



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Diplomová práce

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při
dlouhodobých teplotních změnách

Interaction of the skew steel railway bridge with MW while long-term temperature changes

Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček Ph.D.

Katedra: Ocelových a dřevěných konstrukcí

Leden 2017

Bc. Jiří Šilínek





ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

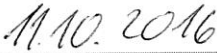

Příjmení: Šilínek	Jméno: Jiří	Osobní číslo: _____
Zadávací katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách	
Název diplomové práce anglicky: Interaction of the skew steel railway bridge with MW guiding at long-term temperature changes	
Pokyny pro vypracování: Vyhodnocení monitoringu mostu Oskar v Břeclavi se zaměřením na interakci kolej/most a funkci systému MW, tvorba nelineárního numerického modelu, validace a verifikace a srovnání s experimentem. Zhodnocení chování mostu, stanovení podélného odporu koleje v závislosti na teplotě.	
Seznam doporučené literatury: Frýba, L. Dynamika železničních mostů. 1. vyd. Praha: Academia, 1992. 328 s. ISBN 80-200-0262-6	
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.	
Datum zadání diplomové práce: 3.10.2016	Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

 Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
--	---



ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Bc. Jiří Šilínek

.....

5. leden 2017



PODĚKOVÁNÍ

Rád bych zde poděkoval panu doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi Ph.D. za cenné rady a připomínky k vypracování této práce a také za jeho trpělivost při konzultacích.



Obsah

1. Úvod	8
2. Bezстыková kolej	9
2.1 Obecně k bezстыkové koleji	9
2.2 Osové síly v bezстыkové koleji	9
2.2.1 Střední část bezстыkové koleje	9
2.2.1 Dýchající konec bezстыkové koleje	11
2.3 Stabilita bezстыkové koleje	14
2.3.1 Typické tvary vybočení.....	14
2.3.3 Teorie stability a diferenciální rovnice	15
2.3.4 Kritická síla.....	19
2.3.5 Kritická síla pro kolej v oblouku	23
2.3.6 Vliv zatížení kolejovou dopravou na vybočení bezстыkové koleje.....	25
2.3.7 Upínací teplota.....	26
2.3.7 Příčný odpor.....	26
2.3.7 Podélný odpor.....	27
2.3.8 Odpor proti pootočení kolejnice v upevnění a rámová tuhost koleje	29
3. Bezстыková kolej na mostech	30
3.1 Modelování a analýza bezстыkové koleje na mostní konstrukci	30
4. Systém řízení dilatace mostu	37
4.1 Použití systému řízené dilatace mostu u ocelových železničních mostů	37
5. Popis sledovaného mostního objektu	39
5.1 Popis základních částí mostu Oskar v Břeclavi	39
5.1.1 Trámy hlavních nosníků.....	42
5.1.2 Oblouky hlavních nosníků	42
5.1.3 Ztužení oblouků.....	44



5.1.4	Táhla hlavních nosníků	45
5.1.5	Mostovkový plech a podélné výztuhy	47
5.1.6	Příčné výztuhy a koncový příčník	48
5.1.7	System řízení dilatace mostu SŘDM	50
5.1.8	Železniční svršek na mostě	52
6.	Numerický model	53
6.1	Popis vytvořeného numerického modelu mostu Oskar v Břeclavi	53
6.1.1	Skladba modelu	54
6.1.2	Průřezy modelu	58
6.1.3	Vlastnosti nelineárních linků koleje a linků SŘDM	66
9.	Dlouhodobý monitoring a jeho vyhodnocení	70
9.1	Popis monitoringu probíhajícího na mostě Oskar v Břeclavi	70
9.1.1	Použité snímače a tenzometry	70
9.1.2	Specifikace měřící ústředny	85
2.1	Vyhodnocení dat z monitoringu probíhajícího na mostě Oskar v Břeclavi	89
9.2	Validace a verifikace numerického modelu a srovnání s experimentem	101
10.	Závěr	115



ANOTACE

Diplomová práce se věnuje vyhodnocení monitoringu mostu Oskar v Břeclavi. Hlavním předmětem vyhodnocování monitoringu je interakce most / koleje a funkce systému řízení dilatace mostu MW. Dále pak vytvoření nelineárního numerického modelu, validace a verifikace a srovnání s experimentálním měřením na mostě. V závěru je zhodnoceno chování mostu a stanoven podélný odpor koleje v závislosti na teplotě.

ANNOTATION

This thesis deals with evaluations of the bridge Oskar in Břeclav. The main object of evaluation is monitoring the interaction of the bridge / railway and function of the management dilatation system of the bridge MW. Furthermore, the creation of nonlinear numerical model validation and verification, and comparison with experimental measurements on a bridge. In the end the evaluation is focused on the behaviour of the bridge and set the track longitudinal resistance depending on the temperature.

KLÍČOVÁ SLOVA

Oskar, ocelový, šikmý, most, monitoring, teplota, interakce, odpor, kolej

KEYWORDS

Oskar, steel, skew, bridge, monitoring, temperature, interactions, resistance, railway



1. Úvod

Hlavním tématem této práce je vyhodnocení dlouhodobého experimentálního měření prováděného na nově vzniklé ocelové mostní konstrukci s pojmenováním Oskar v Břeclavi na trati mezi Břeclaví a Höhenau v Rakousku. Vyhodnocení výsledků dlouhodobého monitoringu je zaměřeno na vzájemnou interakci mezi mostem a kolejí v závislosti na teplotních změnách.

V první teoretické části práce jsou shrnuty základní poznatky o bezstykové koleji a jejím působení na zemním tělese a na mostní konstrukci. Dále je zde popsána funkce a použití systému řízení dilatace mostu pro ocelové železniční mosty.

Další část je věnována zjednodušenému popisu vyšetřovaného objektu, podrobnému popisu vytvořeného nelineárního numerického modelu a popisu experimentu zaměřeného na jednotlivé použité snímače a měřicí linku. Do popisu experimentu je zahrnut vysvětlení určité části problematiky tenzometrie související s vyhodnocením monitoringu.

V posledních kapitolách práce jsou vyhodnocena data z experimentu, na jejichž základě je provedena validace a verifikace numerického modelu. V závěru je zhodnoceno chování mostu a koleje ve srovnání s numerickým modelem a chování systému řízení dilatace SŘDM.



2. Bezстыková kolej

2.1 Obecně k bezстыkové koleji

Za bezстыkovou kolej se obecně považuje kolej, která je v celé své délce svařená a tedy se v ní nenachází žádné kolejnicové styky.

Dle předpisu SŽDC S3/2 musí mít tato kolej délku větší než 150 m, aby se dala považovat za bezстыkovou.

Zřízením bezстыkové koleje se předchází většímu dynamickému namáhání koleje a zvýšené hlučnosti. Zároveň se i snižují náklady na údržbu koleje. Naproti tomu je však kolej zatížena většími osovými silami od změn teploty. Na koncích bezстыkové koleje se ve většině případů zřizují běžné kolejnicové styky. Tento typ koleje je označován jako kolej s plným napětím od teplotních změn. Existují však i další typy ukončení bezстыkové koleje. Jedním z nich je kolejové dilatační zařízení. Dilatační zařízení zamezuje nadměrnému otvírání dilatačních spár a tím i vzniku častějších poruch. Dalším způsobem jak řešit ukončení bezстыkové koleje je vložení tří kolejových polí s kolejnicemi normální délky, které se před nástupem letních teplot vymění za kratší, čímž se umožní větší posun konců kolejnic. [1]

2.2 Osové síly v bezстыkové koleji

Působením vnějšího zatížení, jako jsou například kolejová vozidla a působením teplotních změn na bezстыkovou kolej, vznikají v kolejnicích osové síly a napětí.

Osové síly mohou být kladné nebo záporné, tedy tahové nebo tlakové. Následkem tahových sil například v zimním období, kdy dochází vlivem velkých poklesů teplot ke smršťování kolejnice, je lom kolejnice, při kterém však z pravidla nedochází k vykolejení vozidel. Nejnepříznivějšími silami jsou síly tlakové, v jejichž důsledku může dojít k vybočení koleje a následně k vykolejení vozidel, což může mít ve většině případů katastrofické následky.

Výpočet osových sil vychází ze základních vztahů pružnostní analýzy prutů a z rovnováhy sil na elementárním dílu prutu, který představuje kolejový rošt, tj. dvě kolejnice, upevnění a pražce.

2.2.1 Střední část bezстыkové koleje

Ve střední části bezстыkové koleje platí pro posunutí u

$$u = \Delta l = 0$$

Prodloužení prutu například stykované kolejnice délky l vlivem teplotního zatížení, pokud může volně dilatovat, vychází ze vztahu



$$\Delta l = l \cdot \alpha \cdot (t - t_0) = l \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (1)$$

kde

Δl je prodloužení kolejnice,

α je součinitel teplotní roztažnosti materiálu kolejnice,

t je aktuální teplota kolejnice,

t_0 je neutrální teplota kolejnice.

Zabráníme-li kolejnici na obou koncích dilatovat, můžeme poměrnou deformaci kolejnice vypočítat jako

$$\varepsilon_t = -\frac{\Delta l}{l} = -\frac{l \cdot \alpha \cdot (t - t_0)}{l} = -\alpha \cdot (t - t_0) \quad (2)$$

Z poměrné deformace můžeme dále vypočítat odpovídající normálové napětí v kolejnici a odpovídající normálovou sílu

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon_t = -E \cdot \alpha \cdot (t_0 - t) \quad (3)$$

$$N_x = \sigma \cdot A = -A \cdot E \cdot \alpha \cdot (t_0 - t) \quad (4)$$

kde

E je modul pružnosti materiálu kolejnice [Pa],

A je průřezová plocha kolejnice [m²].

Tyto vztahy odpovídají střední části bezstykové koleje, kde je posunutí $u = \Delta l = 0$. Z předchozích vztahů je patrné, že osová síla resp. napětí v kolejnici není závislé na délce koleje.

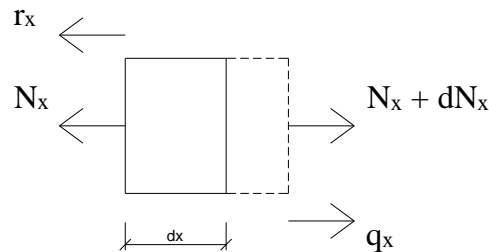
Celková normálová síla při uvážení dalších vlivů můžeme vyjádřit dle teorie pružnosti vztahem

$$N_x = E \cdot A \cdot (\varepsilon - \varepsilon_t) = E \cdot A \cdot \left(\frac{du}{dx} - \alpha \cdot \Delta t \right) \quad (5)$$

kde

$\varepsilon = \frac{du}{dx}$ je poměrné přetvoření prutu od jiných vlivů než teploty.

Podmínku rovnováhy sil na elementárním dílu prutu z kolejového roštu z obr. 1, uloženém ve šterkovém loži můžeme zapsat takto



Obr. 1 Elementární díl prutu

$$\frac{dN_x}{dx} = r_x - q_x \quad (6)$$

Po dosazení (5) a derivování získáme diferenciální rovnici

$$E \cdot A \cdot \frac{d^2 u}{dx^2} = r_x - q_x \quad (7)$$

kde

r_x je odpor proti posunutí koleje na metr délky koleje daný odporem proti posunutí kolejnic v upevňovacích a odporem proti posunutí kolejového roštu ve šterkovém loži [kN/m],
 q_x je vnější zatížení koleje, dané např. bržděním nebo rozjezdem kolejových vozidel, na metr délky koleje [kN/m].

Průběh podélného odporu r_x po délce koleje je funkcí posunutí u . Skutečný průběh podélného odporu lze zjednodušeně vyjádřit výrazy např. dle [1]

$$r_x = 0 \quad \text{pro } u = 0$$

$$r_x = r_0 \cdot \text{sign}(t_0 - t) \quad \text{pro } u \neq 0$$

kde

r_0 je základní hodnota odporu [kN/m].

Dle předpisů ČD je standardní hodnota podélného odporu na kolejnici v upevnění 7 kN a 10 kN/m proti posunutí kolejového roštu ve šterkovém loži.

Kromě části bezстыkové koleje, ve které je podélné posunutí rovno nule $u = 0$, se bezстыková kolej skládá také z částí ve kterých se $u \neq 0$. Tyto části se nazývají dýchající konce bezстыkové koleje a nachází se na obou koncích koleje.

2.2.1 Dýchající konec bezстыkové koleje

V délce dýchajícího konce kolejnice l_k dochází vlivem teplotních změn k prokluzu kolejnic v upevněních. Důsledkem těchto pohybů je uzavírání nebo rozevírání dilatační spáry na konci kolejnice, což vyvolává vodorovnou reakci v kolejnicových spojkách. Tato reakce je daná jednak



třecím odporem kolejnicových spojek a při uzavření dilatační spáry také kontaktní silou při dotyku kolejnic. Tuto reakci můžeme vyjádřit např. podle [1] takto

$$R = R_s \cdot \text{sign}(t_0 - t), \quad (8)$$

kde

R je vodorovná reakce ve spojkách [N],

R_s je velikost osové síly v koncovém průřezu [N].

Z podmínky rovnováhy sil v délce dýchajícího konce bezстыkové koleje dané rovností dle [1]

$$R + \int_0^{l_k} r_x \cdot d_x = E \cdot A \cdot (t - t_0), \quad (9)$$

kde je na levé straně součet vodorovné reakce ve spojkách a celkové vodorovné výslednice podélného odporu v daném bodě dýchajícího konce a na straně pravé celková vodorovná síla ve střední nepohybující se části bezстыkové koleje, můžeme po integraci a úpravě za podmínky, že $u \neq 0$, získat vztah pro délku dýchajícího konce

$$l_k = \frac{E \cdot A \cdot \alpha \cdot (t_0 - t) - R}{r_x} \cdot [\text{m}] \quad (10)$$

Délka dýchajícího konce se uvažuje 75 m.

Velikost podélného posunu u vypočítáme např. dvojitou integrací rovnice (7). Po integraci a úpravě dostáváme

$$u = \frac{r_x}{2 \cdot E \cdot A} \cdot x^2 + C_1 \cdot x + C_2. \quad (11)$$

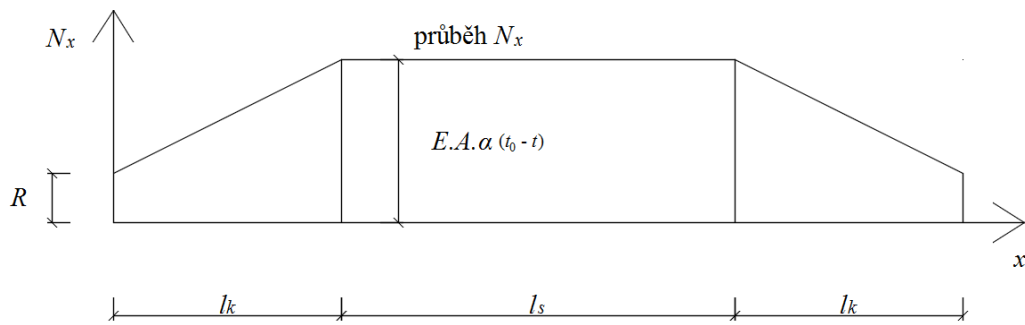
kde C_1 a C_2 jsou integrační konstanty, které získáme z příslušných okrajových podmínek. První dostaneme z rovnice (5) v bodě $x = 0$ dle souřadného systému z obr. 2. V tomto bodě je normálová síla rovna reakci ve spojkách. Druhou podmínku získáme z faktu, že na konci střední části bezстыkové koleje je posun u nulový.

Okrajové podmínky mají tedy tvar

$$\frac{du_{(0)}}{dx} = \frac{R}{E \cdot A} + \alpha \cdot (t_0 - t) \quad (12)$$

$$u_{(l_k)} = 0 \quad (13)$$

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 2 Průběh normálové síly po délce bezstykové koleje

Po dosazení okrajových podmínek do rovnice (11) a po úpravě dostaneme vztah pro výpočet vodorovného posunu

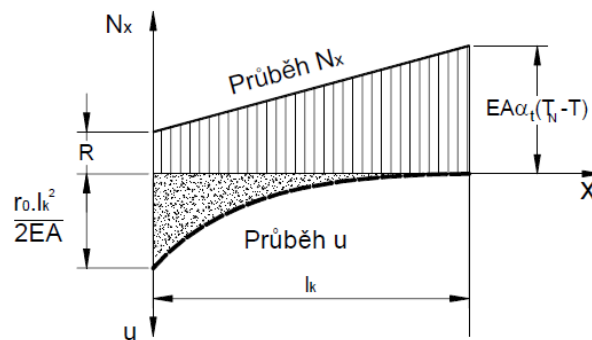
$$u = \frac{r_x}{2 \cdot E \cdot A} \cdot (x - l_k)^2. \quad (14)$$

Normálovou sílu a napětí lze pak vypočítat např. dle [1] takto

$$N_x = r_x \cdot x + R, \quad (15)$$

$$\sigma_x = \frac{r_x \cdot x + R}{A}. \quad (16)$$

Průběhy osových sil a posunů v délce dýchajícího konce popisuje následující obrázek.



Obr. 3 Průběh osových sil a napětí na dýchajícím konci [1]

2.3 Stabilita bezстыkové koleje

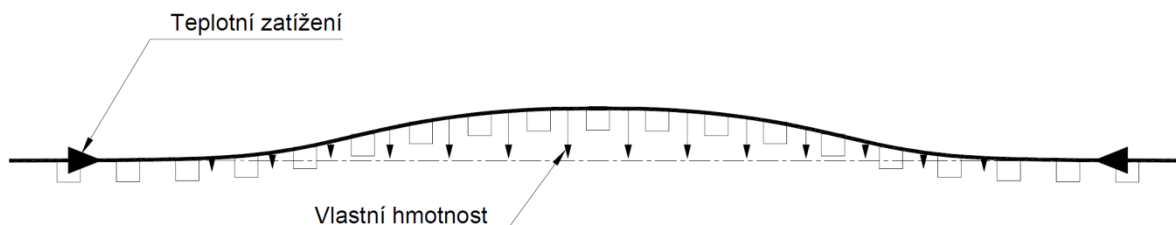
Jak již bylo popsáno, v bezстыkové koleji vznikají vlivem teplotních změn a vnějšího zatížení osová síla. Tyto síly mohou být tahové nebo tlakové. V důsledku tahových sil může dojít k lomu kolejnic. Tímto jevem se zde zabývat nebudeme. V důsledku síly tlakové je kolejový rošt namáhán na vzpěr a může dojít k jeho vybočení. K vybočení může dojít jak ve vodorovném tak i svislém směru, což je ale málo pravděpodobné díky hmotnosti kolejového roštu a ohybové tuhosti kolejnic. Vybočení ve vodorovném směru brání příčný a podélný odpor pražců ve šterkovém loži a rámová tuhost koleje. Významný vliv na odolnost proti vybočení má rovněž upínací teplota, při které byla bezстыková kolej zřízena, stav kolejového lože, druh pražců a také počáteční imperfekce kolejového roštu.

Dle [1] se vybočení dělí na dva typy, dle charakteru působícího zatížení.

