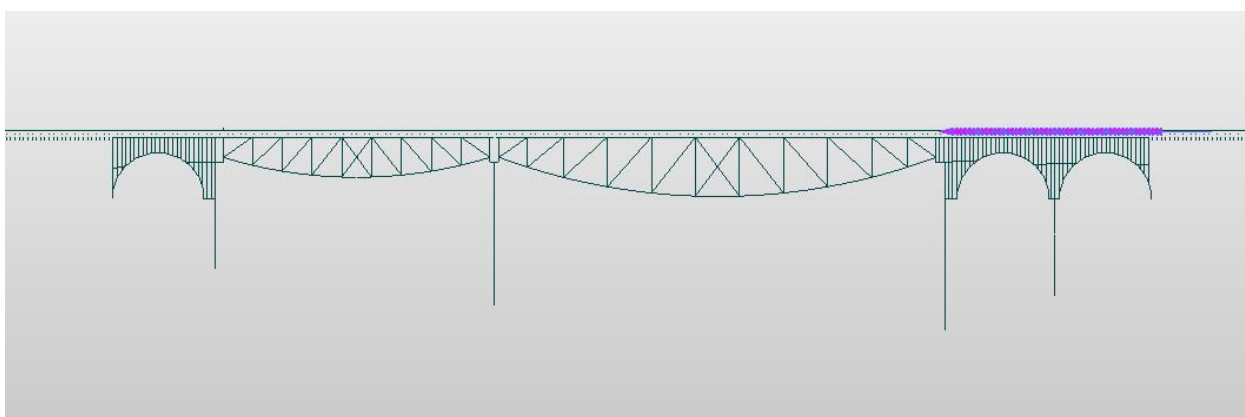
Rozjezdové síly a odpovídající svislé zatížení dopravou v poli 2 +X/-X



Brzdné síly a odpovídající svislé zatížení dopravou v poli 2 a 3 +X/-X



Brzdné síly v poli 1 +X/-X



Brzdné síly v poli 4 a 5 +X/-X

Zatěžovací stavy vodorovných účinků dopravy zahrnovaly i odpovídající svislé zatížení od železniční dopravy. Účinek od pootočení konců NK je tedy zahrnut ve výsledcích účinků od brzdných/rozjezdových sil.

Pro vyhodnocení výsledků z různých nelineárních zatěžovacích stavů byly změny zatížení a tuhosti vazeb mezi kolejí a mostem modelovány pomocí Fází výstavby. V rámci každé fáze bylo provedeno nastavení tuhosti vazeb a zatížení. Odlehčení do nulového stavu bylo provedeno vždy mezi fázemi a to pomocí pomocných fází vložených mezi fáze, protože změnu tuhosti vazeb lze provádět pouze na odlehčeném výpočetním modelu.

Přehled fází výstavby (Construction Stages)

Construction Stage				
Name	Duration	Date		
Structure	0	0		
TR+	0	0		
TR+ deactivate	0	0		
TR-	0	0		
TR- deactivate	0	0		
TK +45	0	0		
TK +45 deactivation	0	0		
TK -45	0	0		
TK -45 deactivation	0	0		
R 1+X	0	0		

Name	Duration	Date
R 1+X	0	0
R 1+X deactivate	0	0
B 1_2 +X	0	0
B 1_2 +X deactivate	0	0
B 1_2 -X	0	0
B 1_2 -X deactivate	0	0
B 0_1_2_3 -X	0	0
B 1_2_3 -X deactivate	0	0
B 0_1_2_3 +X	0	0
B 0_1_2_3 +X deactivate	0	0

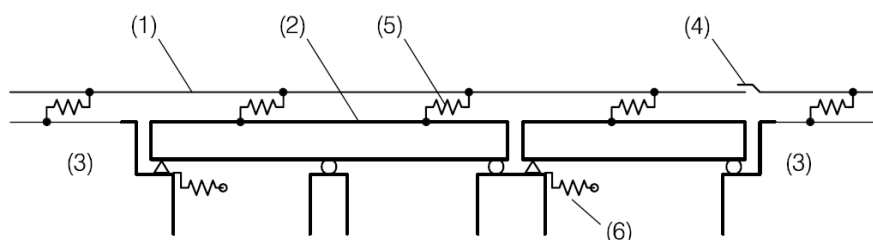
Add
Insert Prev
Insert Next
Generate
Show
Delete
Close

Pro vyhodnocení interakce jsou rozhodující zatěžovací stavy uvažované pouze na NK v poli 2 a 3 a nebo uvažované po celé délce mostu tzn. včetně klenbových otvorů.

2.5.1 Tuhostní vazby výpočetního modelu

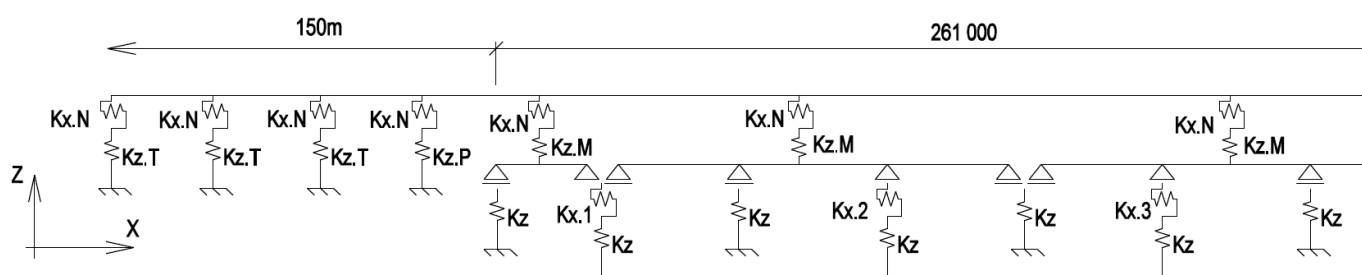
Výpočetní model pro posouzení vzájemných účinků BK na mostě je vytvořen tak, aby propojení mezi mostem a BK odpovídalo použitému rozdělení prachů (vzdálenosti prachů $a = 0,6 \text{ m}$). Délka přesahu BK před a za mostem je zvolena **150 m**.

Obecný princip statického modelu dle ČSN EN 1991-2



- 1) kolej
- 2) nosná konstrukce (znázorněn spojitý nosník o dvou polích a prostý nosník)
- 3) těleso železničního spodku
- 4) kolejnicové dilatační zařízení (je-li vloženo)
- 5) podélné nelineární pružiny vyjadřující průběh závislosti podélné zatížení/posunutí koleje
- 6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost K pevného uložení nosné konstrukce s uvažováním tuhosti základů, pilířů a ložisek atd.

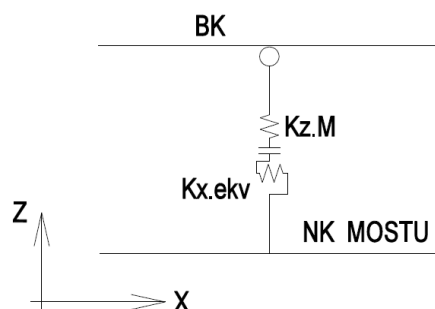
Uvažovaný statický model koleje a mostní konstrukce (2D model vytvořen pro 1 kolej)



Statické schéma mostní konstrukce a bezстыkové koleje a princip vzájemného propojení

Vodorovné tuhosti $K_{x,N}$ je nutné změnit dle polohy svislého zatížení v daném zatěžovacím stavu na $K_{x,z}$. Jedná se zejména o zatěžovací stavy brždění/rozjezd a stavy od účinků svislého zatížení, kde je zadána vyšší smyková tuhost způsobená přitížením kolejového lože. Z tohoto tedy vyplývá, že pro každou nelineární kombinaci bylo nutné vytvořit samostatný výpočetní model.

Detail propojení BK mostní konstrukce s vodorovnými a svislými tuhostmi :

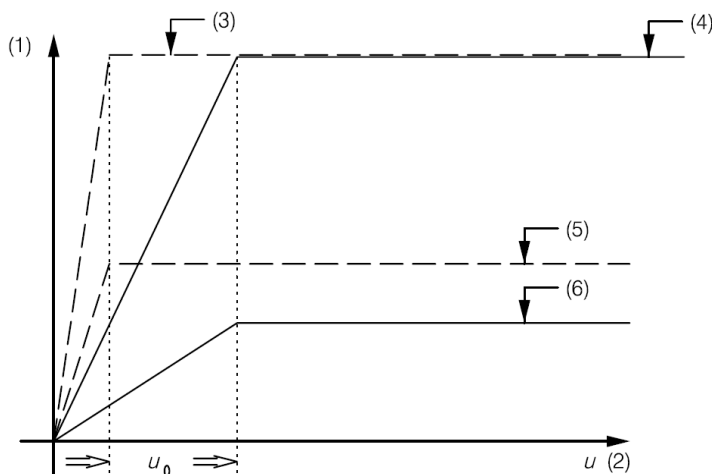


Varianta s ekvivalentní vodorovnou tuhostí pro smykový odpor kolejového lože a tuhosti upevňovadel

2.5.2 Tuhost kolejového svršku

2.5.2.1 Vodorovná tuhost

Obecný princip uvažování vodorovných tuhostí dle ČSN EN 1991-2:

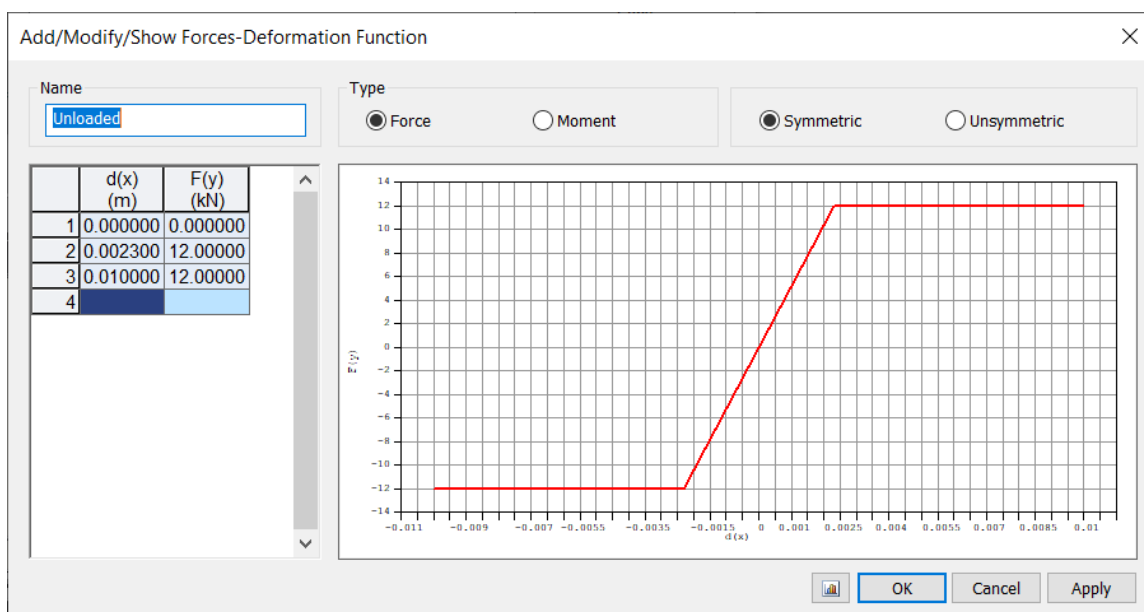


- 1) podélná smyková síla v koleji na jednotku délky
- 2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu povrchu podporující nosné konstrukce (dnu žlabu kolejového lože)
- 3) odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej)
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevňováními)
- 4) odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej)
- 5) odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej)
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevňováními)
- 6) odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej)

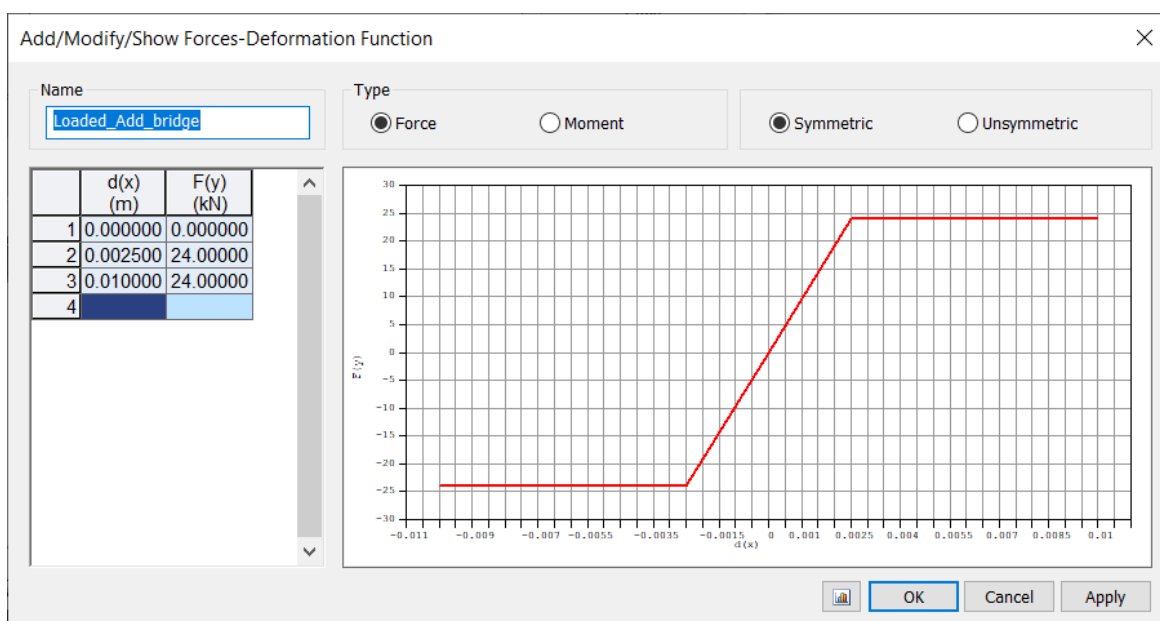
Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje pro jednu kolej

Ve výpočetním modelu jsou zadány tuhosti odvozené z :

- tuhost upevňovadel odvozena z tuhosti Systému Vossloch W14,
- podélný plastický smykový odpor dle ČSN EN 1991-2 Příloha G, čl. G2 (3),
- hodnoty vodorovné tuhosti pražce a upevňovadel byly převzaty z předpisu DS 899/59:2001, čl. 27 (graf zpracován pro kolejnici UIC a pražec B 70 W),
- ekvivalentní tuhost zjednodušeně zahrnuje smyk pražce ve šterkovém loži a tuhost upevňovadel s mezní hodnotou odpovídající smykovému odporu pražce.