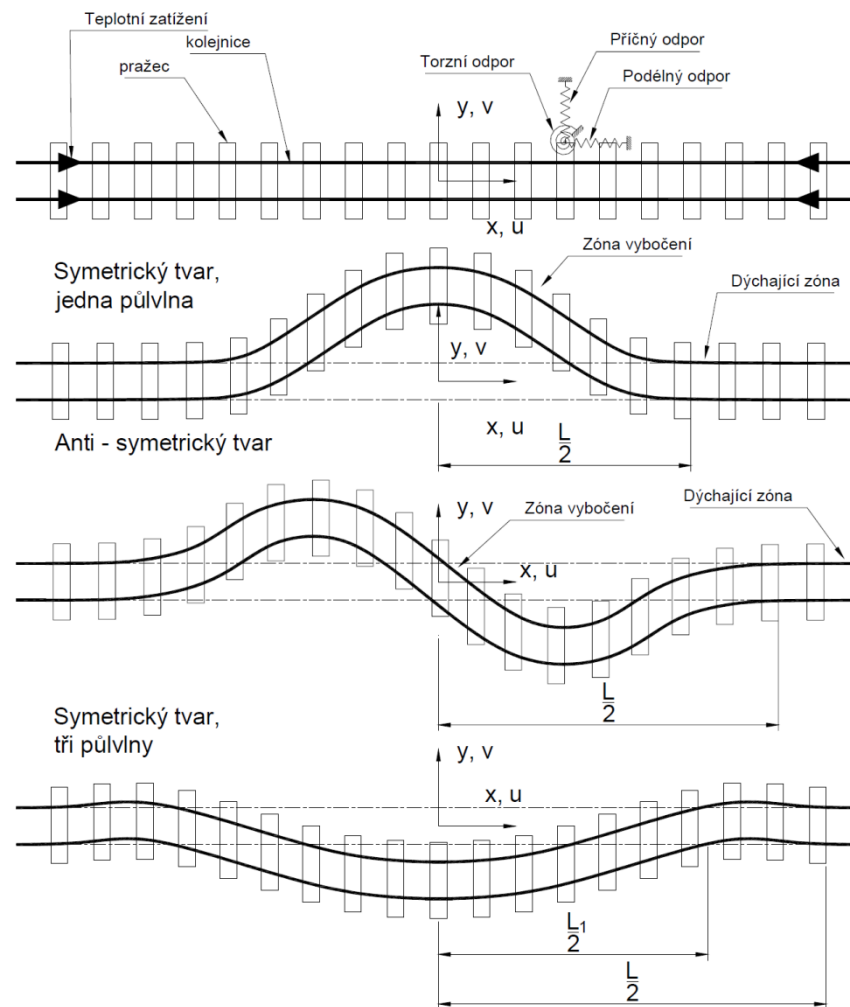
Prvním typem je *statické* vybočení, které je důsledkem pouze teplotního zatížení. Druhým typem je *dynamické* vybočení způsobené kombinací teplotní zatížení a zatížení kolejovou dopravou. Odolnost proti dynamickému vybočení je nižší než proti statickému, z čehož vyplývá, že zatížení kolejovou dopravou má rovněž významný vliv na odolnost proti vybočení bezстыkové koleje. [1]

2.3.1 Typické tvary vybočení

Vybočení koleje má většinou tvar sinusových vln. Vlny mohou být symetrické nebo antisymetrické vůči středu deformace. Na celkový tvar deformace má vliv průběh počátečních imperfekcí po délce koleje. Jednotlivé tvary vybočení popisují následující obrázky.



Obr. 4 Vybočení kolejového roštu ve svislé rovině [1]



Obr. 5 Tvary vybočení bezстыkové koleje ve vodorovné rovině [1]

Dojde-li k vybočení, potom se nedeformované části bezстыkové koleje, nacházející se za částmi deformovanými, chovají jako dýchající konce. [1]

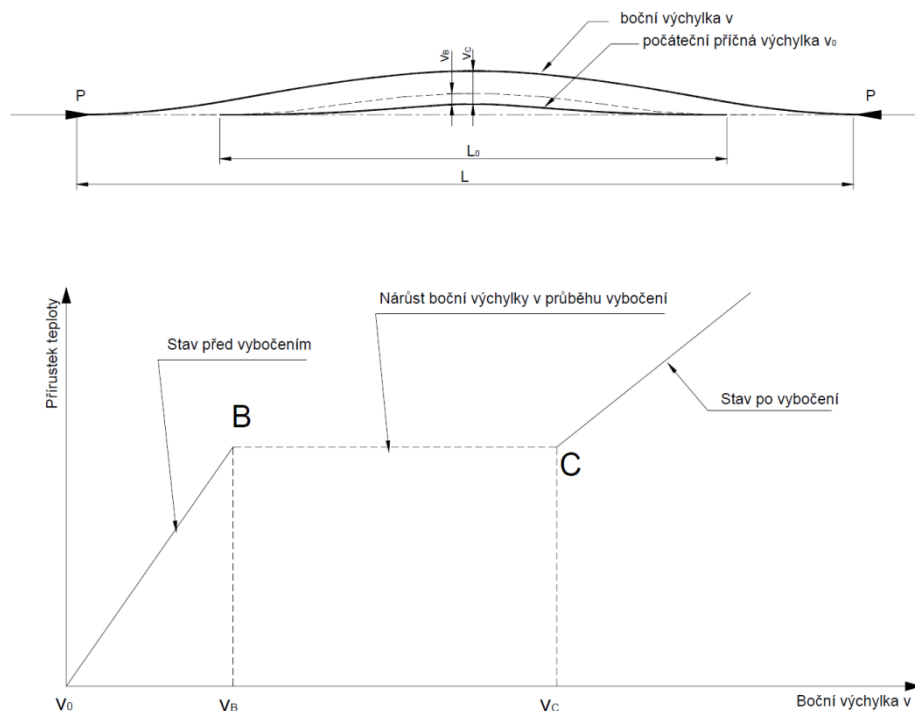
2.3.3 Teorie stability a diferenciální rovnice

Literatura [1] detailně popisuje následující řešení stabilitního problému bezстыkové koleje.

Značný vliv na stabilitu mají počáteční imperfekce koleje v_0 na délce L_0 a velikostí amplitudy δ_0 od ideální geometrické polohy.

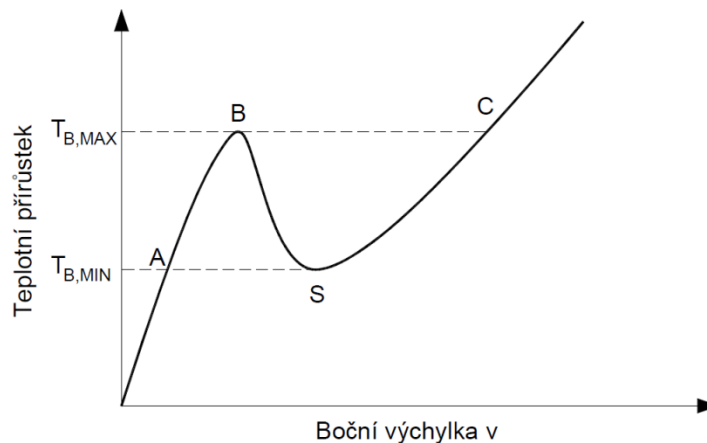
Existuje kritická teplota T_B , při které dojde k náhlému nárůstu boční výchylky v v délce vlny L a výchylka stále narůstá až do okamžiku dosažení rovnovážného stavu. Další zvyšování teploty způsobí jen další nárůst výchylek. Počáteční imperfekce a průběh výchylek v ukazuje Obr. 6.

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 6 Průběh boční výchylky při vybočení bezstykové koleje [1]

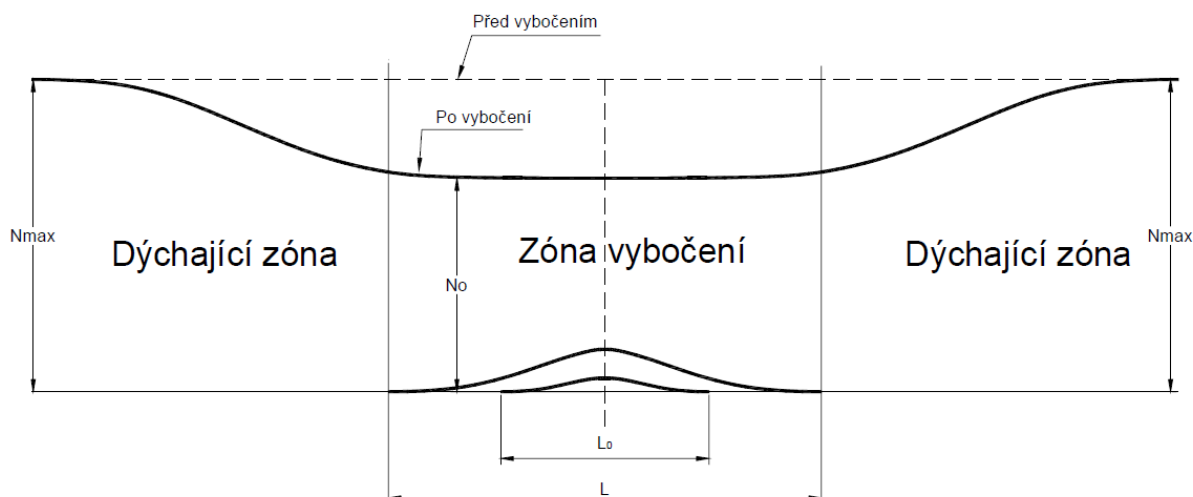
Rovněž [1] udává, že existuje teplotní rozsah $T_{B,MIN}$ a $T_{B,MAX}$, kde $T_{B,MIN}$ je teplota, jejíž dosažení může způsobit vybočení za přispění dostatečně velkého vnějšího impulsu. Dosáhne-li teplota kritické hodnoty $T_{B,MAX}$, hrozí nebezpečí vybočení koleje i bez přispění sebemenšího vnějšího impulsu. V rozsahu těchto teplot, lze teoreticky pro danou teplotu nalézt příslušnou výchylku, což názorně ukazuje Obr. 7.



Obr. 7 Teoretická křivka pro explozivní vybočení [1]

Mezi body B a S se nacházejí rovnovážné stavy, které jsou nestabilní a stavy mezi body S a C jsou stabilní.

Pro vybočený úsek je charakteristický náhlý pokles osově síly v důsledku snížení tuhosti vlivem deformace. Tento jev ukazuje Obr. 8. [1]



Obr. 8 Průběh osových sil v koleji po vybočení [1]

Řešení stability bezстыkové koleje dle [1] vychází z rovnic rovnováhy pro podélný a příčný směr. Určení kritické síly dosahuje určité složitosti vzhledem k nelinearitě problému. Při uvážení velkých deformací a tedy geometricky nelineárního řešení, dostáváme následující rovnice pro podélnou poměrnou deformaci např. podle

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{d(v+v_0)}{dx} \right)^2 - \alpha(t-t_0) \quad (17)$$

kde

v je funkce boční výchylky [m],

v_0 je počáteční boční výchylky [m].

Uvažujeme-li

$$\frac{1}{2} \left(\frac{d(v_0)}{dx} \right)^2 \approx 0,$$

pak dostaneme

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{dv}{dx} \frac{dv_0}{dx} - \alpha(t-t_0). \quad (18)$$



Zanedbáme-li vliv podélného odporu, pak dostáváme pro konstantní osovou sílu N_x při podélném ohybu dle teorie II. řádu pro velikost ohybového momentu vztah

$$M_z = \bar{M}_z \pm N_x (v + v_0). \quad (19)$$

Z diferenciální rovnice ohybové čáry víme, že

$$-\bar{M}_z = EI_z \frac{d^2v}{dx^2} \quad (20)$$

kde

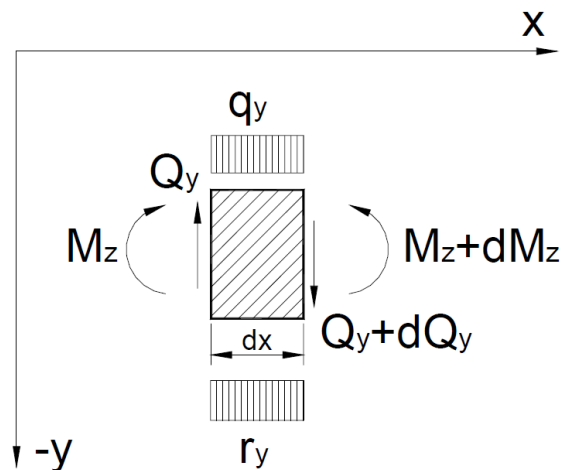
E je modul pružnosti materiálu kolejnice [MPa],

I_z je moment setrvačnosti kolejnice ve vodorovném směru [m⁴].

Dosazením (20) do (19) získáme rovnici

$$EI_z \frac{d^2v}{dx^2} \pm N_x (v + v_0) = -M_z \quad (21)$$

Z rovnováhy sil na diferenciálním elementu prutu pro příčný odpor proti vybočení z Obr. 9 dostaneme rovnici



Obr. 9 Element prutu [1]



$$\frac{d^2 M_z}{dx^2} = r_y + \frac{dr_{xy}}{dx} - q_y, \quad (22)$$

kde

r_y je funkce $r_y(v)$ pro příčný odpor,

r_{xy} je funkce $r_{xy}\left(\frac{dv}{dx}\right)$ pro torzní tuhost upevnění,

q_y je příčné spojité zatížení.

Dvojitou derivací, zavedením předpokladu konstantní síly N_x a po zanedbání počáteční imperfekce v_0 dostaneme pro zdeformovanou oblast, tedy pro oblast vybočení základní diferenciální rovnici ve tvaru [1]

$$EI_z \frac{d^4 v}{dx^4} \pm N_x \frac{d^2 v}{dx^2} = q_y - r_y - \frac{dr_{xy}}{dx}. \quad (23)$$

2.3.4 Kritická síla

Za předpokladu, že příčné zatížení $q_y = 0$ a zanedbání odporu v uzlu upevnění můžeme pro výpočet kritické osové síly v nejjednodušším případě využít Eulerův vztah pro kritickou sílu

$$N_k = EI_z \frac{n^2 \pi^2}{L^2}, \quad (24)$$

kde

L je vzpěrná délka, tedy vzdálenost inflexních bodů křivky vybočení a v našem případě tedy délka vlny,

n je počet vln.

Velikost kritické síly závisí na velikosti příčného odporu, ale také na uvažovaných okrajových podmínkách a počátečních imperfekcích. Dle [1] můžeme zavést pro velikost vybočení po délce prutu následující okrajové podmínky

$$v\left(-\frac{L}{2}\right) = 0; \quad v\left(\frac{L}{2}\right) = 0. \quad (25)$$

Příčný odpor můžeme pro oblasti bez příčných posunů uvažovat nulový a pro oblasti s příčnými posuny nenulový dle [1]

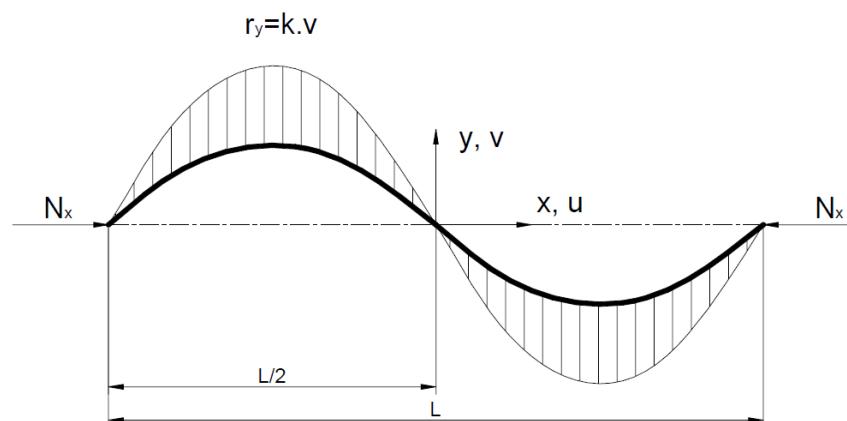
$$\begin{aligned} r_x &= 0 && \text{pro } u = 0 \\ r_x &= r_0 \cdot \text{sign}(t_0 - t) && \text{pro } u \neq 0 \end{aligned} \quad (26)$$

Zanedbáme-li počáteční imperfekce a uvažujeme-li malé posuny, můžeme dle [1] použít pro příčný odpor dle Obr. 10 lineární závislost příčného odporu na příčném posunu jako

$$r_x(v) = k \cdot v. \quad (27)$$

kde

k je koeficient lineární závislosti odporu na příčném posunu [$\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$].



Obr. 10 Vybočení přímého prutu s příčným odporem lineárně závislým na výchylce [1]

Pro namáhání na vzpěr a při uvážení předchozích předpokladů, že $q_y = 0$ a zanedbáním odporu v upevnění dostáváme z rovnice (23) vztah

$$\frac{d^4 v}{dx^4} \pm \frac{N_x}{EI_z} \frac{d^2 v}{dx^2} + \frac{kv}{EI_z} = 0. \quad (28)$$

Odtud lze odvodit vztahy pro ohybovou čáru v , kritickou sílu N_k a kritický přírůstek teploty ΔT_k [1]

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

$$v = v_A \sin\left(\frac{n^2 \pi^2}{L^2}\right) \quad (29)$$

$$N_k = EI_z \frac{n^2 \pi^2}{L^2} + k \frac{L^2}{n^2 \pi^2}$$

$$\Delta T_k = \frac{N_k}{\alpha EA}$$

kde

v_a je výchylka po vybočení [m].

Odtud je možné prostřednictvím derivace zjistit hodnotu čísla n , pro které je kritická síla N_k nejmenší

$$\frac{dN_k}{dn} = EI_z \frac{2n\pi^2}{L^2} - k \frac{2L^2}{n^3 \pi^2} = 0 \quad (30)$$

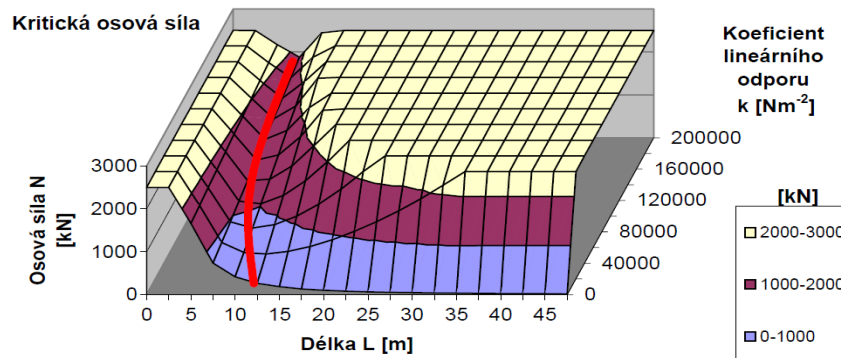
$$n^4 = \frac{k}{EI_z} \frac{L^4}{\pi^4}$$

Číslo n musí být přirozené číslo, proto je nutné dosadit všechna přirozená čísla nejbližší k vypočtenému číslu n_k dosadit do (29) a zjistit, pro které je N_k nejnižší. Pro minimální hodnotu N_k , lze podobně jako v (30) stanovit kritickou délku L_k

$$\frac{dN_k}{dL} = -EI_z \frac{2n\pi^2}{L^3} + k \frac{2L}{n^3 \pi^2} = 0 \quad (31)$$

$$L_k = n\pi \sqrt[4]{\frac{EI_z}{k}}$$

Následující obrázek popisuje závislost kritické síly na délce vlny a již zmiňovaném koeficientu lineárního odporu.



Obr. 11 Závislost kritické síly na délce vlny a koeficientu lineární závislosti [1]



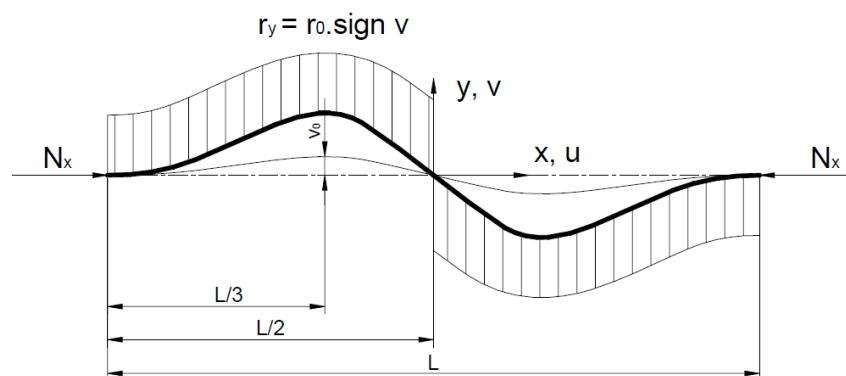
Protože je délka L_k násobkem čísla n (viz (31)) dostaneme spojením (29),(30) a (31) vztahy pro kritickou teplotu a pro sílu N_k , která bude pro všechna čísla n stejná

$$N_k = 2\sqrt{EI_z k} \quad (32)$$

$$\Delta T_k = \frac{2\sqrt{EI_z k}}{\alpha EA}$$

Nyní uvažujme počáteční imperfekce v_0 , hodnotu příčného odporu dle podmínek v (26) a okrajové podmínky dle Obr. 12, které v podstatě odpovídají prutu na obou koncích vetknutého. Okrajové podmínky jsou následující

$$v\left(-\frac{L}{2}\right) = \frac{dv\left(-\frac{L}{2}\right)}{dx} = 0; \quad v\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{dv\left(\frac{L}{2}\right)}{dx} = 0 \quad (33)$$



Obr. 12 Vybočení bezstykové koleje [1]

Po uvážení výše uvedených předpokladů můžeme vyjádřit kritickou délkou, kritickou osovou sílu a kritický přírůstek teploty jako [1] [2]

$$L_k = 7,75 \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_z v_0}{r_0}} \quad (34)$$

$$N_k = 2,96 \cdot \sqrt{\frac{EI_z v_0}{r_0}} = 177 \frac{EI_z}{L_k^2}$$

$$\Delta T_k = \frac{N_k}{\alpha EA}$$



2.3.5 Kritická síla pro kolej v oblouku

Nalezení kritické osové síly je založena na řešení diferenciálních rovnic, sestavených v polárním souřadném systému pro tangenciální směr se souřadnicí θ a radiální směr se souřadnicí R . Hodnota

R je konstantní a uvažují se stejné předpoklady pro vybočené a dýchající části jako u přímé koleje.