Tuhost nezatížené koleje



Zvýšení tuhosti pro zatíženou kolej

2.5.2.2 Svislá tuhost

Stanovení svislých tuhostí je platné pro tyto vstupní údaje:

vzdálenost pražců:	$d =$	0,60	m
šířka pražce:	$b =$	0,22	m
délka pražce:	$l =$	2,60	m

ekv. svislá tuhost lože v trati:	$K_{z.T} =$	50	MN.m ⁻¹
----------------------------------	-------------	----	--------------------

Pozn: uvažováno v místě širé trati s úpravou podloží (ZKPP)

ekv. tuhost lože na mostě:	$K_{z.M} =$	90	MN.m ⁻¹
----------------------------	-------------	----	--------------------

Pozn: uvažováno na délku NK vč. vlivu antivibrační rohože

Ve výpočetním modelu jsou zadány tuhosti odvozené z :

- 1) svislá spojitá tuhost jízdní dráhy del předpisu S3 díl IV (kap.IV) viz tab. Pro tratě TŽK je uvažována průměrná hodnota $(40+25)/2 = 32 \text{ MN.m}^{-2}$,
- 2) modul přetvárnosti šterkového lože na mostě je uvažován $E_{pl} = 100 \text{ MPa}$,
- 3) stanoveno průměrnou zatěžovanou plocha při roznosu 4:1,

2.5.2.3 Svislá tuhost - zdvih kolejnic na pražci

svislá tuhost jedné svěrky :	$S_{klz.1} =$	0,833	MN.m ⁻¹
počet svěrek:	$n =$	4 ks	

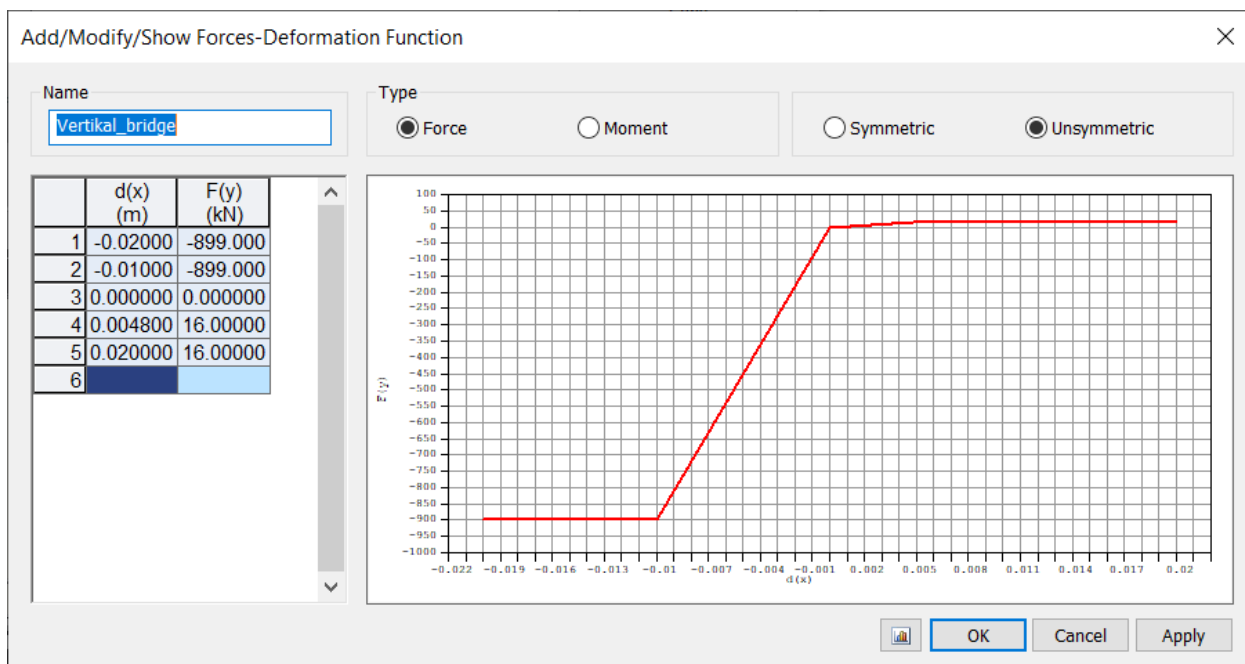
celková svislá tuhost svěrek :	$S_{klz} =$	3,33	MN.m ⁻¹
--------------------------------	-------------	------	--------------------

minimální mezní síla :	$F_{z.min} =$	0,0037	MN
$F_{z.min} = m_{prazce} + 2 \times m_{kolejnice}$			

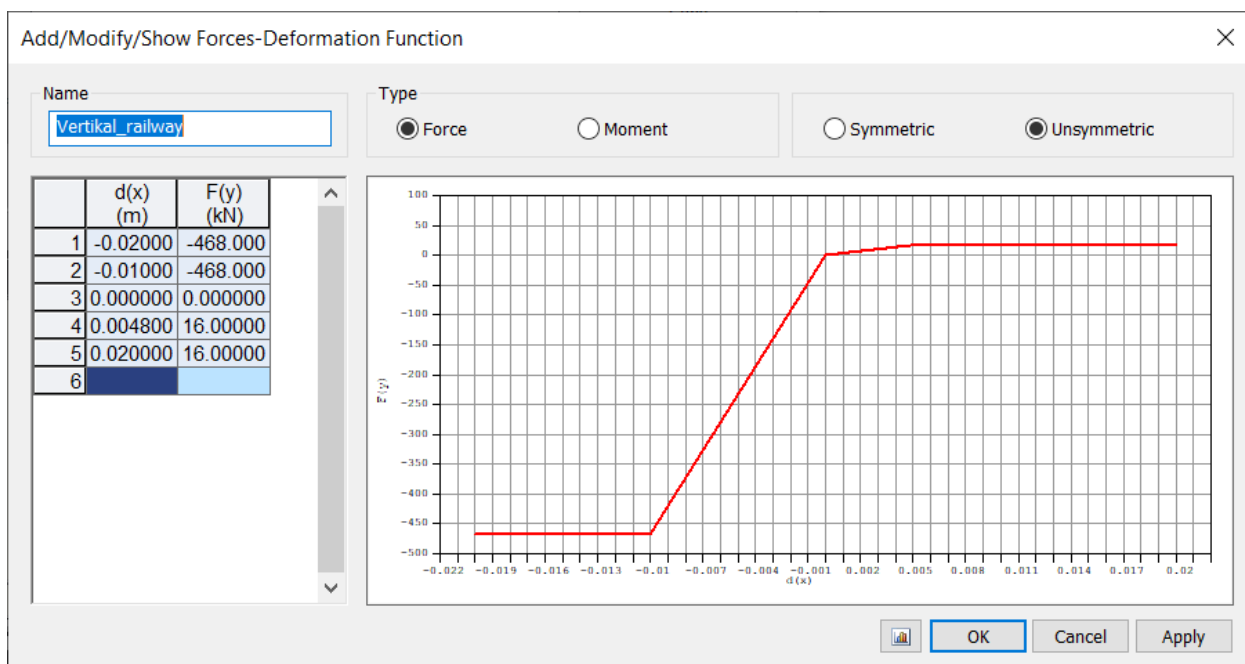
limitní svislá síla:	$F_{z.lim} =$	0,0160	MN
----------------------	---------------	--------	----

Ve výpočetním modelu jsou zadány tuhosti odvozené z :

- 1) tuhost upevňovadel odvozena z tuhosti Systému Vossloch W14,
- 2) limitní svislá síla na kolejnice při, které dojde k nadzdvžení pražce tzn. působí $F_{z.lim}$, se zohledněním tuhosti kolejnice UIC