Diferenciální rovnice jsou následující [1]:

Pro tangenciální směr

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{R} \left(\frac{du}{d\theta} + v \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R} \frac{dv}{d\theta} \right)^2 + \frac{1}{R^2} \frac{dv}{d\theta} \frac{dv_0}{d\theta} - \alpha(t - t_0), \quad (35)$$

kde

R je radiální souřadnice, v našem případě poloměr oblouku [m].

Pro příčný směr platí rovnice

$$\frac{EI_z}{R^4} \frac{d^4 v}{d\theta^4} \pm \frac{N_{\theta}}{R^2} \frac{d^2 (v + v_0)}{d\theta^2} - \frac{N_{\theta}}{R} = q_R - r_R - \frac{dr_{\theta R}}{d\theta} \quad (36)$$

kde

r_R je funkce $r_R(v)$ příčného odporu koleje [$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$],

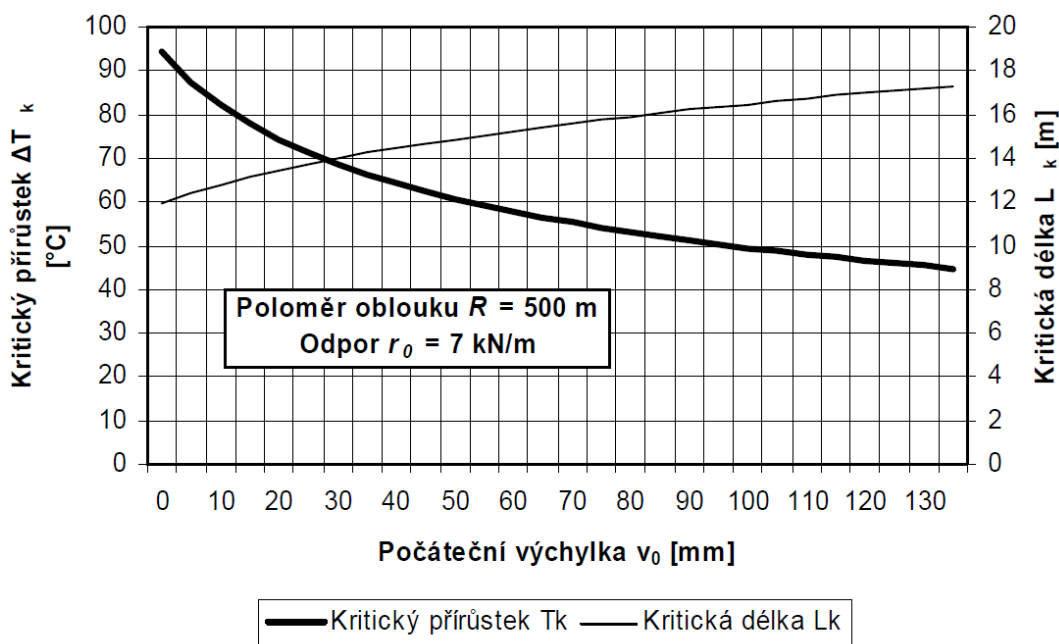
$r_{\theta R}$ je funkce $r_{\theta R} = \left(\frac{dv}{d\theta} \right)$ torzní tuhost upevňovadel,

q_R je příčné spojité zatížení.

Pro nelineární řešení výše uvedených diferenciálních rovnic lze využít řešení pomocí Fourierových řad nebo metody konečných prvků. Výsledné řešení pro kritickou sílu, kritickou délku a kritický přírůstek teploty má tvar [1]

$$\begin{aligned} N_k &= -\frac{8EI_z}{Rv_0} + \sqrt{\left(\frac{8EI_z}{Rv_0} \right)^2 + \frac{16EI_z r_0}{v_0}} \\ L_k &= 2\pi \sqrt{\frac{2EI_z}{N_k}} \\ \Delta T_k &= \frac{N_k}{\alpha EA} \end{aligned} \quad (37)$$

Obr. 13 názorně ukazuje vliv počátečních imperfekcí a kritické délky na kritickou teplotu. Z logiky věci vyplývá, že čím větší jsou počáteční imperfekce, tím nižší osové síly a tedy i nižší teploty je zapotřebí k vyčerpání vzpěrné pevnosti koleje. Naopak s rostoucí délkou vlny roste také délka, na které působí příčný odpor a tím je také zapotřebí větší osové síly a tedy i vyšší teploty k vyčerpání vzpěrné pevnosti.



Obr. 13 Závislost T_k a L_k na počáteční výchylce v_0 [1]

Z předchozího obrázku je rovněž zřejmé, že na stabilitu bezстыkové koleje má také vliv poloměr oblouku. V obloucích dochází k poklesu vzpěrné pevnosti a k malým příčným pohybům, které jsou způsobené změnami teploty. Tyto pohyby vlivem snížení příčné tuhosti snižují osové síly v kolejničích. Přestože se jedná o kladný účinek, k efektivnímu snížení osových sil by bylo zapotřebí příčných posunů v řádech desítek milimetrů, což je nežádoucí.

Oblouky a jejich poloměry v bezстыkové koleji mají dopad na změnu neutrální teploty, kterou můžeme nazvat jako teplotu upínací. Tedy teplota, za které byla bezстыková kolej zřízena. Změnu upínací teploty můžeme vyjádřit pro $v_0 = 0$ takto

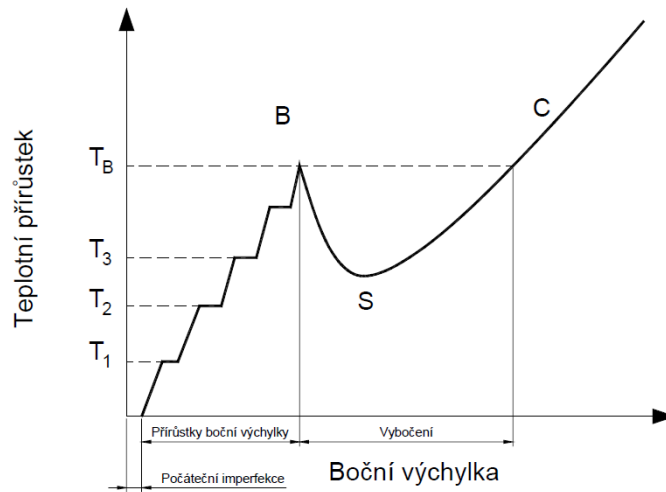
$$\Delta t_0 = \frac{v_c}{R \cdot \alpha} \quad (38)$$

kde

Δt_0 je změna upínací teploty [°C],

v_c je posun koleje směrem ven z oblouku [m].

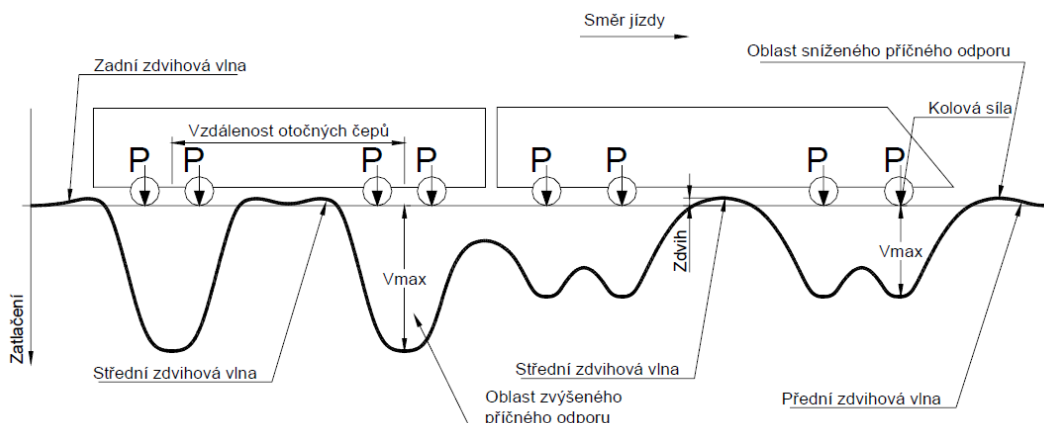
Na Obr. 14 je znázorněn průběh boční výchylky v závislosti na teplotním přírůstku u dynamicky zatěžované koleje, která byla zřízena s počáteční imperfekcí δ_0 a s upínací teplotou t_0 .



Obr. 14 Průběh boční výchylky u dynamicky zatěžované bezстыkové koleje [1]

2.3.6 Vliv zatížení kolejovou dopravou na vybočení bezстыkové koleje

Bylo již uvedeno, že na stabilitu bezстыkové koleje má zásadní vliv zatížení kolejovou dopravou. Předcházející řešení tento vliv nezahrnuje. Při pohybu kolejových vozidel po bezстыkové koleji mohou nastat kritické okamžiky hned v několika případech a to při brzdění nebo rozjezdu vlaků a při jízdě. Vlivem dynamického svislého zatížení dochází před přední nápravou kolejového vozidla a mezi jeho nápravami ke zdvihu kolejového roštu, což vyvolává vynulování třecí síly na ložné ploše pražce kde štěrk není schopen přenášet tahové napětí a tím také dochází ke snížení příčného odporu. Tyto okamžiky jsou potenciálně nebezpečné z hlediska stability koleje. Na Obr. 15 jsou ukázány oblasti, ve kterých dochází ke snížení příčného odporu a zdvihu kolejového roštu pod jedoucím vozidlem.



Obr. 15 Průběh svislého zatlačení koleje pod jedoucím vlakem [1]

Dle [1] mají na velikost a průběh svislého zatlačení vliv jednak parametry vozidel, tj. nápravové hmotnosti, vzdálenost náprav a rozvor podvozků, jednak typy kolejnic a pražců, tuhost upevnění a deformační modul pražcového podloží.

2.3.7 Upínací teplota

Upínací teplotou je myšlena teplota kolejnic nebo teplota odpovídající uměle vyvolané změně délky kolejnicových pásů napínáním nebo ohřevem, při které došlo ke svaření závěrného svaru a upnutí kolejnicových pásů. [1]

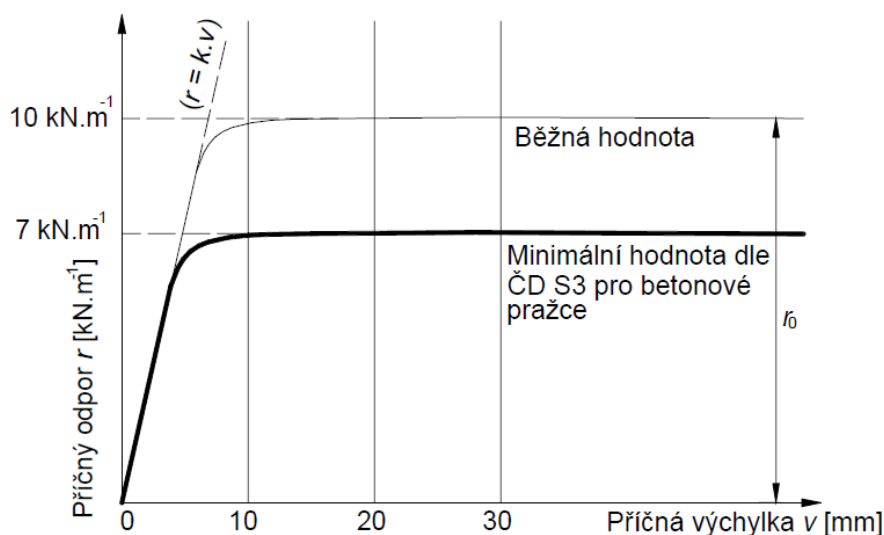
Dovolená upínací teplota je teplotní rozmezí, ve kterém je možné provést svaření závěrných svarů.

Dovolené rozmezí upínacích teplot se dle SŽDC pohybuje v rozmezí od $+17^{\circ}\text{C}$ do $+23^{\circ}\text{C}$.

Není-li možné toto rozmezí splnit, je zapotřebí při nižších teplotách provést dodatečné napínání nebo ohřev. Při vyšších teplotách se bezstyková kolej nesmí zřizovat.

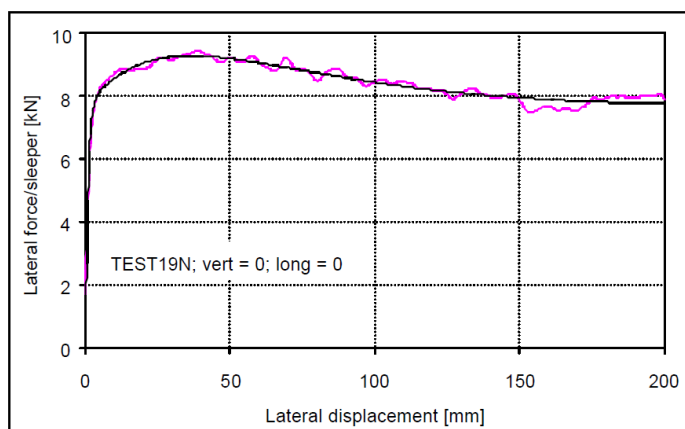
2.3.7 Příčný odpor

Velikost příčného se podle standardu Českých drah bere jako průměrná hodnota příčných odporů $r_0 = 7 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ (4,2 kN na pražec) u koleje s betonovými pražci. Velikost příčného odporu závisí na hmotnosti a druhu pražců a na vlastnostech kolejového lože. Typický průběh příčného odporu ukazuje Obr. 16.



Obr. 16 Typický průběh příčného odporu v závislosti na příčné výchylce koleje [1]

Obr. 17 ukazuje výsledek experimentálního měření příčného odporu nezátíženého úseku kolejového roštu ve šterkovém loži, který ve své podstatě odpovídá předcházejícímu obrázku.



Obr. 17 Lateral resistance track in ballast [3]

Příčný odpor se skládá z několika složek, které nejlépe vystihuje následující vzorec

$$r_y = \mu \cdot Q_p + K_C + K_B \quad (39)$$

kde

μ je koeficient tření na ložné ploše pražce,

Q_p je svislé zatížení [N],

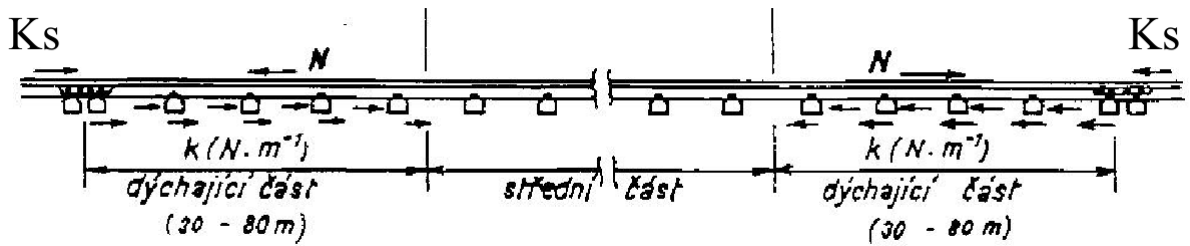
K_C je odpor kolejového lože před čelem pražce [N],

K_B je tření bočních ploch pražců o šterk [N].

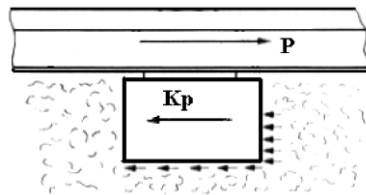
Tření na ložné ploše pražce přebírá přibližně 46 % z celkového odporu, odpor před čelem pražce přibližně 19 % a tření bočních ploch pražce přibližně 35 %.

2.3.7 Podélný odpor

Podélný odpor se skládá ze složek odporu v upevnění kolejnice a odporu proti posunutí pražce ve šterkovém loži. Nejmenší zaručená hodnota odporu proti podélnému posunu v upevnění kolejnice je 7 kN a proti posunu kolejového roštu v kolejovém loži 10 kN / 1 m koleje, tj. 6 kN / pražec při rozdělení pražců "u". [4]



Obr. 18 Působení podélných sil po délce bezстыkové koleje

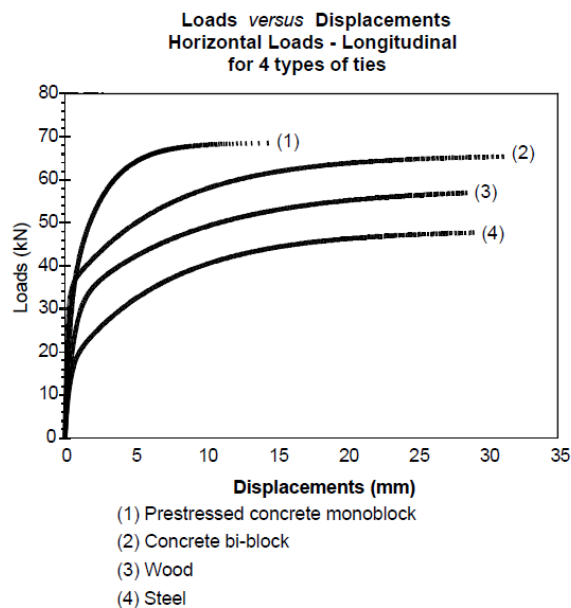


Obr. 19 Detail rozložení sil v uložení pražce ve šterkovém loži [4]

Pro velikost síly potřebné k překonání podélných odporů dle Obr. 17 a 18 musí platit [4]

$$P \geq K_s + \int_0^L k_p(x) dx \quad (40)$$

Na následujícím obrázku je zachycen experimentálně zjištěný průběh podélného posunu kolejového roštu ve šterkovém loži v závislosti na zvětšujícím se podélném zatížení pro různé druhy pražců.



Obr. 20 Průběh podélného posunu v závislosti na osovém zatížení pro různé druhy pražců [2]

Výsledné odpory zjištěné v tomto experimentu pro podélný posun 15 mm jsou uvedeny v Tab. 1.

Sleepers	Load per each sleeper (kN) for displacement of 15mm.
Wood	7,57
Concrete pre-stressed monoblock	9,86
Concrete Bi-block	8,86
Steel	6,43

Tab. 1 Comparison between the forces and displacements for the studied sleepers [2]

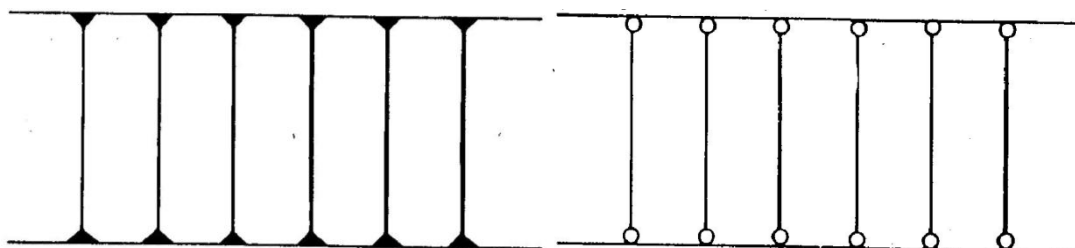
2.3.8 Odpor proti pootočení kolejnice v upevnění a rámová tuhost koleje

Tuhost koleje v horizontálním a vertikálním směru je zásadním faktorem ovlivňujícím stabilitu bezстыkové kolejje. Ve svislém směru je tuhost koleje dána pouze ohybovou tuhostí kolejnic, což vyjadřuje vztah [4]

$$EI_{y,koleje} = E \cdot 2 \cdot I_{y,kolejnice} \quad (42)$$

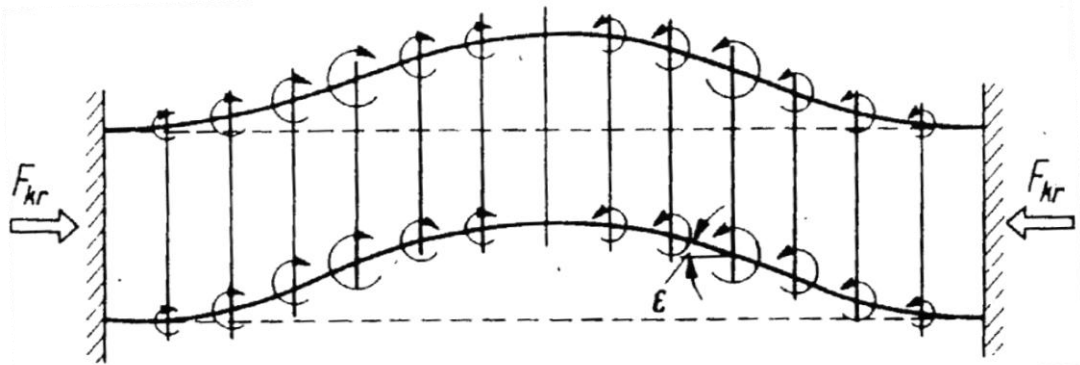
Určení tuhosti koleje ve směru vodorovném je značně složitější vzhledem k druhu upevnění kolejnic k pražcům. Při použití tuhého upevnění nedochází na styku pražce a kolejnice k pootočení a jejich spojení pak můžeme považovat za rámové. Naopak použije-li se upevnění umožňující natočení, je možno spojení kolejnice a pražce považovat za kloubové. Potom je tuhost koleje ve vodorovném směru závislá pouze opět na ohybové tuhosti kolejnic v tomtéž směru, což popisuje vztah [4]

$$EI_{z,koleje} = E \cdot 2 \cdot I_{z,kolejnice} \quad (43)$$



Obr. 21 Rámové a kloubové spojení pražce a kolejnice

Hodnota odporu proti pootočení kolejnice v upevnění je vyjádřena jako velikost momentu nutného k pootočení kolejnice vůči pražci o 1° . Rozdělení momentů po délce vybočené části kolejje ukazuje Obr. 21.



Obr. 22 Odpor proti pootočení v zóně vybočení

3. Bezстыková kolej na mostech

3.1 Modelování a analýza bezстыkové koleje na mostní konstrukci

Cílem analýzy interakce mezi kolejí a mostní konstrukcí je vyšetření jejich vzájemného silového ovlivnění, tedy přenos sil z koleje do mostní konstrukce a naopak.

V důsledku vodorovné a svislé deformace od provozního zatížení a teplotní dilatace mostní konstrukce jsou prostřednictvím šטרkového lože, zaměříme-li se na mostní konstrukce se šטרkovým ložem, a pražců vnášeny do kolejnic přídavné síly, které mohou ovlivňovat stabilitu bezстыkové koleje. Velikost těchto sil závisí na druhu konstrukce z hlediska materiálového, tj. ocelové, betonové a spřažené mosty, na velikosti dilatačních délek mostní konstrukce, na velikosti vnějšího zatížení koleje ve směru svislém i vodorovném a na podélném odporu proti posunutí kolejového roštu v upevňovacích a ve šטרkovém loži.

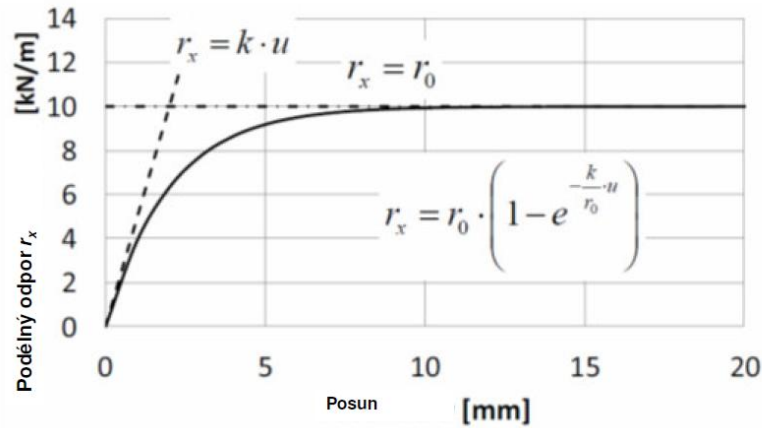
V opačném případě přenos vodorovných sil z koleje do mostní konstrukce vyvolaných v důsledku teplotních změn je vzhledem k nesrovnatelně větší průřezové ploše mostní konstrukce vůči ploše kolejnic zanedbatelný. Významný vliv však má přenos vodorovných sil indukovaných kolejovou dopravou, které mohou ovlivnit např. návrh vodorovného ztužení mostní konstrukce nebo ložisek.

V předchozí kapitole bylo popsáno (6), že změna osové síly v koleji je úměrná aktivovanému podélnému odporu a zatížení brzdnými a rozjezdovými silami [5]

$$\frac{dN_x}{dx} = r_x - q_x.$$

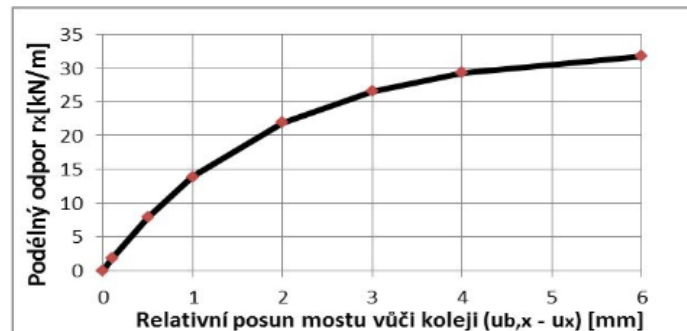
Podélný odpor r_x se běžně na tělese železničního spodku uvažuje jako plastický odpor s hodnotou r_0 . Tuto hodnotu však nelze uvažovat v případě koleje na mostní konstrukci, protože by síla

přenášena do koleje z mostní konstrukce nebyla závislá na velikosti teplotní dilatace mostu. Proto se zjednodušeně uvažuje lineární závislost podélného odporu na posunutí. Obecně je však tato závislost nelineární. Tuto situaci popisuje Obr. 23.



Obr. 23a Příklad průběhu podélného odporu v závislosti na podélném posunutí u [6]

Jako další příklad lze uvést křivku závislosti relativního posunu koleje a mostu a podélných odporů na mostě v Kolíně na trati Lovosice – Česká lípa.



Obr. 23b Závislost podélného odporu koleje v kolejovém loži na relativním posunu koleje k mostu (60E1, W14, Skl 14,B91 S/1, rozdělení „u“) [15]



Obr. 23c Závislost podélného odporu přímého upevnění na relativním posunu koleje k mostu (60E1, DFF 300, Skl B 15, rozdělení „u“) [15]



Velikosti odporů jsou na tělese železničního spodku

$$r_x = k \cdot u \quad (44)$$

a na mostě

$$r_x = k_m \cdot (u_b - u_r) \quad (45)$$

kde

k je konstanta vyjadřující lineární závislost podélného odporu na posunutí koleje [kN/m^2],

k_m je konstanta vyjadřující lineární závislost podélného odporu na posunutí koleje na mostě [kN/m^2],

u_b je posunutí mostu vlivem změny teploty [m],

u_r je posunutí koleje [m].

Protože je průřezová plocha kolejnice nesrovnatelně větší nežli plocha mostní konstrukce, lze psát [5]

$$u_m = l_m \cdot \alpha_m \cdot \Delta T_m \quad (46)$$

kde

l_m je dilatační délka mostu [m],

α_m je součinitel teplotní roztažnosti mostní konstrukce,

ΔT_m je rozdíl aktuální teploty mostu a teploty mostu, při níž byla řízena bezстыková kolej [K].

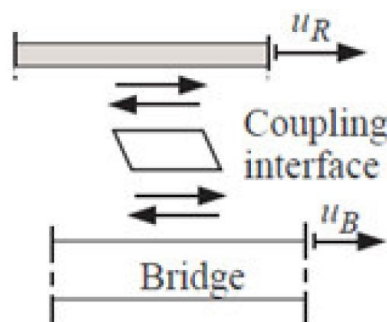
Základní diferenciální rovnice pro spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu lze pak dle [7] psát na tělese železničního spodku

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot u = q_x \quad (47)$$

a na mostě

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot (u_b - u_r) = q_x \quad (48)$$

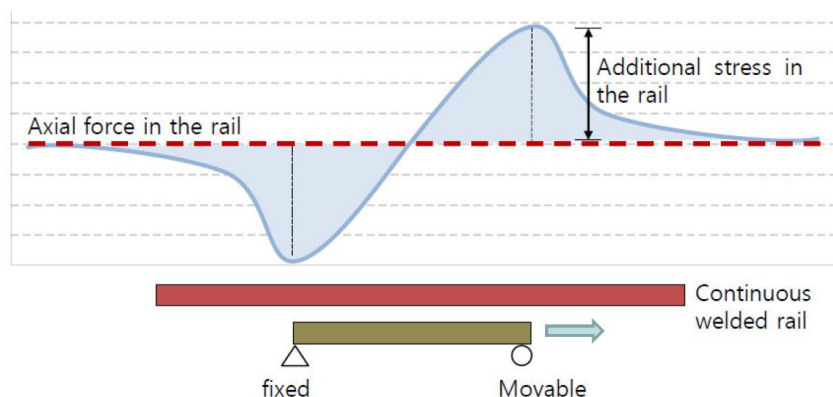
Na Obr. 24 je tato situace názorně popsána.



Obr. 24 Rozdělení sil a posunů mezi kolejí a mostem [6]

Celkový podélný odpor koleje na mostní konstrukci je závislý na odporu kolejnice v upevňovadlech, odporu pražců ve šterkovém loži, ale také na tření mezi mostní konstrukcí (např. vana pro šterkové lože) a šterkovým ložem.

Další obrázek popisuje příklad průběhu osové síly v koleji vyvolané dilatací mostní konstrukce.



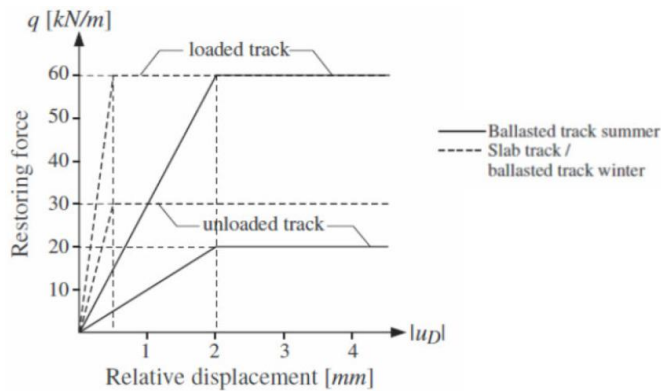
Obr. 25 Příklad průběhu osové síly v koleji vlivem dilatace mostu [6]

Z obrázku je patrné, že k největšímu tlakovému namáhání a tedy i namáhání na vzpěr, dochází v místech pohyblivého ložiska mostu.

Velikost podélného odporu koleje na mostě je také závislá na tom, zda je kolej zatížená svislým zatížením či nikoliv, protože svislé zatížení zvyšuje součinitel tření mezi mostem a šterkovým ložem. V případě, že je kolej zatížená, má kolejové lože vlivem svislého zatížení vyšší tuhost nežli nezatížená a tím se přenáší více sil od brzdových a rozjezdových účinků do mostní konstrukce.

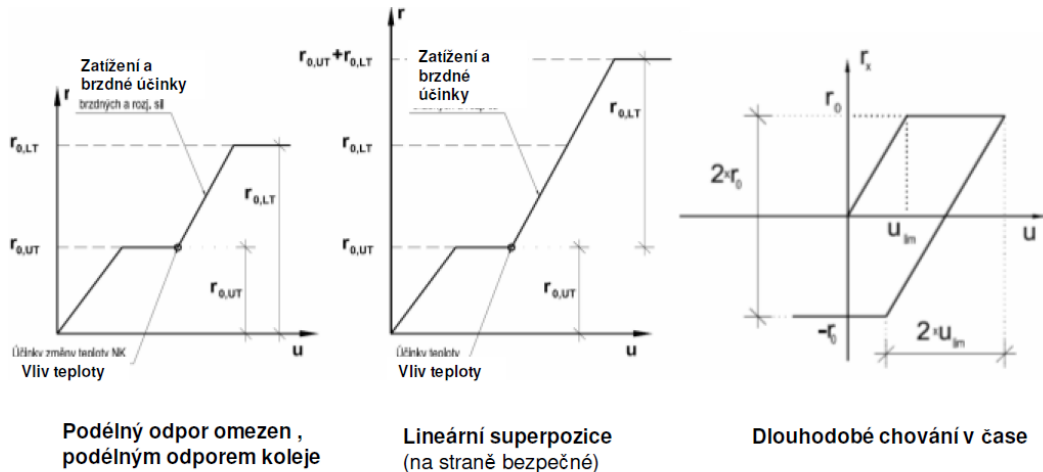
Následující obrázek popisuje závislost podélného posunu a vodorovného zatížení koleje pro kolej zatíženou a nezatíženou svislým zatížením.

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 26 Bilineární funkce vodorovného zatížení pro zatíženou a nezatíženou kolej dle UIC 774-3 [6]

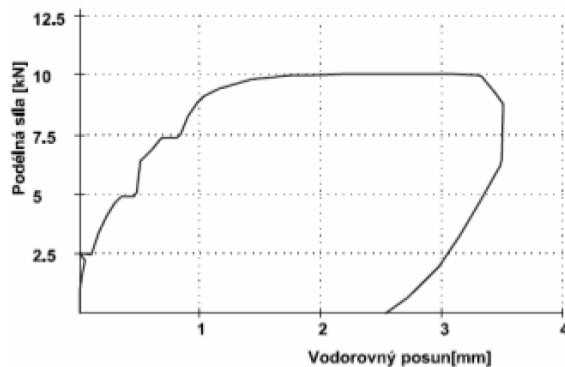
Dle [6] lze provést preciznější analýzu s uvažováním časové historie zatěžování dle Obr. 27.



$r_{0,LT}$ je podélný odpor zatížené koleje
 $r_{0,UT}$ je podélný odpor nezatížené koleje
 u je relativní posun mezi mostem a kolejí

Obr. 27 Analýza nelineárním výpočtem s časovou historií [6]

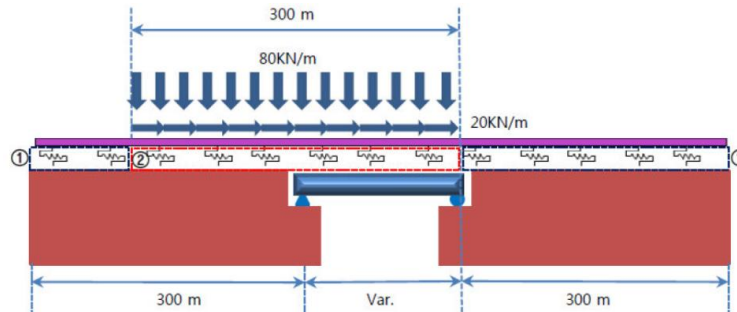
Příklad průběhu podélného odporu v upevnění Vossloh s pružnými svěrkami W14 ukazuje Obr. 27.



Obr. 28 Příklad průběhu podélného odporu v upevnění Vossloh s pružnými svěrkami W14 [6]

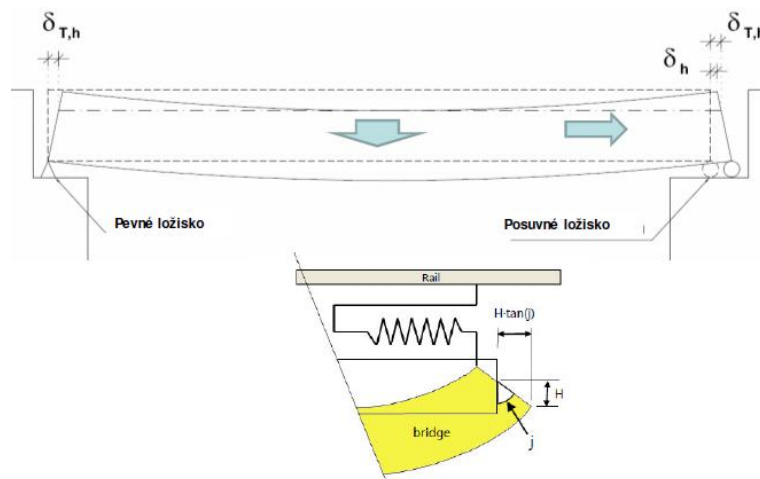
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Na Obr. 29 je uveden příklad koleje a mostní konstrukce, kde je červeným rámečkem znázorněna oblast šterkového lože pod zatíženou částí koleje se zvýšenou tuhostí a modrým rámečkem s tuhostí nezměněnou.



Obr. 29 Příklad zatížené koleje na mostní konstrukci [6]

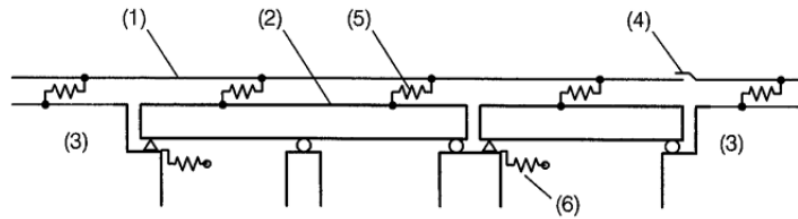
Velký vliv na stabilitu bezстыkové koleje mají také průhyby mostních konstrukcí od provozního zatížení. Jasnou příčinu a zdůvodnění tohoto tvrzení ukazuje Obr. 30. Vlivem průhybu nosné konstrukce dochází k nadzvednutí a částečnému posunu horních okrajů konstrukce směrem ke středu, čímž se prostřednictvím šterkového lože vnaší do koleje přídavná tlaková síla. Při větších průhybech může mít tato síla nezanedbatelný vliv na posuzování bezстыkové koleje.



Obr. 30 Mechanismus vzniku tlakové síly v koleji vlivem průhybu mostní konstrukce [6]

Při analýze spolupůsobení koleje a mostní konstrukce je důležité správné vytvoření výpočetního modelu. Při použití výpočetního softwaru se jako vhodná varianta jeví model, ve kterém je přenos vodorovných a svislých sil mezi kolejí a mostem zajištěn obecně nelineárními pružinami, které co nejvíce vystihují deformační vlastnosti kolejového lože a upevnění kolejnice. Tento model doporučuje použít i norma ČSN EN 1992 – 2. Doporučený model ukazuje Obr. 31.

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



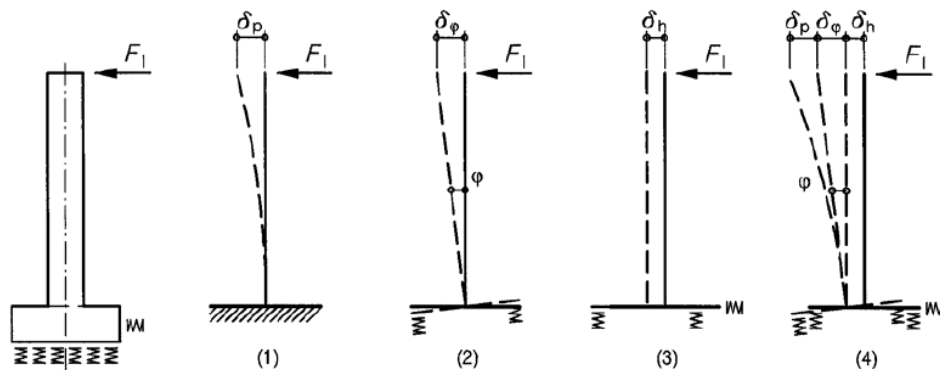
Legenda

- (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 uvážením tuhosti základů, pilířů a ložisek atd.

Obr. 31 Výpočetní model interakce mostu a bezstykové koleje [8]

Vodorovná tuhost pilířů se stanoví dle Obr. 32 jako [8]

$$K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (49)$$



Legenda

- (1) ohyb pilíře
- (2) pootočení základu
- (3) posunutí základu
- (4) celkové posunutí hlavy pilíře

Obr. 32 Stanovení vodorovné tuhosti pilířů [8]

Velikost přidavné síly vnesené z mostní konstrukce do koleje vlivem teplotních účinků je ovlivněná především velikostí diletujících délek mostní konstrukce. To je také jednou z podmínek pro zřízení bezstykové koleje na mostě dle SŽDC S3. Následující tabulka ukazuje maximální přípustné diletující délky nosných konstrukcí.