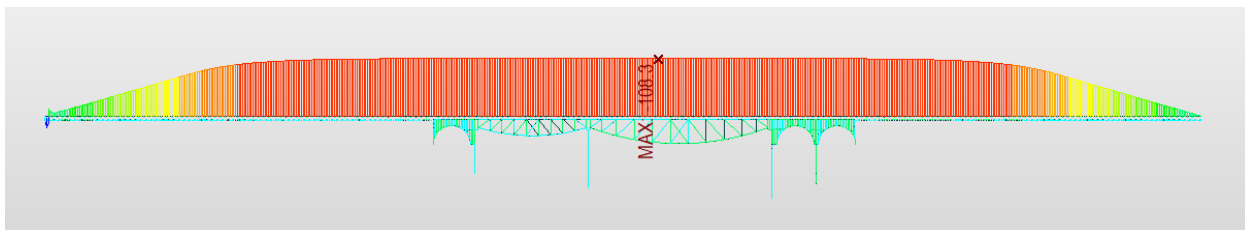
Svislá vazba – most



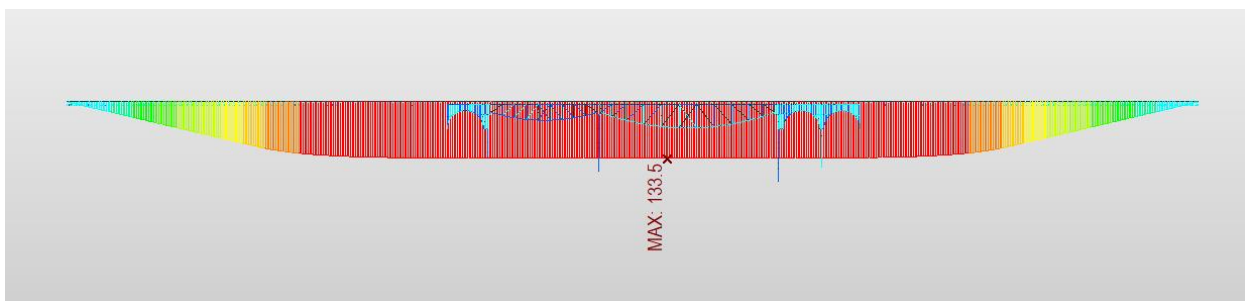
Svislá vazba - kolej

2.6 Napětí od účinků proměnných zatížení

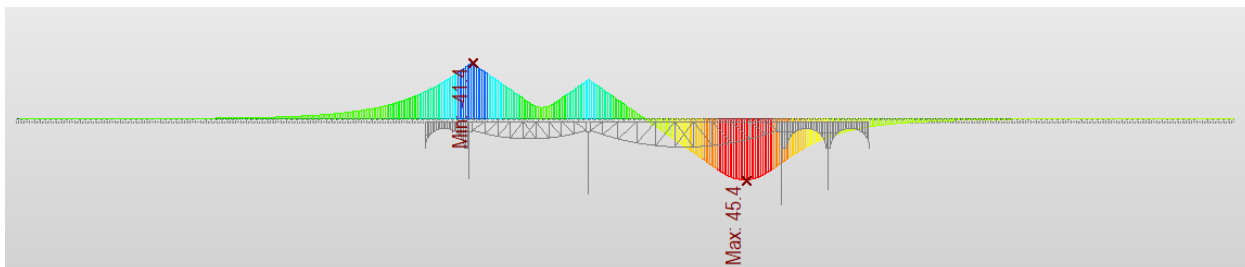
Napětí od zatížení:



TR+



TR-

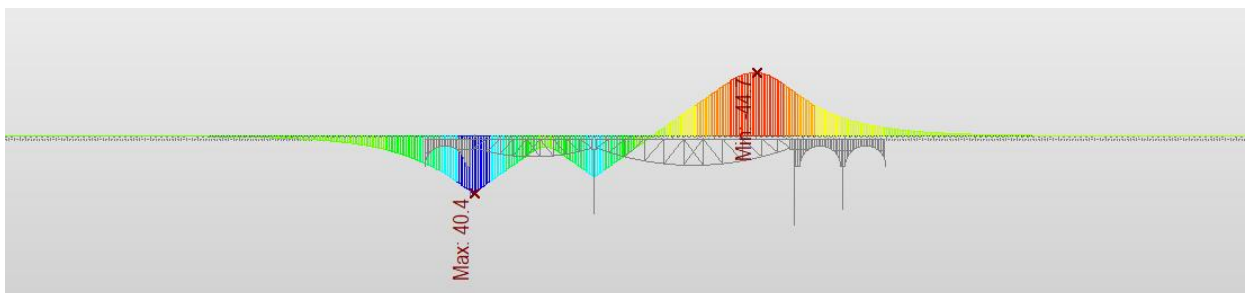


TK+45 (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1 = -41.4 MPa

MZ2 = -28.9 MPa

MZ3 = +35.3 MPa (maximum +45.4 MPa)



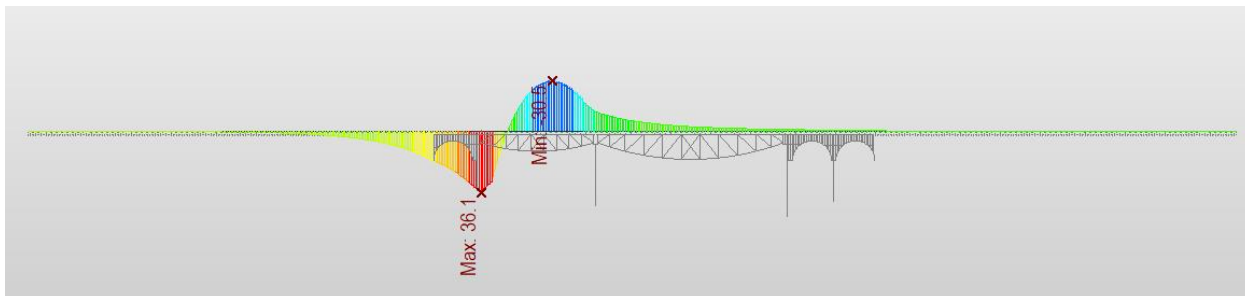
TK-45 (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1 = +40.4 MPa

MZ2 = +28.9 MPa

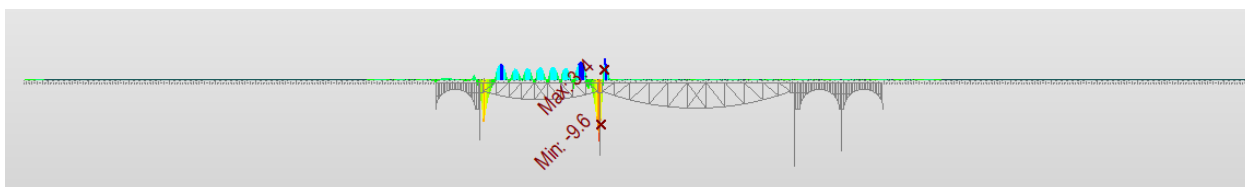
MZ3 = -34.5 MPa (maximum -44.7 MPa)

Napětí od proměnných zatížení dopravou jsou od schéma zatížení LM71 s $\alpha=1,0$



R1 +X (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1 = 36.1 MPa

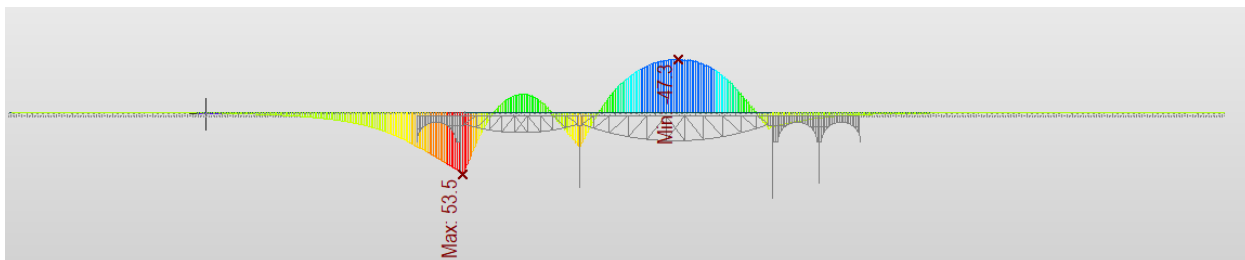


R1 +X (globální ohybový moment - $M_{y.glob}$)