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a diletující délka L_T	Tvar kolejnice 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi									
			ocelovými						ocelobetonovými		betonovými	
			s kolejovým ložem pražce		s mostnicemi uloženými koleje		s přímým uložením koleje		s kolejovým ložem pražce		s kolejovým ložem pražce	
			dřevěné	betonové	centricky	plošně	dřevěné	betonové	dřevěné	betonové	dřevěné	betonové
L_T (m)												
1			4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1		R 65	125	90	70	23	20	160	120	180	130	
		UIC 60	110	80	66	23	20	140	103	156	113	
		T,S 49	85	60	60	23	20	100	70	110	80	
2												
		R 65	125	86	70	25	23	160	110	180	125	
		UIC 60	108	74	63	25	23	136	93	153	106	
		T,S 49	75	51	50	25	23	90	60	100	70	
3												
		R 65	125	86	70	25	23	160	110	180	125	
		UIC 60	108	74	63	25	23	136	93	153	106	
		T,S 49	75	51	50	25	23	90	60	100	70	
4												
		R 65	65	46	35	19	17	100	70	110	80	
		UIC 60	61	44	35	19	17	86	61	96	70	
		T,S 49	55	40	35	19	17	60	45	70	50	

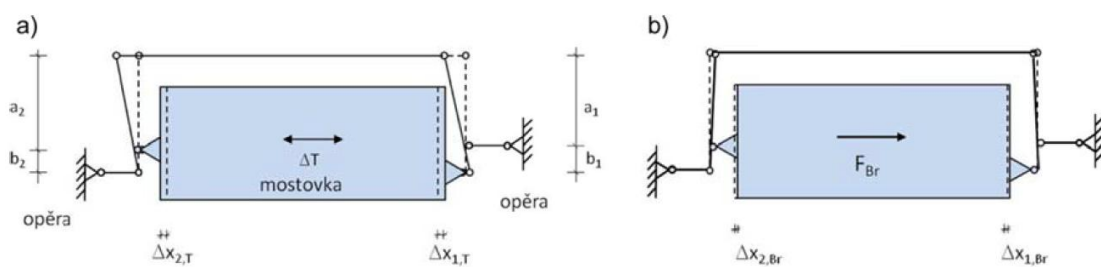
Při kombinaci jednotlivých případů rozhoduje přísnější kritérium.
 1) Pro nové mosty nepřipustný případ. 2) Kolejnice tv. T jen u dosavadního stavu.

Tab. 2 Největší přípustné diletující délky L_T nosných konstrukcí mostů pro zřízení bezstykové koleje [9]

4. Systém řízení dilatace mostu

4.1 Použití systému řízené dilatace mostu u ocelových železničních mostů

V předchozím článku byly uvedeny maximální přípustné dilatační délky nosných konstrukcí železničních mostů. Zachováním těchto délek získáváme určitou jistotu v tom, že by nemělo dojít ke ztrátě stability koleje v důsledku dilatačních pohybů konstrukce mostu. V některých případech však není možné tyto délky dodržet a je potřeba navrhnout kolejové dilatační zařízení. Kolejové dilatační zařízení je velmi drahá a pracná záležitost s náročnou údržbou, proto vznikl tzv. systém řídicích tyčí neboli systém řízené dilatace mostu. Použitím řídicích tyčí se přesouvá pevný bod, tedy střed dilatace, z opěry do středu rozpětí pole, čímž se zkrátí dilatační délka na polovinu. Princip systému je znázorněn na Obr. 33.



Obr. 33 Princip působení řídicí tyče Mayer/Wunstorf, a) při změně teploty, b) od působení brzdících sil [10]

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Díky pákovému mechanismu se protažení mostovky Δx_T rozdělí na obě strany mostovky $\Delta x_{1,T}$, $\Delta x_{2,T}$. Poměr těchto dílčích protažení závisí na geometrickém uspořádání pákového mechanismu, které je v podstatě libovolné. Běžně se užívá rozdělení $\Delta x_{1,T} = \Delta x_{2,T}$, které je docíleno následující geometrickou podmínkou

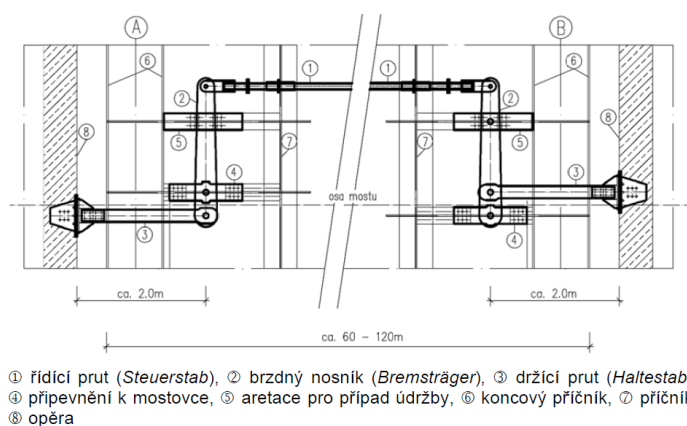
$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{a_1 + b_1}{b_1} \quad (50)$$

Při tomto geometrickém uspořádání dochází i k rovnoměrnému rozdělení brzdných sil mezi obě opěry a tím tedy i k polovičnímu posunu vzhledem k uložení konstrukce. [10]

$$F_{1,Br} = F_{2,Br} = \frac{1}{2} F_{Br} \quad (51)$$

$$\Delta x_{1,Br} = \Delta x_{2,Br} = \frac{1}{2} \Delta x_{Br} \quad (52)$$

V literatuře [10] je uveden příklad řídicí tyče mostu v Drážďanech, který ukazuje Obr. 34.



Obr. 34 Konstrukce řídicí tyče Mayer/Wunstorf (příklad mostu v Drážďanech) [10]

Pákový mechanismus je spojen pomocí kloubů, které musí umožňovat jednak pootočení kolem svislé osy, ale vlivem průhybu mostní konstrukce i pootočení ve svislém směru kolem příčné osy. Klouby jsou tvořeny kloubovými ložisky s obecně nelineárními vlastnostmi, které je při analýze potřeba zohlednit.



5. Popis sledovaného mostního objektu

5.1 Popis základních částí mostu Oskar v Břeclavi

Mostní objekt leží na trati Höhenau (ÖBB) – Přerov. Most převádí dvojkolejnou železniční trať přes odlehčovací rameno řeky Dyje. Mostní objekt se skládá ze dvou samostatně stojících nosných konstrukcí, z nichž každá převádí jednu kolej. Nosná konstrukce, dále jen NK, je ocelová s plnostěnnými spodními trámy uzavřeného průřezu vyztuženými netuhým obloukem se síťovanými táhly. Jedná se o tzv. „síťovaný oblouk“. Nosná konstrukce mostu je uložena na všesměrně pohyblivých ocelových kalotových ložiskách s vodícími ložisky uprostřed na obou opěrách. Mostovka je navržena ocelová ortotropní s podélnými a příčnými výtuhami. Uložení mostu je šikmé s přesazením hlavních nosníků o 8,07 m. Teoretické rozpětí hlavních nosníků činí 97,50 m. Most je opatřen systémem řízení dilatace mostu (SRDM).

V následujících bodech jsou shrnuty hlavní údaje o mostě.

Rozpětí nosné konstrukce:	97,500 m (teoretické rozpětí NK)
Stavební výška:	1329 mm v místě max. výšky TK
Počet mostních otvorů:	1
Délka přemostění:	93,89 m
Délka mostu:	129,90 m
Konstrukční výška NK mostu:	15,64 m v polovině rozpětí
Konstrukční výška spodního trámu:	2,40 m
Šikmost mostu:	levá (úložný úhel 41°)
Úhel křížení s přemostěvanou překážkou:	43°
Šířka mostu:	16,90 m
Železniční svršek na mostě:	Na mostě se nacházejí kolejnice UIC 60 E2 na pražcích B 91S, svěrky Skl 14, 10 m před a za dilatačními spárami mezi NK a opěrami jsou osazeny výhybkové pražce (měřeno v ose koleje), na kterých jsou použity svěrky se sníženou drážebností.
Materiál ocelové nosné konstrukce mostu:	Obecně ocel S 355



Obr. 34 Pohled na levou konstrukci mostu směrem od vídeňské opěry

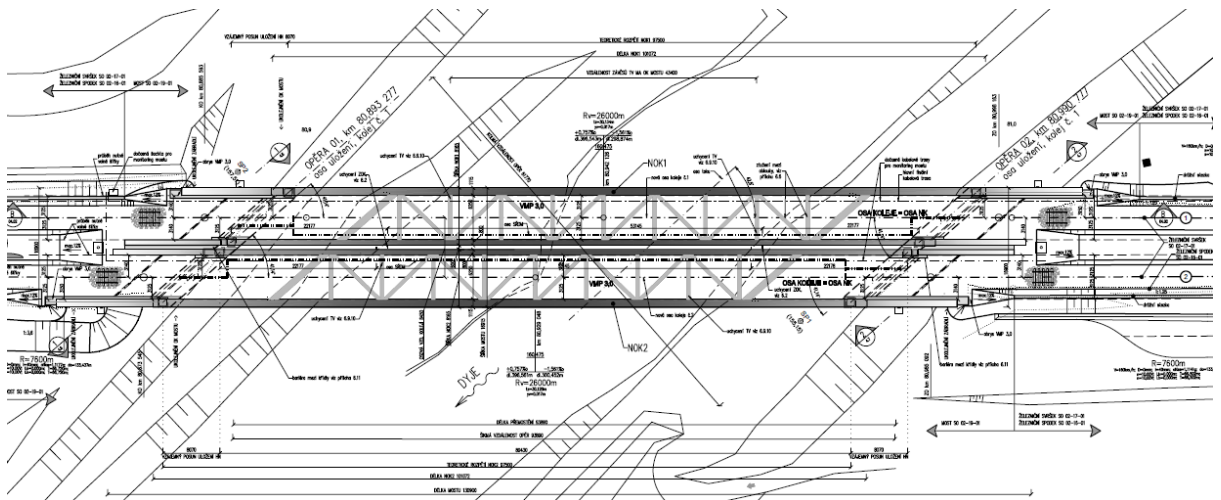


Obr. 35 Pohled od trati na portál nad vídeňskou opěrou

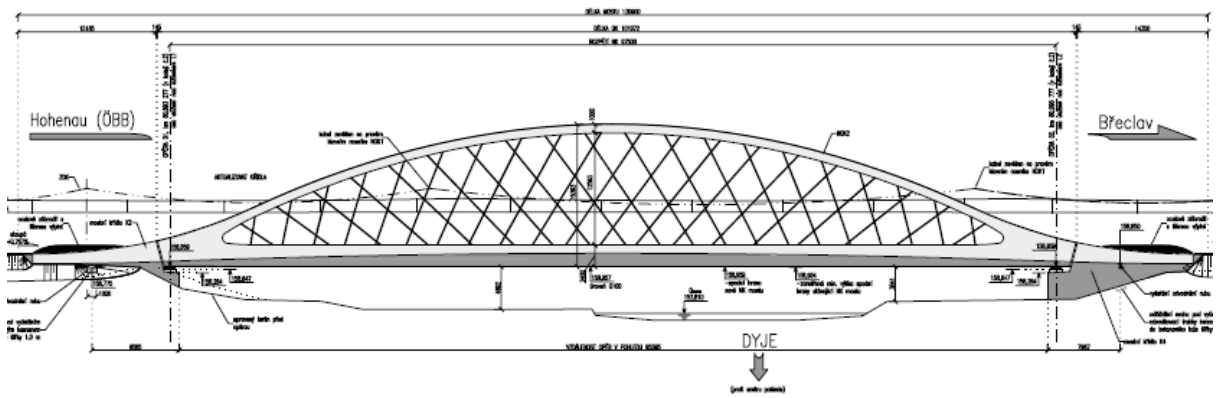
Délka ocelové konstrukce je včetně přesahu hlavních nosníků 101,072 m, výška ocelové konstrukce je 15,593 m. Jak již bylo uvedeno, teoretické rozpětí hlavních nosníků je 97,5 m a teoretické vzepětí oblouku je 14,0 m. Na následujících obrázcích je pro dokreslení celkového tvaru objektu uvedena situace mostu, pohled zprava na most a charakteristický příčný řez mostu z výkresové dokumentace.



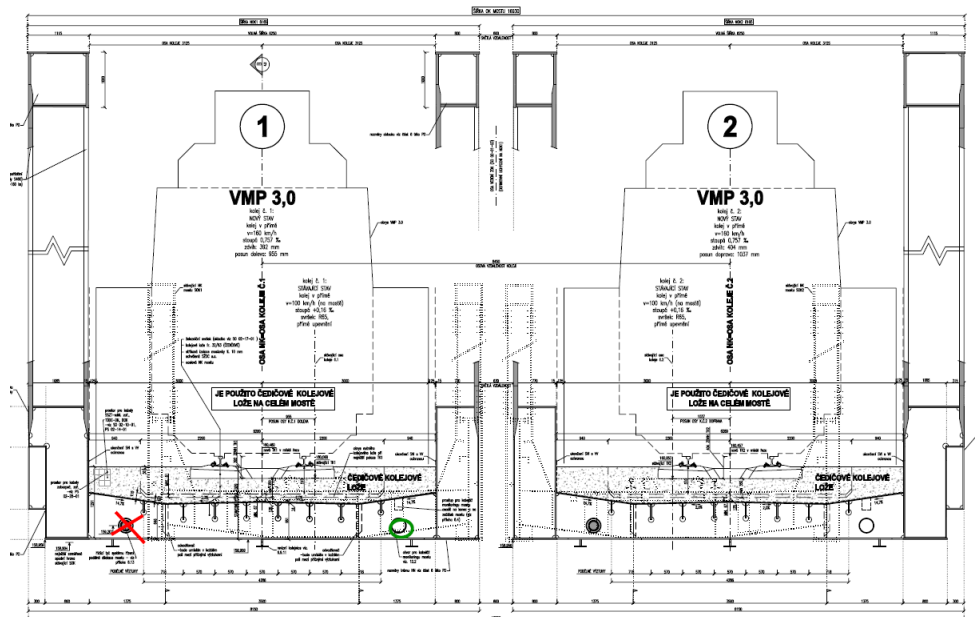
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 36 Situace mostu [11]



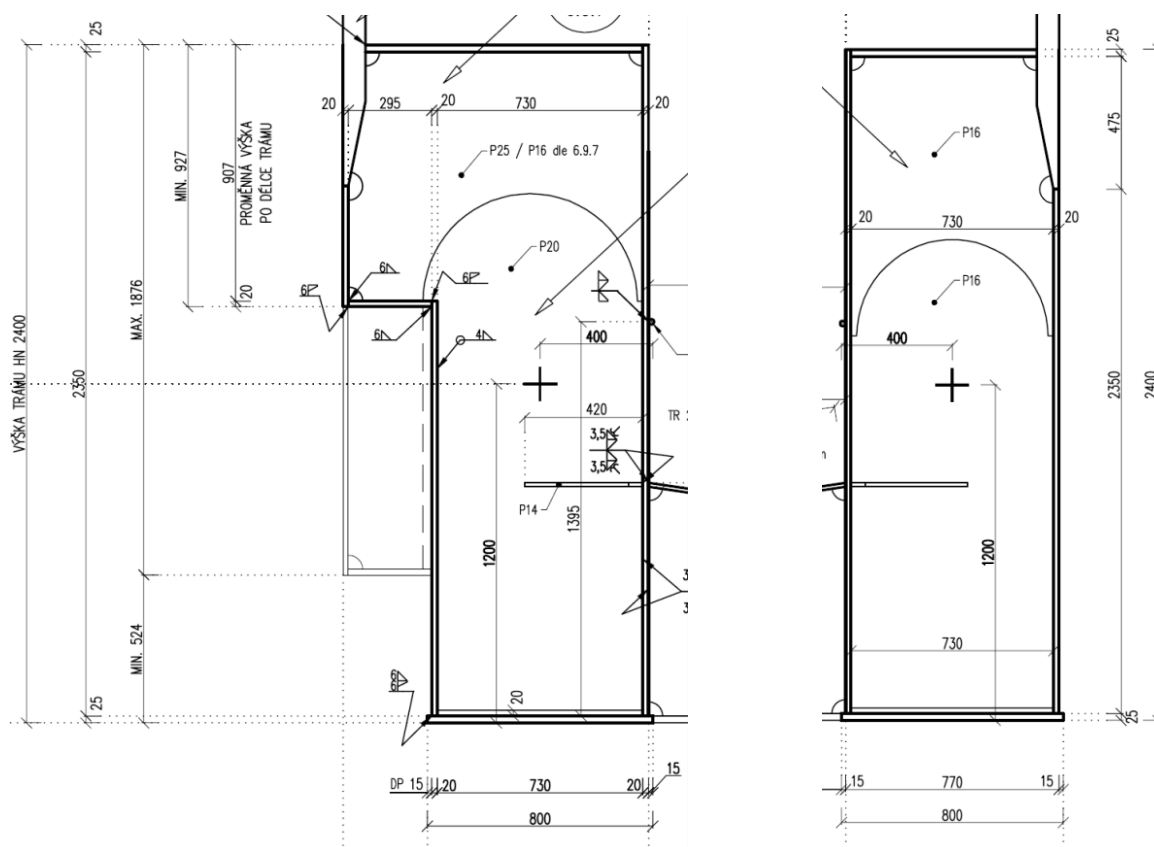
Obr. 37 Pohled zprava na most [11]



Obr. 38 Charakteristický příčný řez mostu [11]

5.1.1 Trámy hlavních nosníků

Trámy hlavních nosníků se dělí na vnitřní a vnější. Oba trámy mají průřez uzavřený obdélníkový. Vnější trám má výšku 2,40 m a šířku 1,085 m a vnější stojina trámu je v délce mostu rozdělena na dvě části se vzájemným odskočením o 315 mm, přičemž obě části stojiny v délce mostu plynule mění svoji výšku. Vnitřní trám má výšku 2,40 m a šířku 0,80 m. Oba trámy hlavních nosníků a mostovka jsou provedeny s nadvýšením ve tvaru inflexní křivky s maximálním nadvýšením 90 mm uprostřed rozpětí. Podrobné rozměry trámů jsou zřejmé z obrázků 38. a 39.



Obr. 39 Průřezy trámů hlavních nosníků [11]

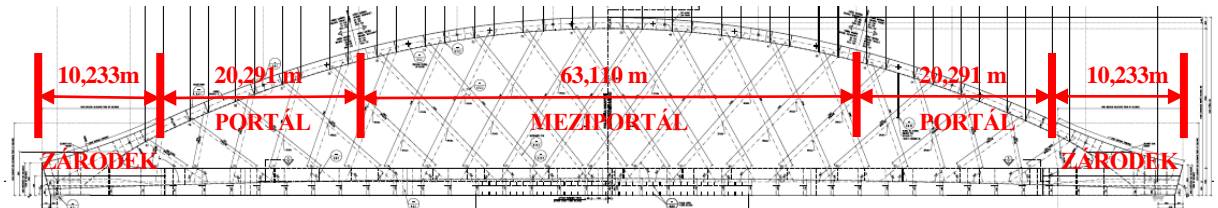
5.1.2 Oblouky hlavních nosníků

Oblouky jsou stejně jako trámy děleny na vnitřní a vnější. Oba oblouky mají obdélníkový uzavřený průřez. Vnější oblouk je složen ze dvou typů průřezů a to z průřezu portálového a meziportálového, přičemž oba průřezy mají shodné výšky 1,0 m a šířky 0,8 m. Vnitřní oblouk je rovněž dělen na portálový a meziportálový průřez se shodnými výškami 1,0 m a šířkami 1,115 m. Oblouk má tvar paraboly 2^o a jak již bylo uvedeno a jeho vzepětí je 14,0 m. Oblouky nejsou nadvýšeny. Rozdíly v průřezích portálových a meziportálových částí oblouků jsou pouze

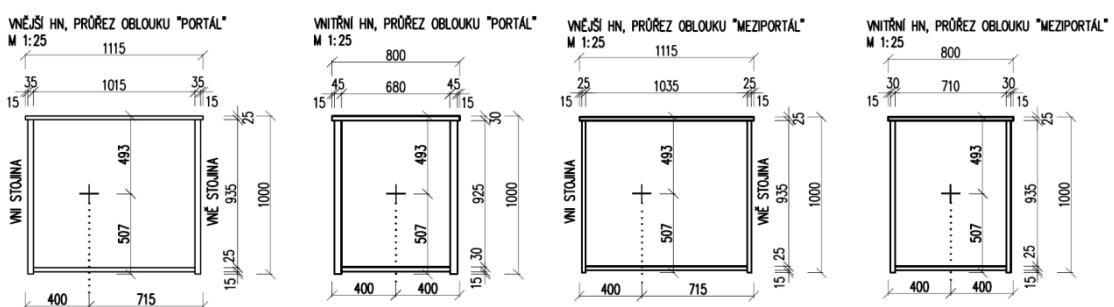


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

v tloušťkách pásnic a stojin. Rozsah jednotlivých průřezů a jejich dimenze jsou ukázány na následujících obrázcích.

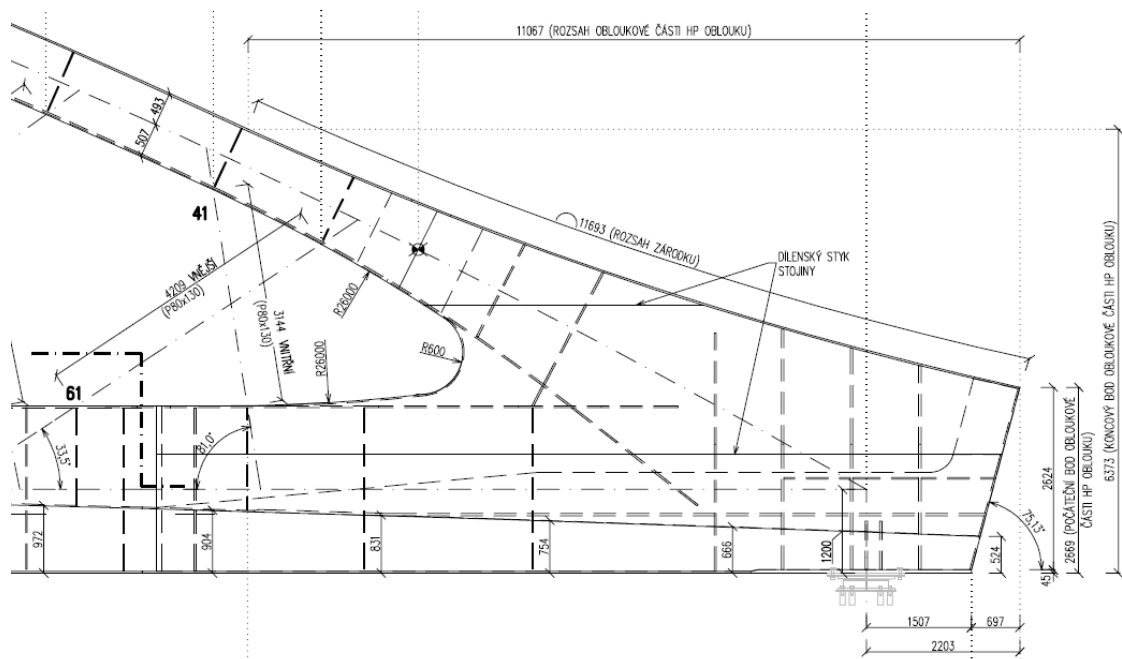


Obr. 40 Rozdělení průřezů oblouku v délce hlavních nosníků [11]



Obr. 41 Průřezy oblouků [11]

Přechod mezi oblouky a trámy hlavních nosníků v koncových částech je tvořen tzv. zárodkem. Tvar zárodkové části je vidět na obrázku 42.



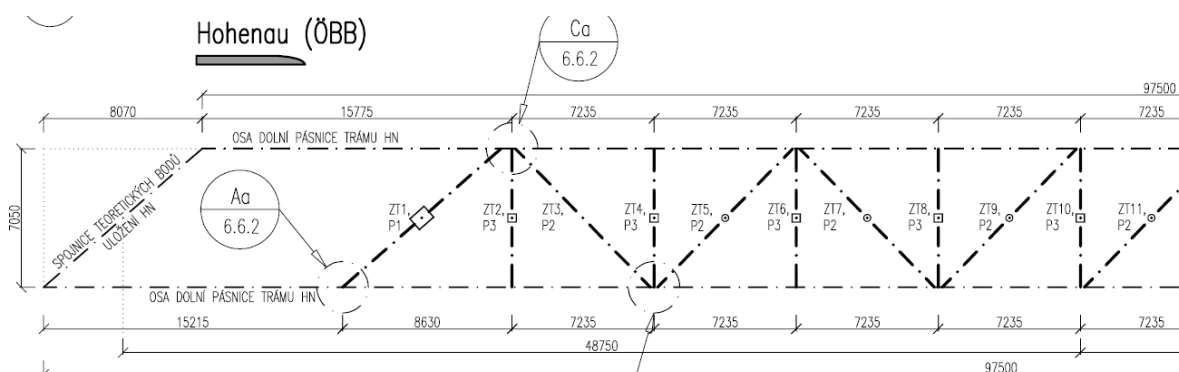
Obr. 42 Tvar zárodkové části [11]



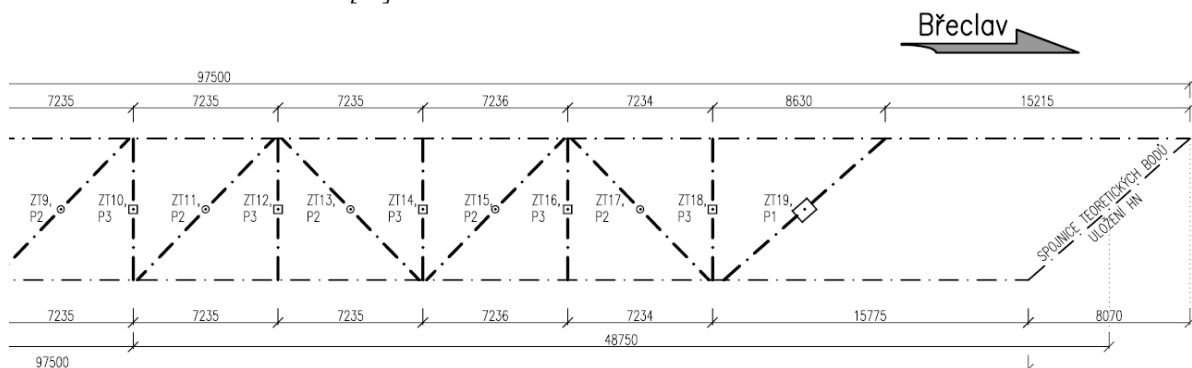
Tloušťka plechu dolní pásnice nad ložisky je 45 mm. Tloušťky plechů stojin v zárodkové části jsou 35 mm.

5.1.3 Ztužení oblouků

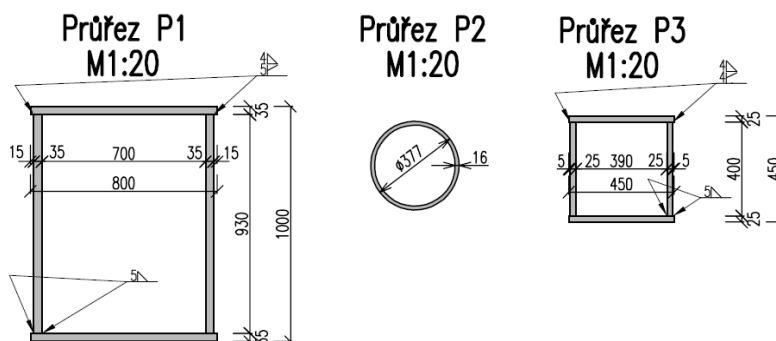
Oblouky hlavních nosníků jsou ztuženy systémem ztužidel. Ztužidla jsou rozdělena do 3 typů průřezů – diagonála portálová (P1; uzavřený obdélníkový průřez), diagonála běžná (P2; trubka) a příčel (P3; uzavřený obdélníkový průřez). [11]



Obr. 43 Geometrie ztužidel 1. část [11]



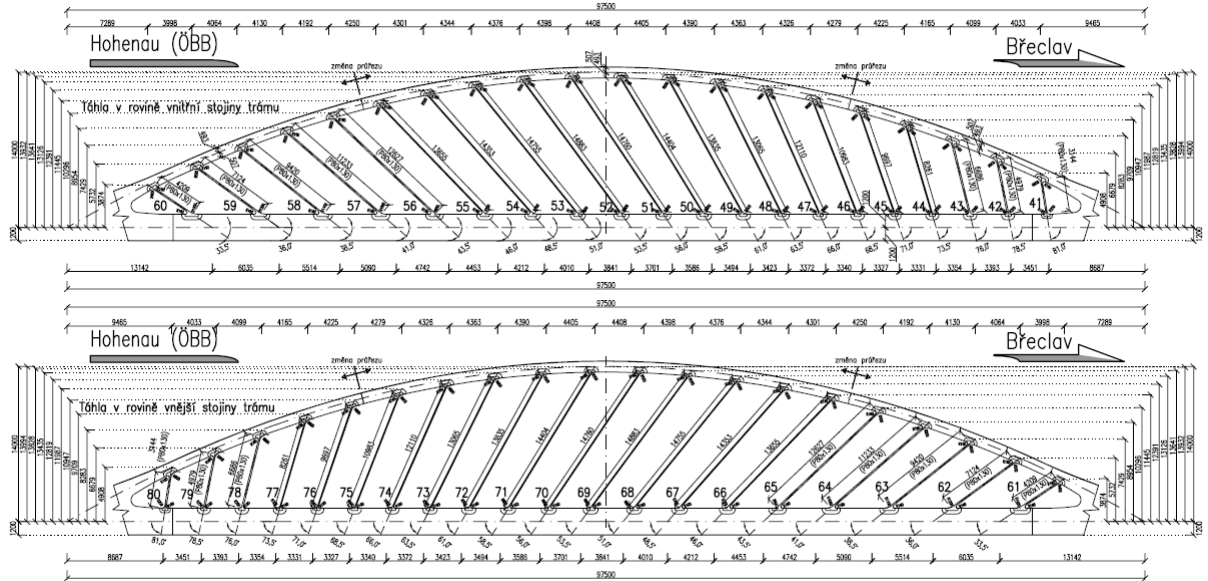
Obr. 44 Geometrie ztužidel 2. část [11]



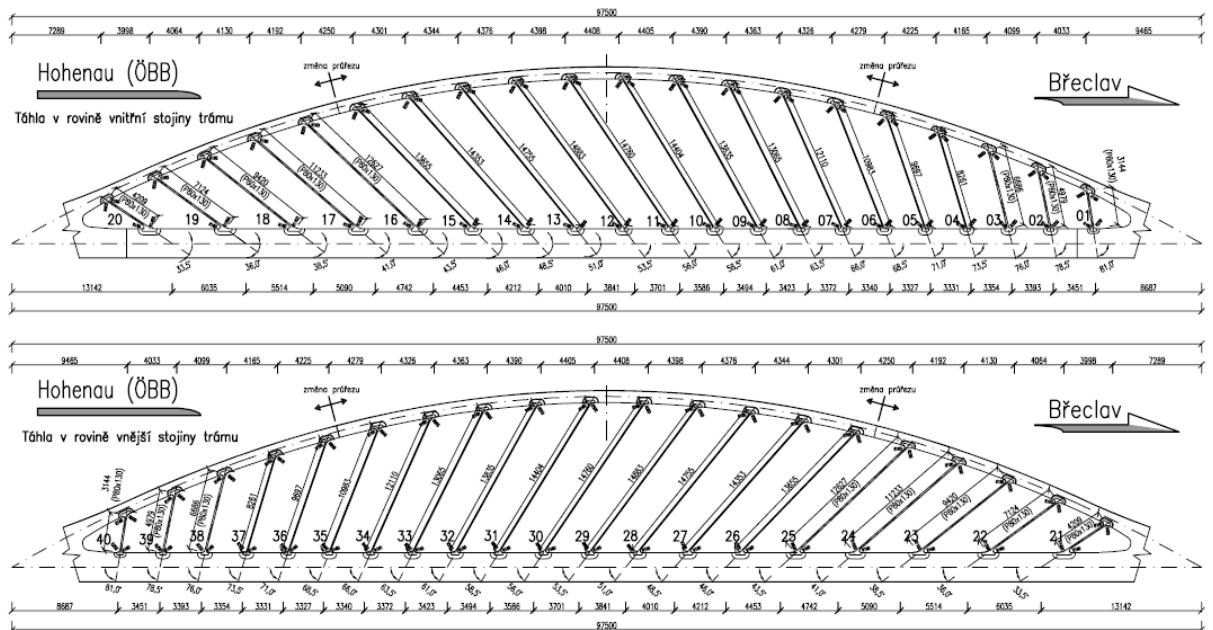
Obr. 45 Průřezy ztužidel [11]

5.1.4 Táhla hlavních nosníků

Táhla hlavního nosníku jsou navržena v síťovaném uspořádání. V návrhu v dokumentaci Dopracování projektového souhrnného řešení (DPSŘ) byla původně táhla s plnými průřezy v podobě čtverce o stranách 80 x 80 mm a obdélníka v koncových oblastech mostu o stranách 80 x 130 mm. Návrh byl ale změněn a dnes jsou na mostě táhla plných kruhových průřezů s průměry 80 mm a v koncových oblastech mostu s průměry 120 mm.



Obr. 46 Rozmístění táhel vnějších nosníků [11]



Obr. 47 Rozmístění táhel vnitřních nosníků [11]



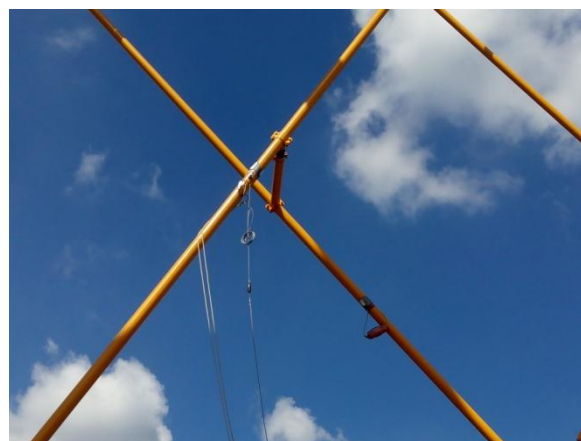
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Pro vnější nosníky mají táhla číslo (dle obr. 46) 41, 42, 43, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 78, 79 a 80 plný kruhový průřez průměru 120 mm a ostatní táhla mají plný kruhový průřez o průměru 80 mm. Pro vnitřní nosníky mají táhla číslo (dle obr. 47) 01, 02, 03, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 38, 39 a 40 plný kruhový průřez průměru 120 mm a ostatní táhla mají plný kruhový průřez o průměru 80 mm.

Táhla nejsou k oblouku a trámu připojena kloubově, ale jsou do těchto prvků vetknuta. V každém křížení táhel v obou rovinách jsou provedeny spojky z důvodu zamezení nadměrného kmitání táhel.



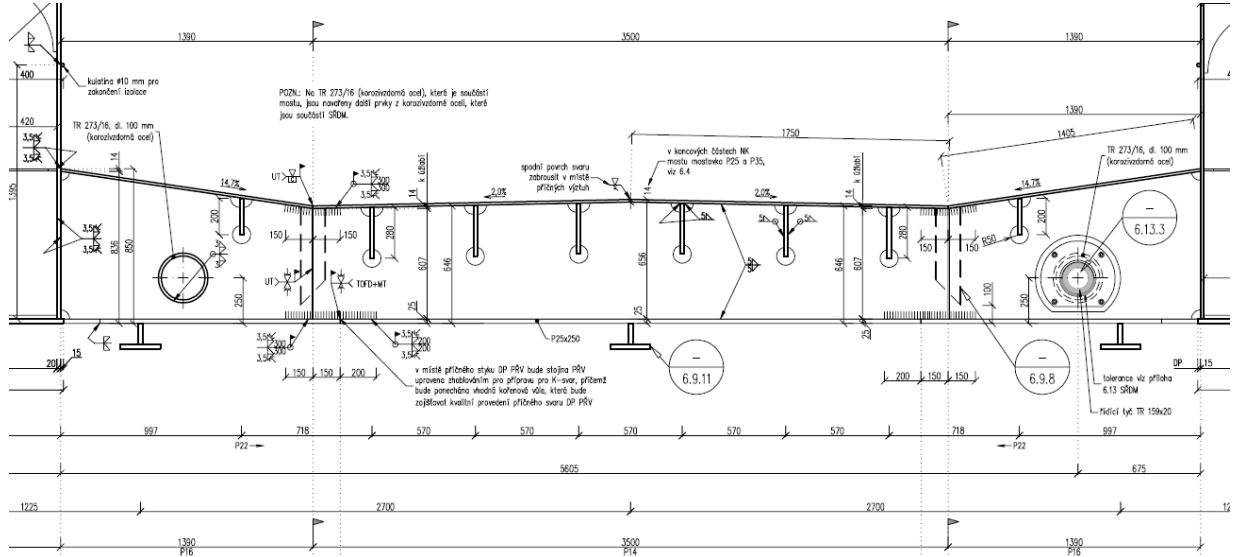
Obr. 48 Fotografie táhel 43 a 62



Obr. 49 Fotografie spojky táhel

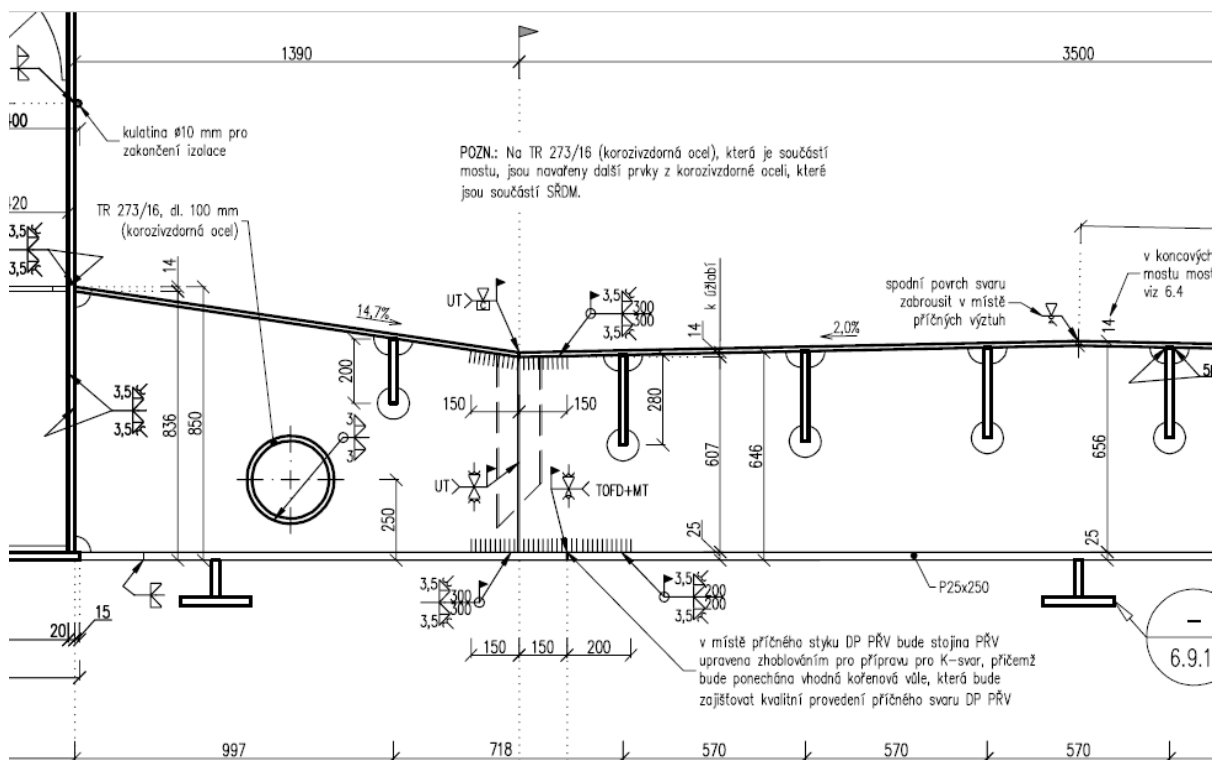
5.1.5 Mostovkový plech a podélné výztuhy

Plech mostovky má tloušťku 14 mm. V oblasti koncové příčné výztuhy je mostovka z plechu P35 mm a mezi ním a běžným P14 mm je dále plech P25 mm. Tvar mostovky ukazuje obrázek 45.



Obr. 50 Tvar mostovky [11]

Celková vzdálenost mezi vnitřními stojinami trámů je 6280 mm. Vzdálenost úžlabí od vnitřních stojin trámů je 1390 mm a mezi úžlabími je vzdálenost 3500 mm.