MZ1 = -6.7 kNm

MZ2 = -9.6 kNm

MZ3 = -0.1 kNm

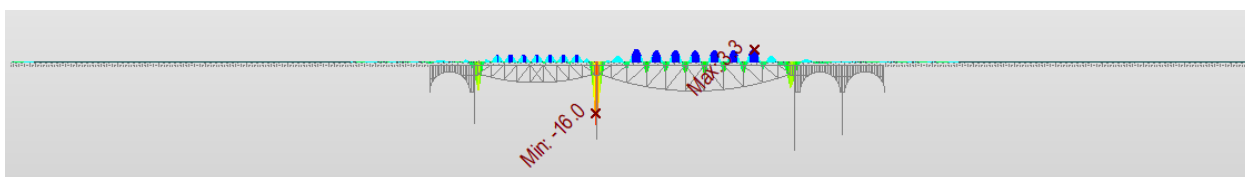


B 1_2 +X (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1 = 53.5 MPa

MZ2 = 30.2 MPa

MZ3 = 14.2 MPa

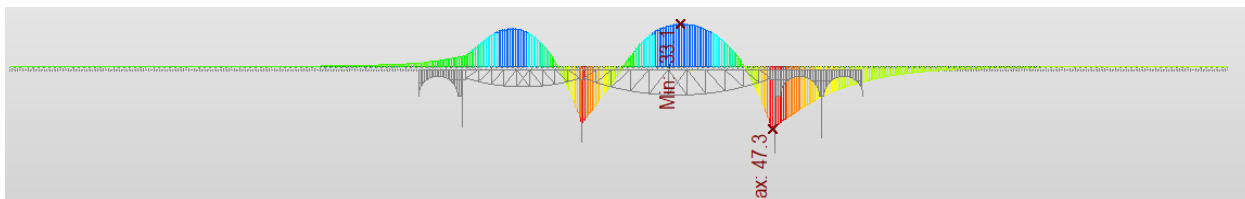


B 1_2 +X (globální ohybový moment - $M_{y.glob}$)

MZ1 = -7.3 kNm

MZ2 = -16.0 kNm

MZ3 = - 6.7 kNm

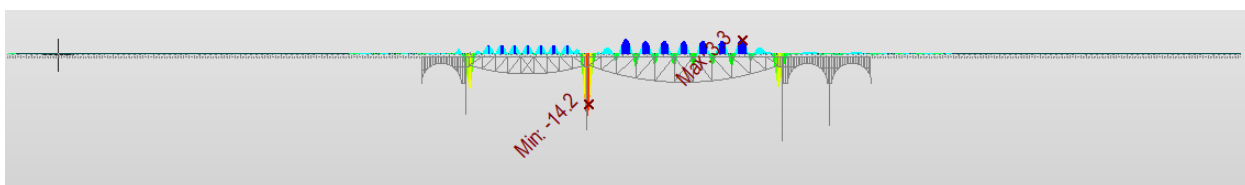


B 1_2 -X (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1= -8.1 MPa

MZ2 = 42.3 MPa

MZ3 = 47.3 MPa

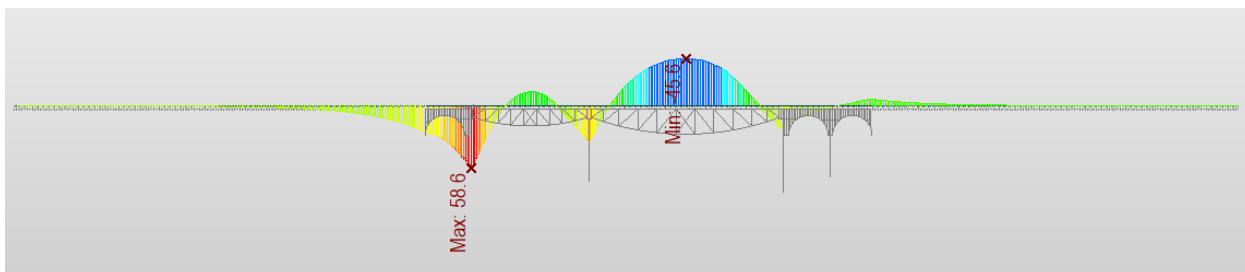


B 1_2 -X (globální ohybový moment - My.glob)

MZ1 = -7.9 kNm

MZ2 = -14.2 kNm

MZ3 = - 7.6 kNm

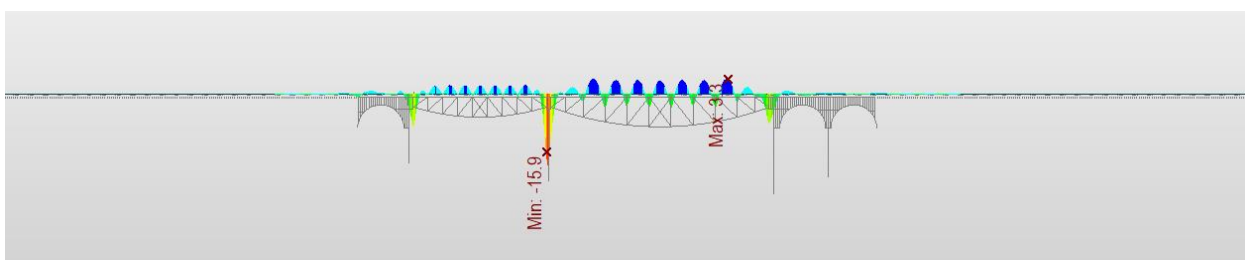


B 0_1_2_3 +X (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1 = 58.6 MPa

MZ2= 34.0 MPa

MZ3 = 21.5 MPa

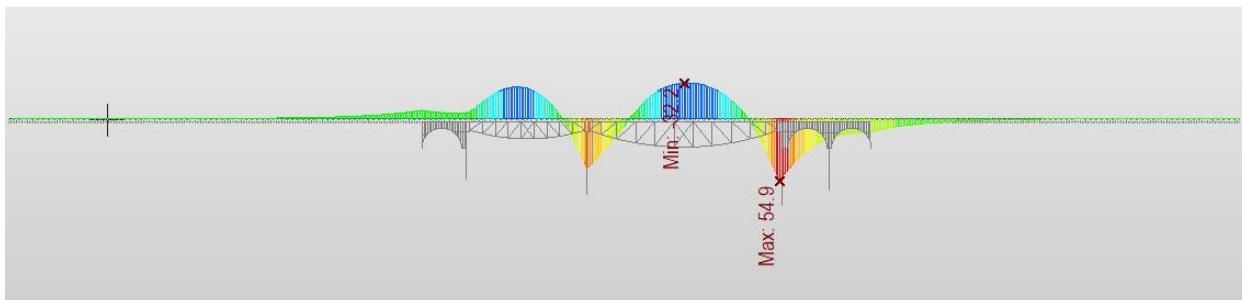


B 0_1_2_3 +X (globální ohybový moment - My.glob)