Obr. 51 Detail podélných výztuh při vnějším trámu [11]

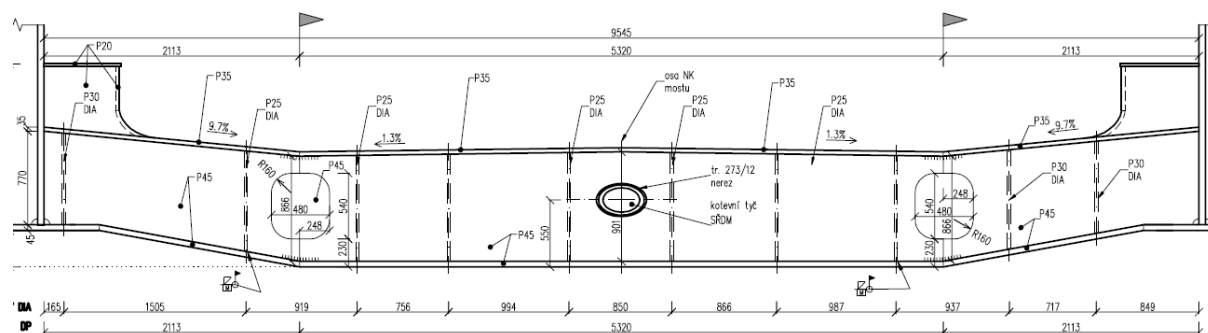
Podélné výztuhy mostovkového plechu profilu P22 x 280 mm v oblasti mezi jeho úžlabími jsou od sebe příčně vzdáleny 570 mm. V oblasti za úžlabími se nachází další podélná výztuha profilu P22 x 200 mm (u každého trámu HN po 1ks), která je vzdálena od nejbližší podélné výztuhy 718 mm. Mostovkový plech je vyztužen celkem 8 ks podélných výztuh.

V koncových oblastech jsou podélné výztuhy oproti běžným výztuhám provedeny z plechu P30 mm. Ostatní výztuhy v koncových oblastech jsou z plechu P25 mm. Vždy 2 ks podélných výztuh v koncových oblastech jsou konstrukčně upraveny pro potřeby systému řízení dilatace mostu SŘDM. Tyto konstrukční úpravy jsou zahrnuty do části věnované SŘDM.

5.1.6 Příčné výztuhy a koncový příčník

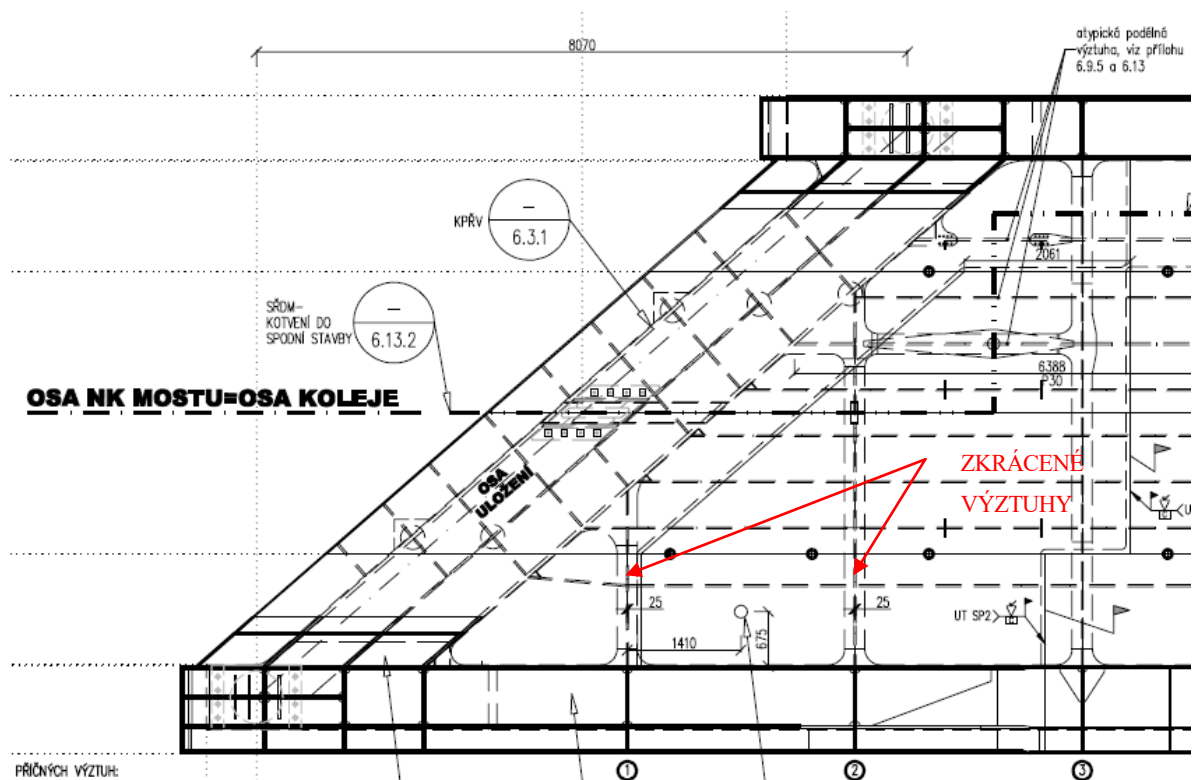
Na mostě se nachází celkem 38 běžných příčných výztuh. Výztuhy mají profil obráceného písmene T s rozměry plechů pásnic P 25 x 250 mm. Příčné výztuhy jsou složeny ze třech montážních dílců. Střední montážní dílec má tloušťku plechu stojiny 14 mm a dva krajní montážní dílce mají tloušťku plechu stojin 16 mm. Běžná vzdálenost výztuh je 2,420 m. V koncových oblastech mostu se nacházejí příčné výztuhy se shodným průřezem jako v délce mostu, ale s odlišnou vzájemnou vzdáleností, která činí 2,62 m a 2,82 m. Dále se v koncových oblastech nacházejí zkrácené příčné výztuhy, které navazují na koncový příčník. Zkrácení těchto výztuh je zapříčiněno šikmostí mostu. Jejich dolní pásnice je výškově odstupňována z důvodu návaznosti dolní pásnice výztuhy na dolní pásnici koncového příčníku. Tloušťka stojin zkrácených příčných výztuh je 25 mm.

Koncový příčník má teoretické rozpětí 10,72 m. Průřez tvoří 3 stěnný uzavřený průřez. Dolní pásnice má spodní výškový náběh, kde výškový rozdíl oproti dolním pásnicím běžných příčných výztuh činí 300 mm.



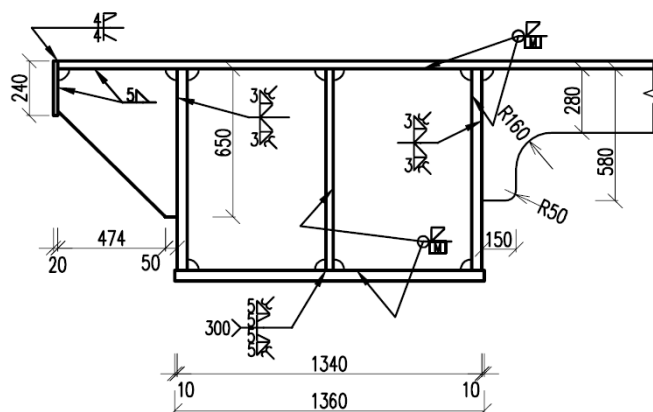
Obr. 52 Šikmý příčný řez koncovou výztuhou [11]

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 53 Půdorys koncové oblasti [11]

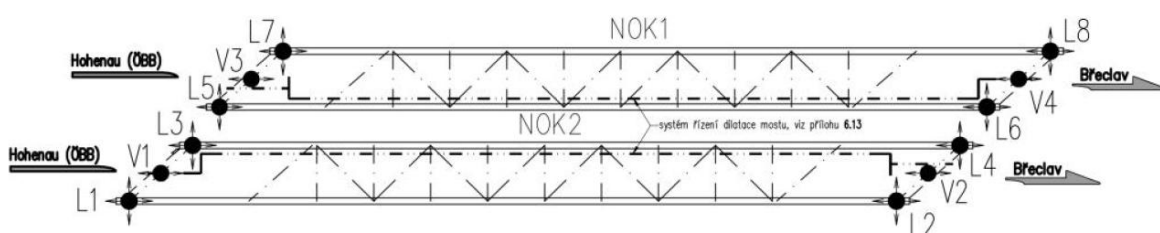
Výška koncového příčnicku je včetně pásnic uprostřed rozpětí 971 mm. Stojiny příčnicku jsou tvořeny plechem P 45 mm. Dolní pásnice je tvořena plechem P 45 x 1360 mm a horní pásnice plechem P 35 mm.



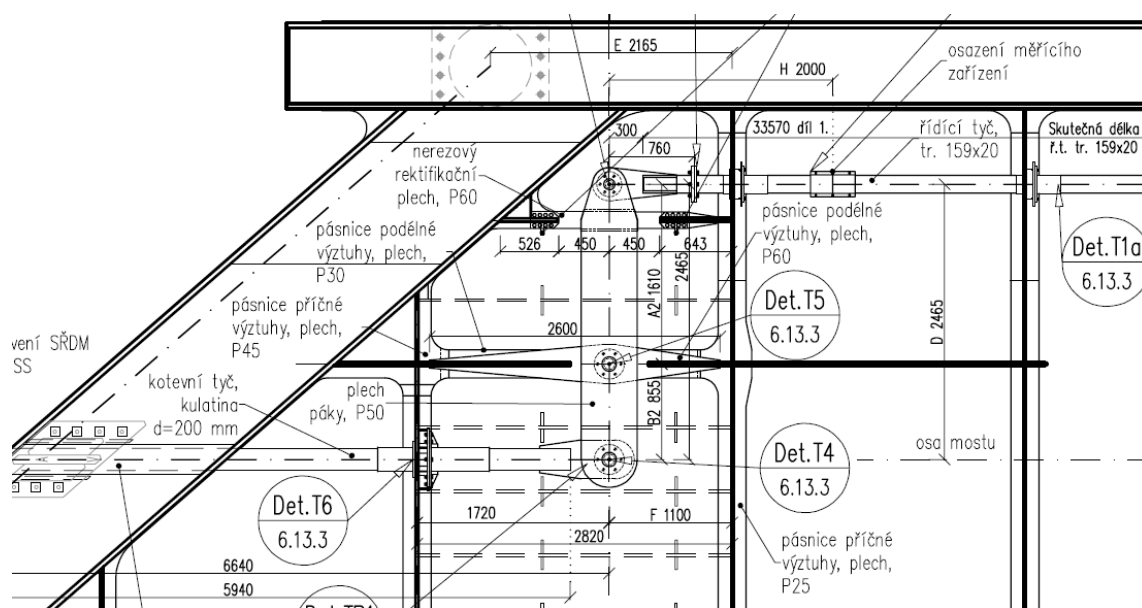
Obr. 54 Průřez koncového příčnicku [11]

5.1.7 Systém řízení dilatace mostu SŘDM

SŘDM se skládá ze dvou kotevních tyčí, které jsou přikotveny do opěr mostu, jedné řídicí tyče, dvou prutů zvaných páky a dvou speciálně upravených podélných výztuh sloužících k připojení pák k mostu. Připojení páky k mostu, spojení páky a řídicí tyče a spojení páky a kotevní tyče je zajištěno radiálními kluznými kloubovými ložisky nevyžadujícími mazání. Kotevní tyče mají kruhové plné průřezy o průměru 200 mm. Řídicí tyč má trubkový průřez TR 159 x 20 mm a páky mají tvar dvou tlustostěnných plechů P 50 x 500 mm s délkou 3150 mm.



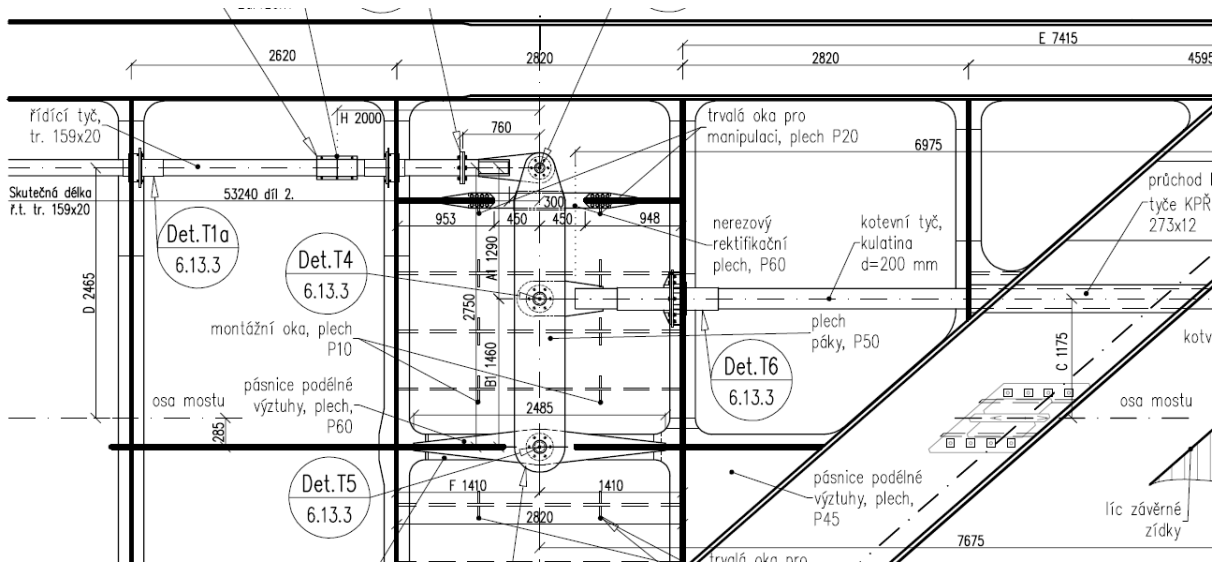
Obr. 55 Schéma ložisek a SŘDM [11]



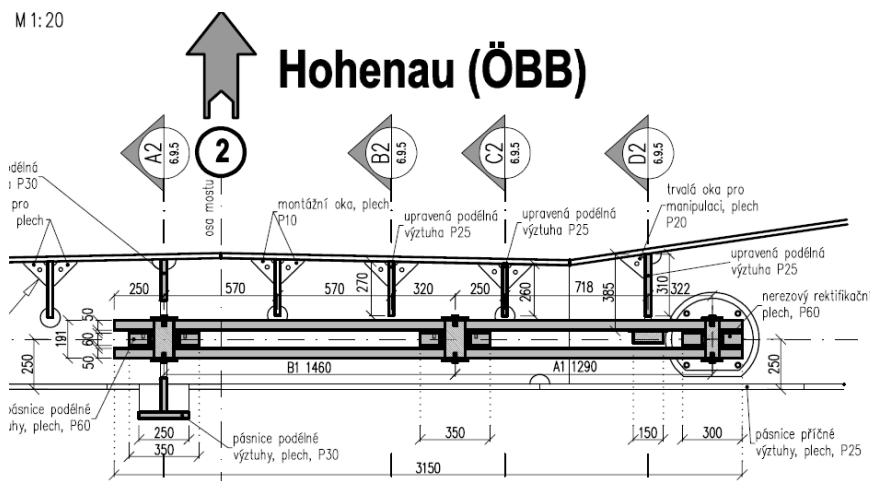
Obr. 56 Půdorys SŘDM NOK1 při vídeňské opěře [11]



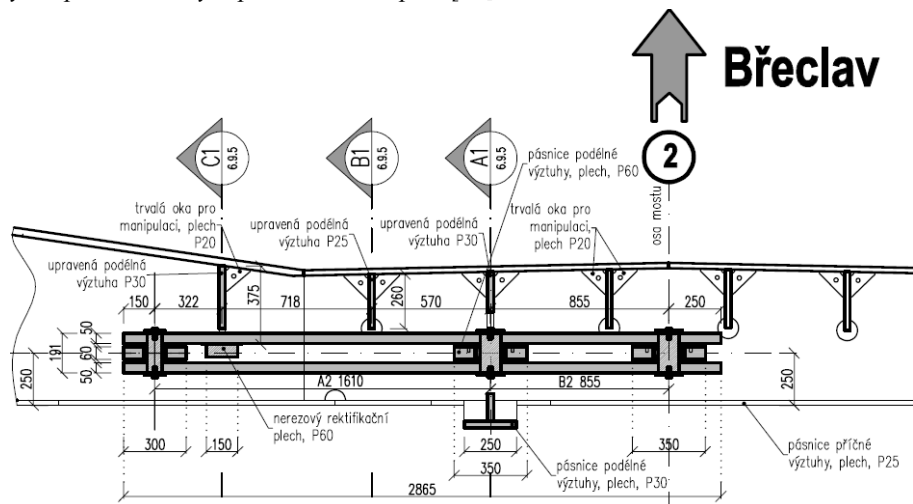
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 57 Půdorys SRDM NOK1 při breclavské opěře [11]



Obr. 58 Podélný řez pákou řídicí tyče při breclavské opěře [11]



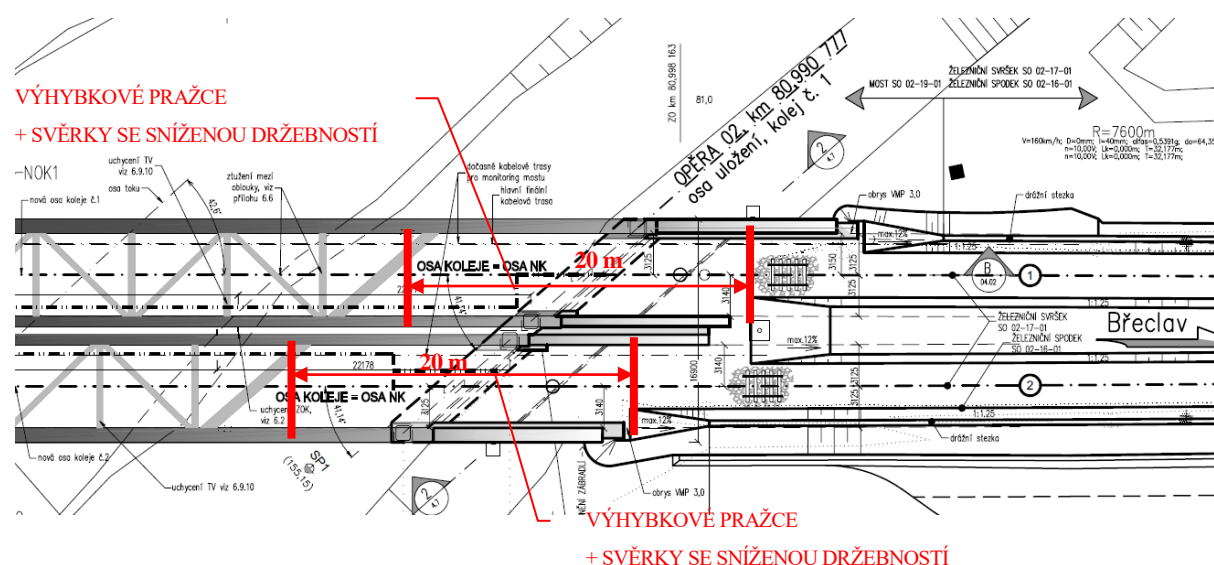
Obr. 59 Podélný řez pákou řídicí tyče při vídeňské opěře [11]



Obr. 60 Fotografie páky SRDM NOK2 při vídeňské opěře

5.1.8 Železniční svršek na mostě

Na mostě se nacházejí kolejnice UIC 60 E2 na pražcích B 91S. Upevnění je typu W14 se svěrkami Skl 14. 10 m před a za dilatačními spárami mezi NK a opěrami jsou osazeny výhybkové pražce (měřeno v ose koleje), na kterých jsou použity svěrky se sníženou drážebností kvůli snížení špiček osových sil v kolejnicích nad dilatačními spárami. Tuto situaci názorně ukazuje obrázek 60., kde je vyobrazena vídeňská opěra. Stejná situace je i nad břeclavskou opěrou. V celé délce mostu je použito čedičové kolejové lože. Rozdělení pražců je „u“ tj. po 600 mm.