MZ1 = -7.2 kNm

MZ2 = -15.9 kNm

MZ3 = - 6.6 kNm

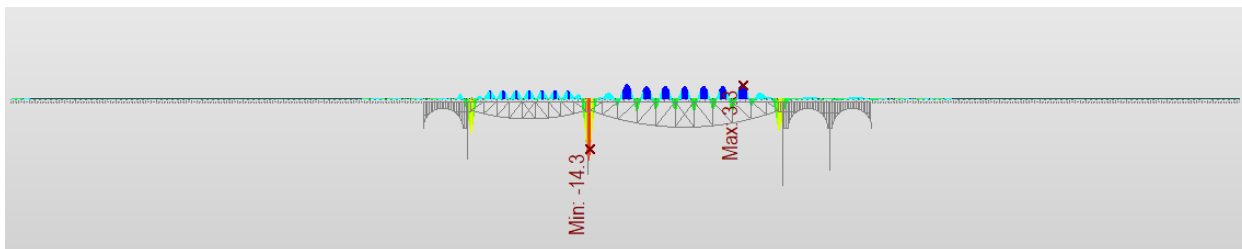


B 0_1_2_3 -X (napětí od normálové síly – bez vlivu globálního ohybového momentu)

MZ1= -5.7 MPa

MZ2 = +44.4 MPa

MZ3 = +54.9 MPa



B 0_1_2_3 -X (globální ohybový moment - My.glob)

MZ1 = -7.9 kNm

MZ2 = -14.3 kNm

MZ3 = - 7.4 kNm

2.7 Posouzení průřezů kolejnice 60E2**Posouzení napětí v kolejnici v oblasti mostu - přechod MZ1****PARAMETRY KOLEJNICE 60E2**

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu 0,6 f_u
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1.00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	6 370 mm ²	pro srovnané ojetí 20 mm
průřezový modul (dolní vlákna):	$W_{net} =$	313 860 mm ³	pro srovnané ojetí 20 mm

ÚČINKY SVILÝCH ZATÍŽENÍ α .LM71

ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	40.8 kNm	lokální účinek
ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	-6.5 kNm	globální účinek

DÍLČÍ HODNOTY NAPĚTÍ V KOLEJNICI 60E2

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100.0	1.00	1.00	100.0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133.6	1.00	1.00	133.6	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	40.4	1.00	1.00	40.4	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	52.7	1.45	1.00	76.5	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	65.0	1.45	1.67	157.4	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ¹⁾ :	$\sigma_{M,glob} =$	-10.3	1.45	1.00	-15.0	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	381.4	MPa		492.9	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPavyužití : **93.4%****POZNÁMKY:**

- 1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 0,9$ (nápravová síla **traťové třídy D4 tzn. 22,5 t**)
2) uvažovány brzdnic a rozjezdové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 0,9$

Posouzení napětí v kolejnici v oblasti mostu - přechod MZ1**PARAMETRY KOLEJNICE 60E2**

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu 0,6. f_u
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1.00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	6 370 mm ²	pro srovnané ojetí 20 mm
průřezový modul (dolní vlákna):	$W_{net} =$	-231 671 mm ³	pro srovnané ojetí 20 mm

ÚČINKY SVILÝCH ZATÍŽENÍ α .LM71

ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	40.8 kNm	lokální účinek
ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	-6.5 kNm	globální účinek

DÍLČÍ HODNOTY NAPĚTÍ V KOLEJNICI 60E2

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	-100.0	1.00	1.00	-100.0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	-108.0	1.00	1.00	-108.0	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	-41.4	1.00	1.00	-41.4	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	36.5	1.00	1.00	36.5	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	-88.1	1.45	1.67	-213.2	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ¹⁾ :	$\sigma_{M,glob} =$	14.0	1.45	1.00	20.3	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	-287.0	MPa		-405.8	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPavyužití : **-76.9%****POZNÁMKY:**1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 0,9$ (nápravová síla **traťové třídy D4 tzn. 22,5 t**)2) uvažovány brzdnic a rozjezdové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 0,9$

Posouzení napětí v kolejnici v oblasti mostu - přechod MZ2**PARAMETRY KOLEJNICE 60E2**

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu 0,6. f_u
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1.00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	6 370 mm ²	pro srovnané ojetí 20 mm
průřezový modul (dolní vlákna):	$W_{net} =$	313 860 mm ³	pro srovnané ojetí 20 mm

ÚČINKY SVILÝCH ZATÍŽENÍ α .LM71

ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	40.8 kNm	lokální účinek
ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	-12.9 kNm	globální účinek

DÍLČÍ HODNOTY NAPĚTÍ V KOLEJNICI 60E2

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100.0	1.00	1.00	100.0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133.6	1.00	1.00	133.6	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	28.9	1.00	1.00	28.9	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	40.0	1.45	1.00	57.9	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	65.0	1.45	1.67	157.4	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ¹⁾ :	$\sigma_{M,glob} =$	-20.5	1.45	1.00	-29.7	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	347.0	MPa		448.1	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPavyužití : **84.9%****POZNÁMKY:**1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 0,9$ (nápravová síla **traťové třídy D4 tzn. 22,5 t**)2) uvažovány brzdnic a rozjezdové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 0,9$

Posouzení napětí v kolejnici v oblasti mostu - přechod MZ3

PARAMETRY KOLEJNICE 60E2

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu $0,6 \cdot f_u$
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1.00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	6 370 mm ²	pro srovnané ojetí 20 mm
průřezový modul (dolní vlákna):	$W_{net} =$	313 860 mm ³	pro srovnané ojetí 20 mm

ÚČINKY SVILÝCH ZATÍŽENÍ α .LM71

ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	40.8 kNm	lokální účinek
ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	-6.5 kNm	globální účinek

DÍLČÍ HODNOTY NAPĚTÍ V KOLEJNICI 60E2

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100.0	1.00	1.00	100.0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133.6	1.00	1.00	133.6	MPa
napětí od teplotní změny mostu : (při ochlazení NK nedochází k tahu v přechodu MZ3)	$\sigma_K =$	0.0	1.00	1.00	0.0	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	49.4	1.45	1.00	71.6	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	65.0	1.45	1.67	157.4	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ¹⁾ :	$\sigma_{M,glob} =$	-10.3	1.45	1.00	-15.0	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	337.7	MPa		447.7	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPavyužití : **84.8%**

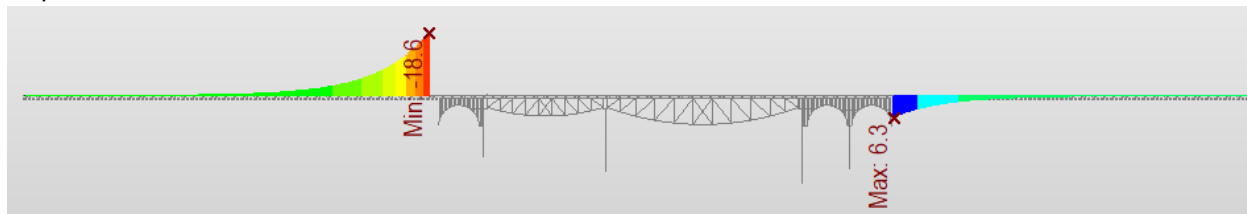
POZNÁMKY:

1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 0,9$ (nápravná síla **traťové třídy D4 tzn. 22,5 t**)2) uvažovány brzdnicí a rozjezdové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 0,9$

2.8 Posouzení průřezů kolejnice 49E1

V místech přechodu kolejnice 60E2 na kolejnici 49E1 bylo provedeno posouzení napjatosti. V daných místech je již vliv proměnných zatížení menší. Dále v širé trati se lokální ohybový účinek zvýší cca o 10%.

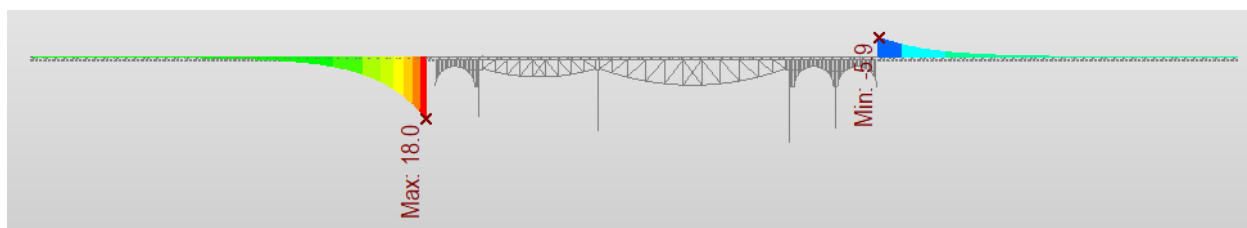
Napětí od zatížení:



TK+45

OP1 = -18.6 MPa (rozhoduje přechod u OP1)

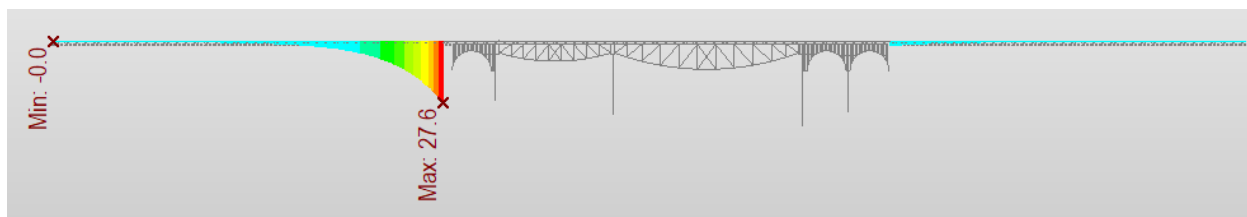
OP2 = +6.3 MPa



TK-45

OP1 = +18.0 MPa

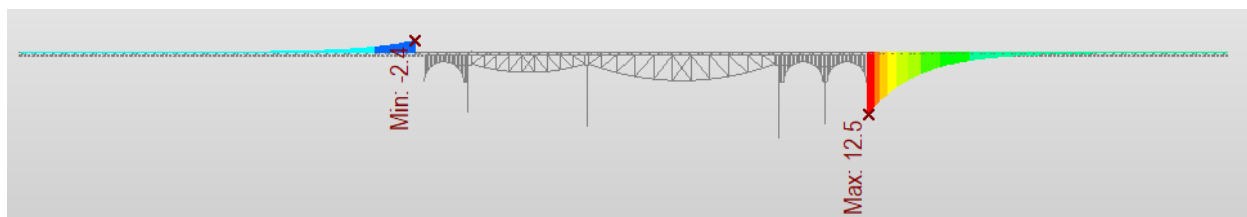
OP2 = -5.9 MPa



B 1_2 X+

OP1 = +27.6 MPa

OP2 = -0 MPa



B 1_2 X-

OP1 = -2.4 MPa

OP2 = -12.5 MPa

Posouzení napětí v kolejnici v oblasti mostu - přechod OP1

PARAMETRY KOLEJNICE 49E1

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu $0,6 \cdot f_u$
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1.00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	5 620 mm ²	pro srovnané ojetí 12 mm
průřezový modul (dolní vlákna):	$W_{net} =$	223 791 mm ³	pro srovnané ojetí 12 mm

ÚČINKY SVILÝCH ZATÍŽENÍ α .LM71

ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	44.9 kNm	lokální účinek
ohybový moment v kolejnici :	$M_{s,k} =$	0.0 kNm	globální účinek

DÍLČÍ HODNOTY NAPĚTÍ V KOLEJNICI 49E1

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100.0	1.00	1.00	100.0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133.6	1.00	1.00	133.6	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	18.0	1.00	1.00	18.0	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	27.6	1.45	1.00	40.0	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	100.3	1.45	1.25	181.7	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ¹⁾ :	$\sigma_{M,glob} =$	0.0	1.45	1.00	0.0	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	379.5	MPa		473.4	MPa

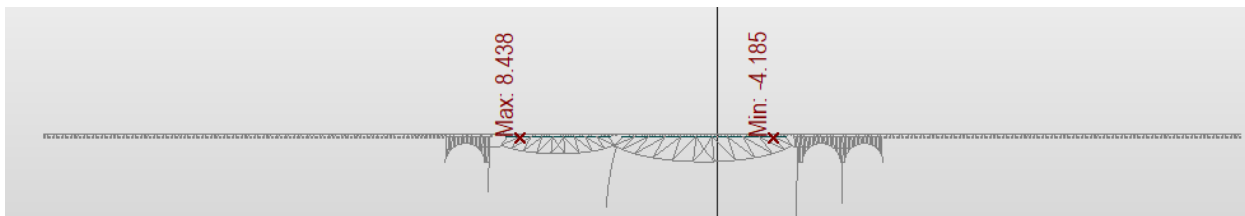
< $f_{y,d} = 528$ MPavyužití : **89.7%**

POZNÁMKY:

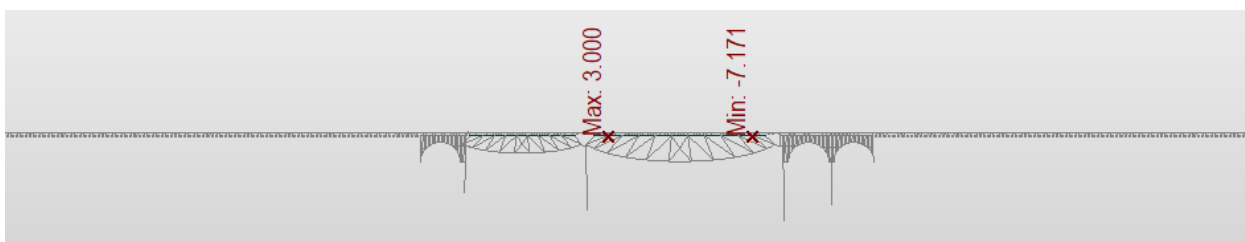
1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 0,9$ (nápravová síla **traťové třídy D4 tzn. 22,5 t**)2) uvažovány brzdnic a rozjezdové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 0,9$

2.9 Posouzení podélné deformace nosné konstrukce

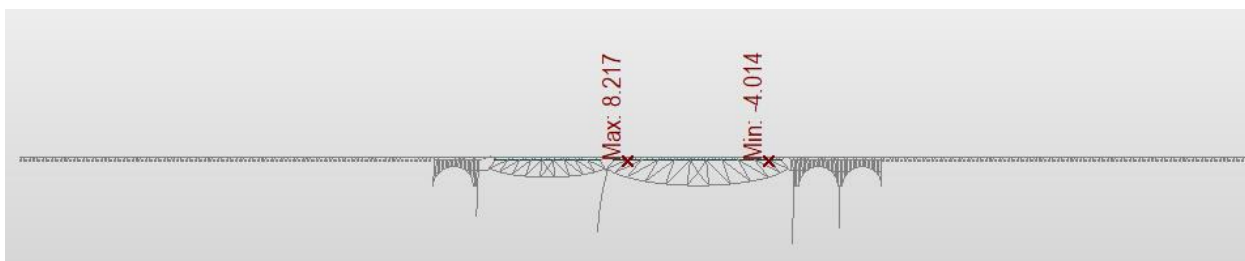
Deformace v úrovni horního pásu:



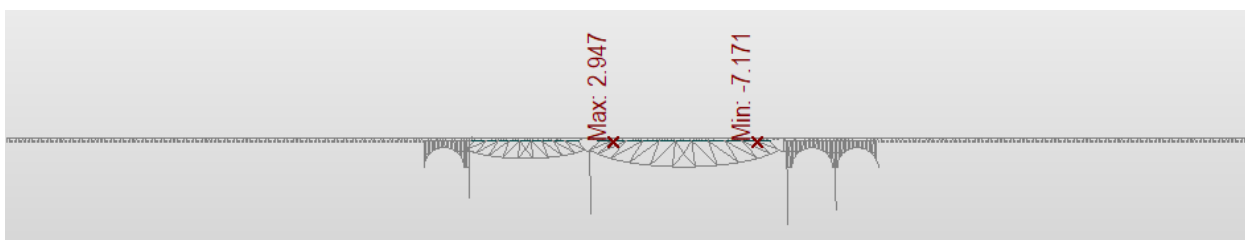
B 1_2 +X



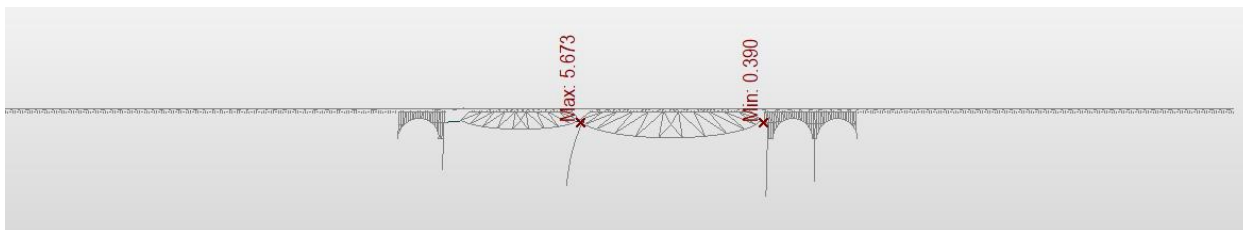
B 1_2 -X



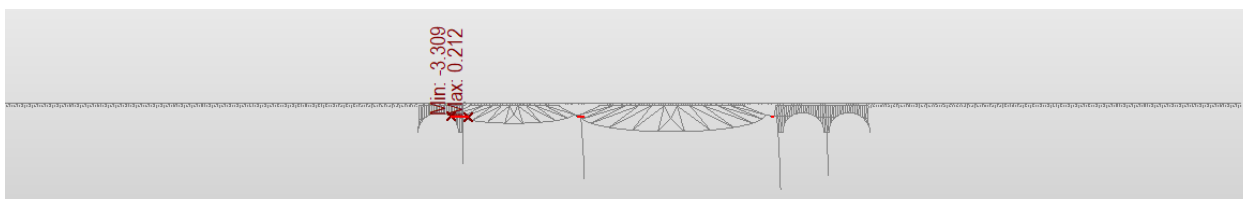
B 0_1_2_3 +X



B 0_1_2_3 -X

Deformace v úrovni ložisek:

B 1_2 +X



B 1_2 -X

Maximální podélná deformace nosné konstrukce od účinků brzdných nebo rozjezdových včetně deformace od průhybu (pootočení konců) nosné konstrukce δ_{BF} :

NK1 $\delta_{BF} = 8,4 \text{ mm}$ odpovídá požadavků ČSN EN

NK2 $\delta_{BF} = 7,2 \text{ mm}$ odpovídá požadavků ČSN EN

Posudek je veden kontrolně pro dokladování velikosti dosažené deformace nosné konstrukce ve vztahu k normovým kritériím.

S ohledem na nelineární výpočet deformací od brzdných sil a od pootočení konců NK nelze tyto stavy jednotlivě superponovat. Vzájemně se ovlivňují a nastávají současně.

Pozn: normová hodnota mezní deformace dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.5.2 (1)P je $\delta_B = 5,0 \text{ mm}$ pro účinky od brzdných sil. Mezní hodnota δ_{BF} pro deformaci včetně pootočení konců NK norma nestanovuje. Výpočtem celkové napjatosti v kolejnici metodou „kompletní analýzy“ je hodnota zpřesněna.

2.10 Stanovení součinitelů přenosu vodorovné reakce**2.10.1 Součinitel přenosu vodorovné reakce od změny teploty NK**

Model: file: TAP_3Dg_BK_P2_P2_v03_220928_calc.mcb

Reakce Rx [kN] v ložiskách od teplotní změny					
	NK1		NK2		ΣNK
Zatížení	P1	P2	P2	P3	
Element Nr.	3010	3016	3014	3012	
T+	0	-162.18	0	-834.27	-996.45
T-	0	148.59	0	784.43	933.02
T+ 60%					
T- 60%					

pro výpočet xT

k = 20 kN/m

 $x_i = R_{xi} / k \cdot L_{Ti}$

Součinitel interakce ξ_T [-]				
	NK1		NK2	
$L_T =$	37.5	m	61.5	m
Zatížení	P1	P2	P2	P3
Element Nr.	3010	3016	3014	3012
T+		-0.216		-0.678
T-		0.198		0.638
T+ 60%				
T- 60%				
ξ_T		0.216		0.678
ξ_T		0.250		0.700

2.10.2 Součinitel přenosu vodorovné reakce od brzdných a rozjezdových sil

Reakce Rx [kN] v ložiskách od rozjezdu a brzdění a účinků svislých dopravních zatížení					
	NK1		NK2		ΣNK
Zatížení	P1	P2	P2	P3	
Element Nr.	3010	3016	3014	3012	
FB+ nk	0	-518.7	0	-1078.9	-1597.6
FB- nk	0	205.33	0	1244.31	1449.64
FR+ nk1	0	-388.08	0	-131.24	-519.32
FR- nk1	0		0		0

pro výpočet xFB

k = 20 kN/m

 $\xi_i = R_{xi} / k \cdot L_{Ti}$

pro výpočet x FR

k = 33 kN/m

 $\xi_i = R_{xi} / k \cdot L_{Ti}$

Součinitel interakce ξ_{FB} [-] a ξ_{FR} [-]				
	NK1		NK2	
$L_T =$	38.5	m	62.5	m
Zatížení	P1	P2	P2	P3
Element Nr.	3010	3016	3014	3012
FB+ nk	0.000	-0.674	0.000	-0.863
FB- nk	0.000	0.267	0.000	0.995
ξ_{FB}		0.674		0.995
FR+ nk1		-0.388		-0.131
FR- nk1				
ξ_{FR}		0.388		0.131
ξ_{FB}		0.700		1.000

Pozn: Hodnoty včetně vlivu od globálního průhybu NK

Z výpočtu součinitelů je zřejmý vliv rozdílné tuhosti na pilíři P2 a P3, kdy je na pilíři P2 dochází k nižšímu přenosu vodorovné síly, čímž na druhou stranu dochází k zvýšenému namáhání kolejnice v místě přechodu na pilíř P1 (přechod MZ1).

AKCE : "Rekonstrukce mostu v km 1,279 trati Tábor - Bechyně"	
ČÁST : SO 01-20-01 - Statický výpočet – interakce koleje a mostu	STUPEŇ : DUSP

3. Závěr

Železniční svršek na mostním objektu je požadován z kolejnice 60E2 a v navazujících úsecích za mostním objektem 49E1.

Z posouzení kombinované odezvy koleje na mostu vyplývá, že napětí v kolejnici vyhovuje na mostě i pro případ největšího srovnaného ojetí dle předpisu SŽ S3.

Z výsledků posouzení celkové napjatosti (kompletní analýzy) vyplývá, že jsou splněny požadavky ČSN 1991-2 a předpisu S3 pro převedení bezстыkové koleje na mostním objektu.

Železniční svršek vyhovuje pro nápravovou sílu 22,5 t tzn. traťovou třídu zatížení D4.

Poznámka:

v přechodu tvaru kolejnic se použijí pražcové kotvy na délce a v rozsahu dle předpisu SŽ S3/2.

V Praze 2.5.2023

Ing. Martin Vlasák
SUDOP PRAHA a.s., středisko - mostů

Objednatel : Správa železnic, státní organizace	35.
Zhotovitel : SUDOP PRAHA a.s.	