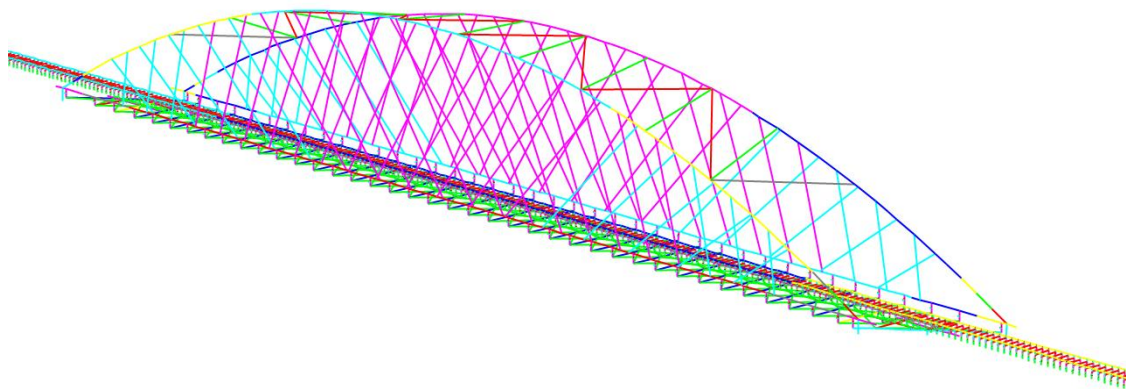


Obr. 61 Umístění výhybkových pražců a svěrek se sníženou drážebností

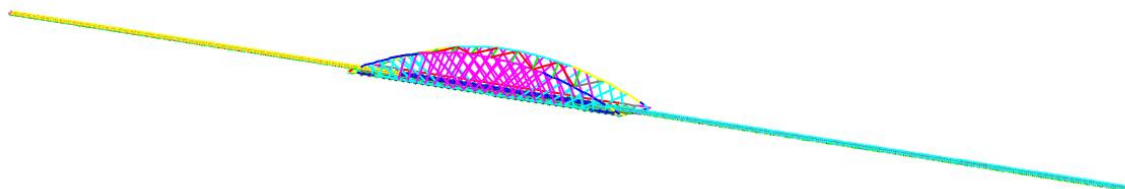
6. Numerický model

6.1 Popis vytvořeného numerického modelu mostu Oskar v Břeclavi

Numerický model byl vytvořen v programu CSI Bridge. Jedná se o primárně prutový model. Některé pruty modelu se přímo stýkají v jednom bodě a jiné jsou k sobě připoj 1 pomocí tzv. linků. Linky jsou nehmotné prvky s možností nastavení různých lineárních nebo nelineárních vlastností ve všech 6 stupních volnosti. Mohou například fungovat jako nelineární vazby, pružina nebo jako kloub, který spojuje dva různé pruty. Jednotlivé detaily výpočetního modelu budou popsány níže. Materiál prvků modelu je ocel S 355.



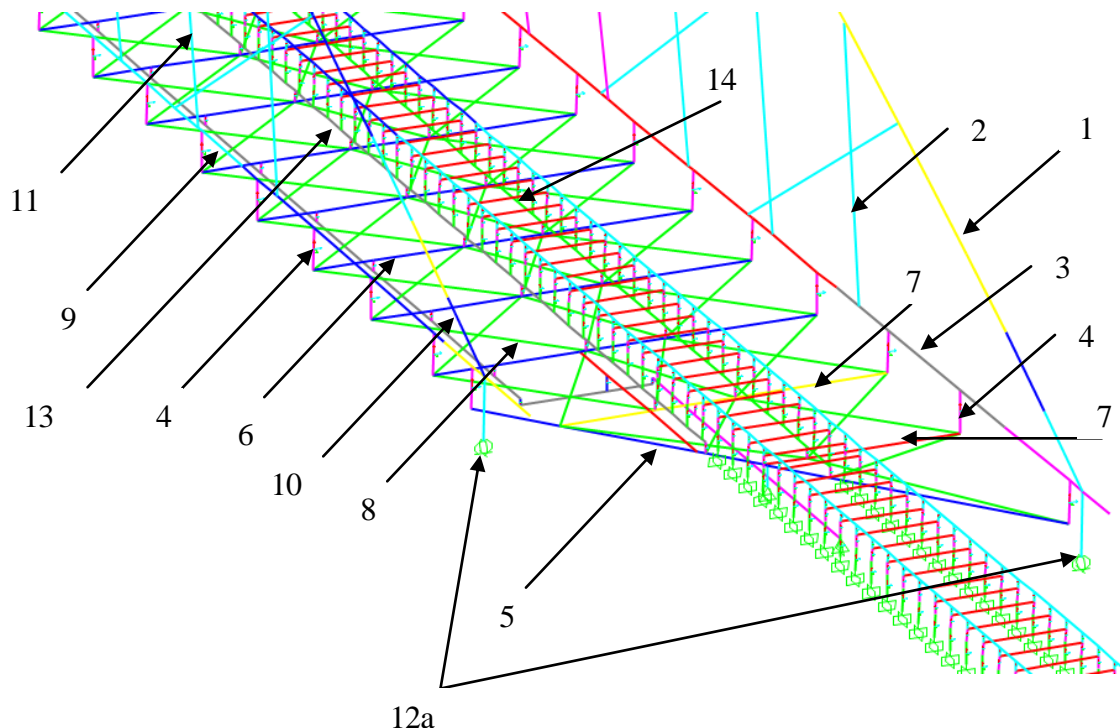
Obr. 62 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi



Obr. 63 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi

6.1.1 Skladba modelu

V této části jsou popsány pouze pruty, z nichž se model skládá.



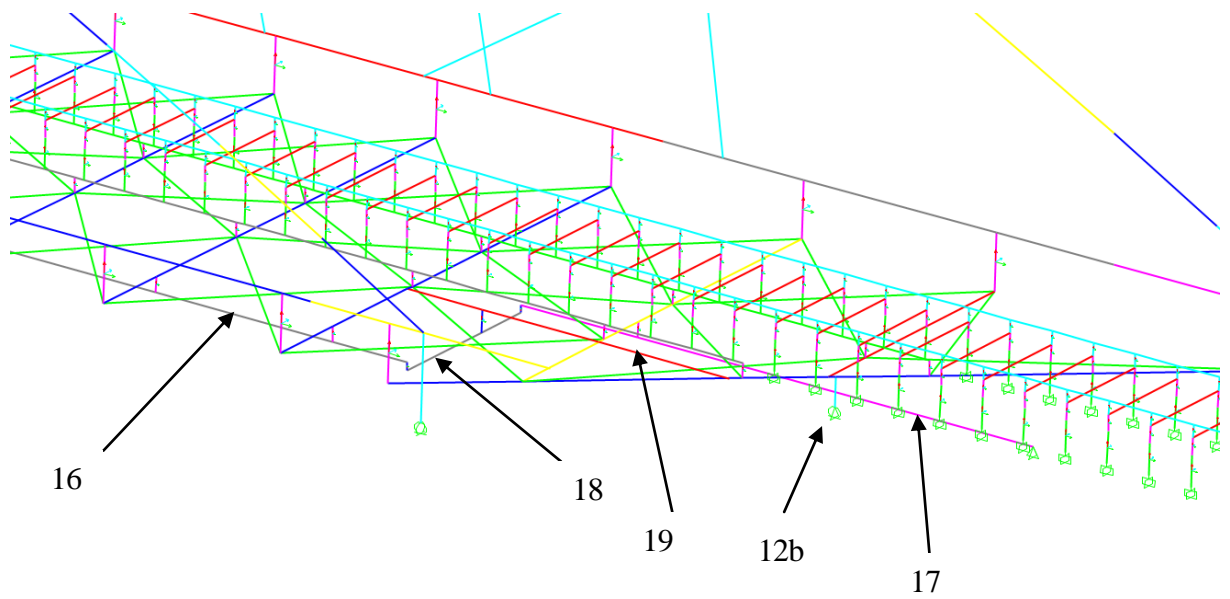
Obr. 64 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – popis nosné konstrukce nad břeclavskou opěrou

LEGENDA K Obr. 64

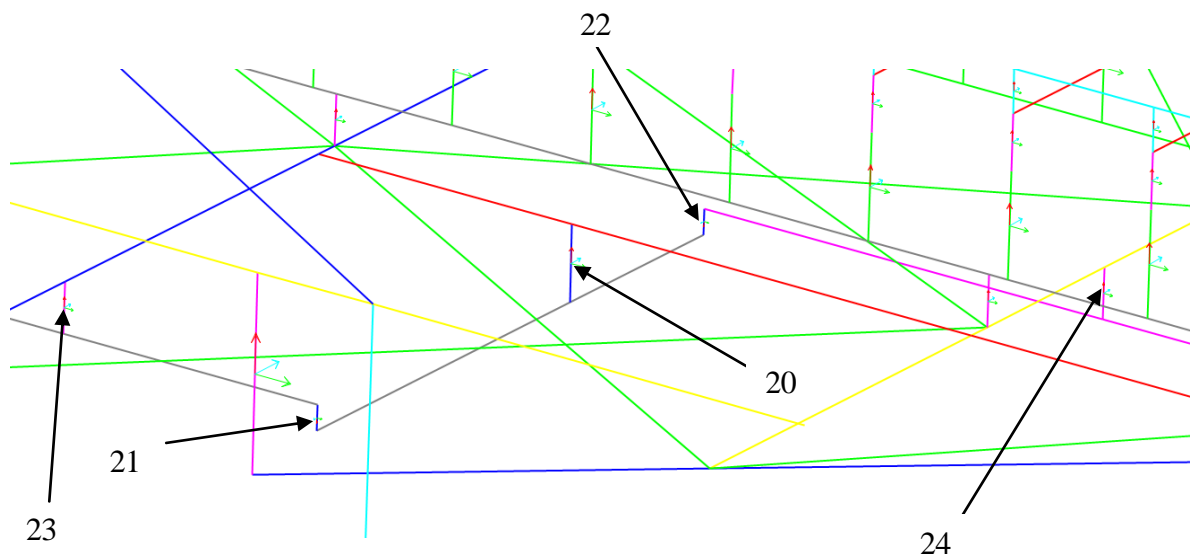
- 1 – vnější oblouk složený z prutových prvků
- 2 – táhla
- 3 – trám vnějšího hlavního nosníku složený z prutových prvků
- 4 – tuhý link vyjadřující excentrické připojení trámu a příčnicku
- 5 – koncový příčník složený z prutových prvků a připojený excentricky k trámu
- 6 – příčné výztuhy složené z prutových prvků a připojený excentricky k trámu
- 7 – zkrácené příčné výztuhy složené z prutových prvků a připojený excentricky k trámu
- 8 – vodorovné ztužení vyjadřující vliv smykové tuhosti plechu mostovky a jeho teplotní roztažnost
- 9 – trám vnitřního hlavního nosníku složený z prutových prvků
- 10 – vnitřní oblouk složený z prutových prvků
- 11 – táhla
- 12a – tuhý prut s příčně a podélně posuvnou podporou vyjadřující ložisko
- 13 – podélná výztuha vyjadřující polovinu průřezu plechu mostovky a polovinu podélných výztuh
- 14 – podélná výztuha vyjadřující polovinu průřezu plechu mostovky a polovinu podélných výztuh



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

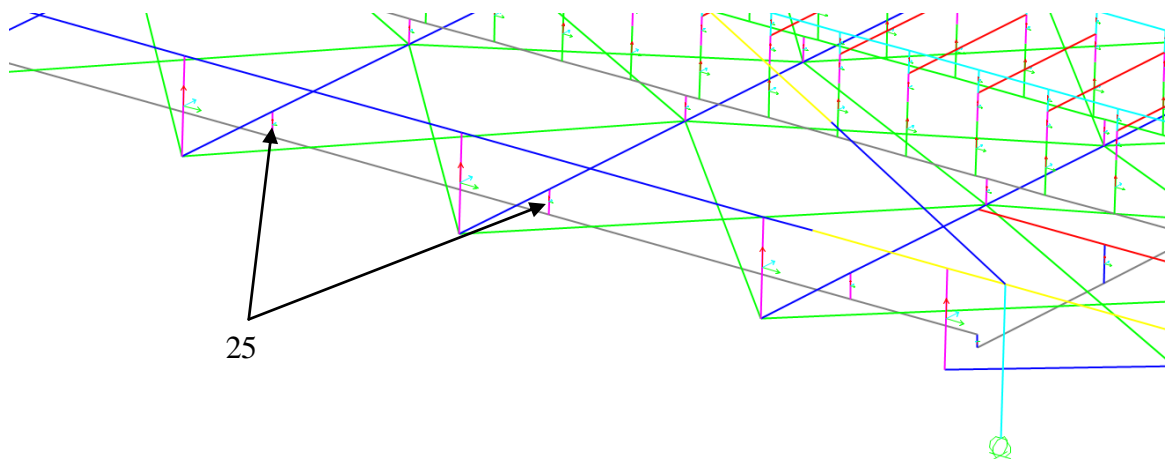


Obr. 65 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou

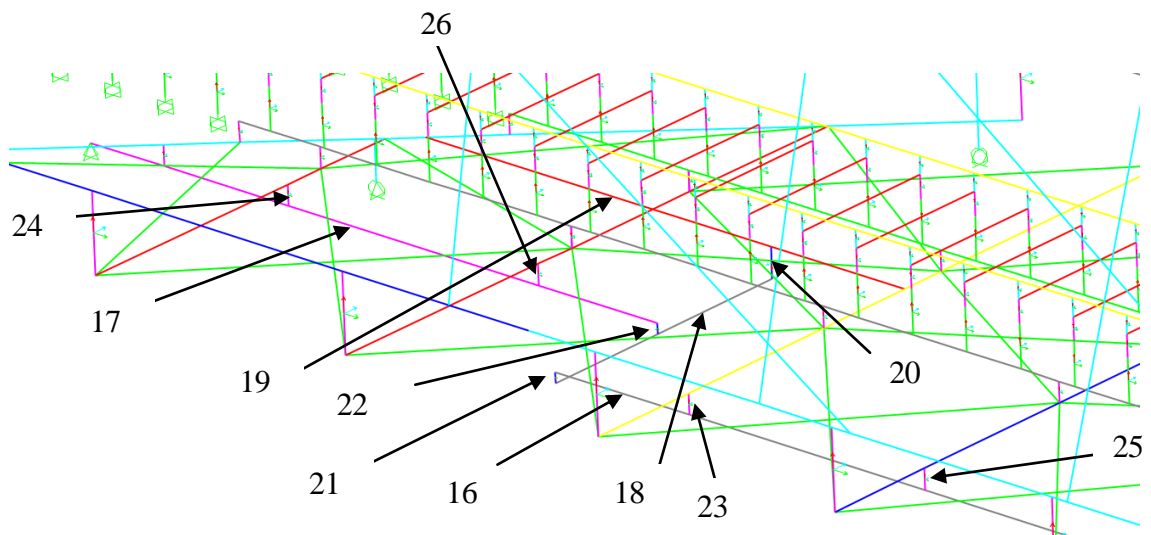


Obr. 66 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 67 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou



Obr. 68 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad na vídeňskou opěrou

LEGENDA K Obr. 65, 66, 67, 68.

12b – tuhý prut s podélně posuvnou podporou vyjadřující ložisko

16 – řídicí tyč SŘDM

17 – kotevní tyč SŘDM

18 – páka SŘDM

19 – podélná výztuha pro uchycení SŘDM k mostu

20 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko v podélné výztuze

21 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko kloubového spojení páky a řídicí tyče

22 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko kloubového spojení páky a kotevní tyče

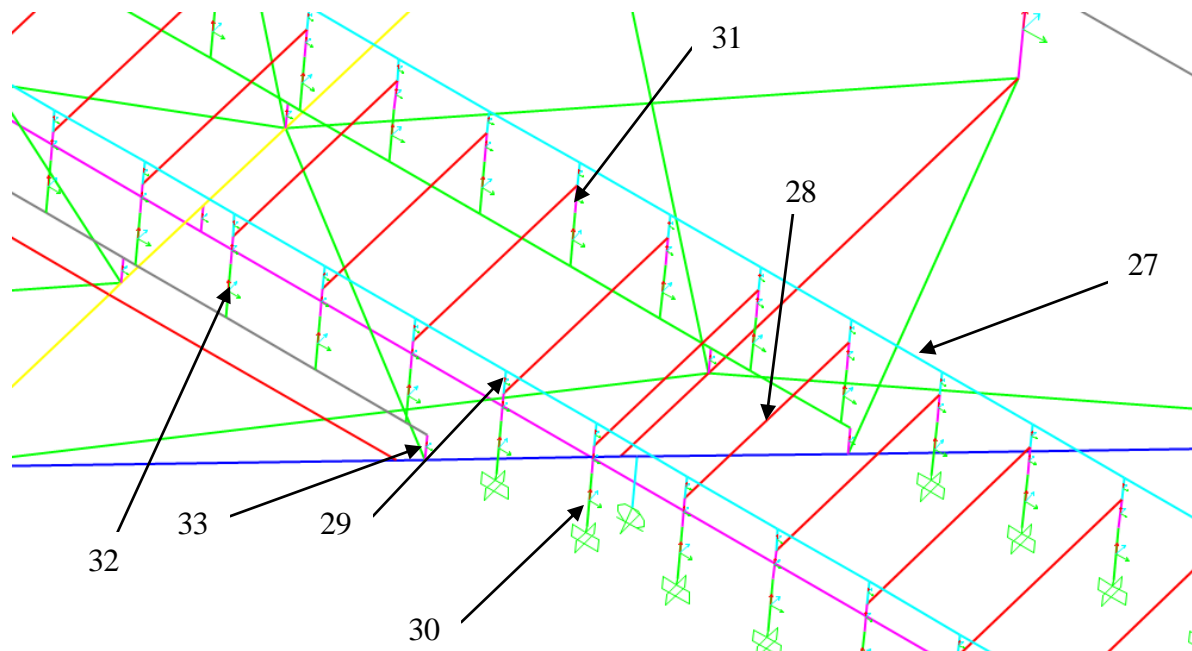
23 – link vyjadřující sedlo řídicí tyče s podélným a příčným vedením

24 – link vyjadřující sedlo kotevní tyče s podélným vedením



25 – linky vyjadřující sedla řídicí tyče s podélným vedením

26 – link vyjadřující sedlo kotevní tyče s podélným a příčným vedením



Obr. 69 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – uložení bezstykové koleje na mostě a zemi tělese

LEGENDA K Obr. 69

27 – prut kolejnice

28 – prut pražce

29 – link vyjadřující upevnění kolejnice

30 – link vyjadřující uložení pražce v kolejovém loži

31 – tuhý link vyjadřující výšku pražce

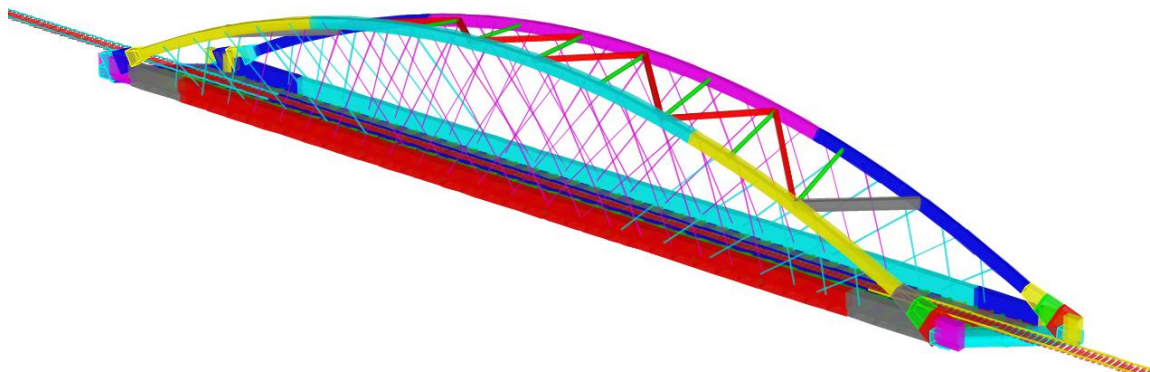
32 – link vyjadřující uložení pražce ve šterkovém loži na mostě

33 – tuhý link vyjadřující excentrické připojení mostovky a příčné výztuhy



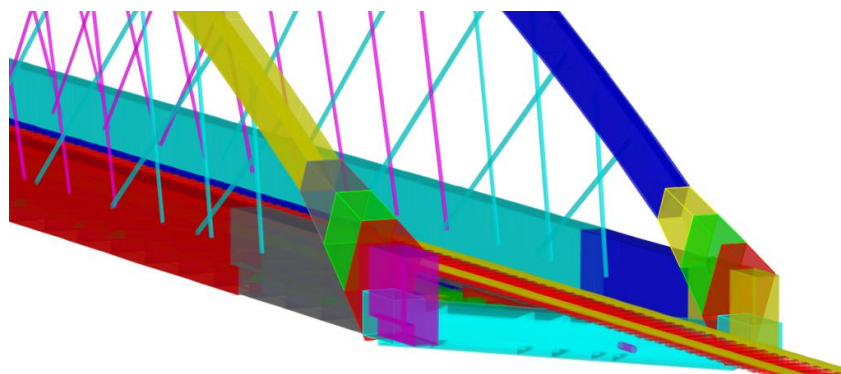
6.1.2 Průřezy modelu

Zde jsou popsány jednotlivé průřezy prutů modelu.



Obr. 70 Rendrovaný pohled na model – v popředí vnější hlavní nosník

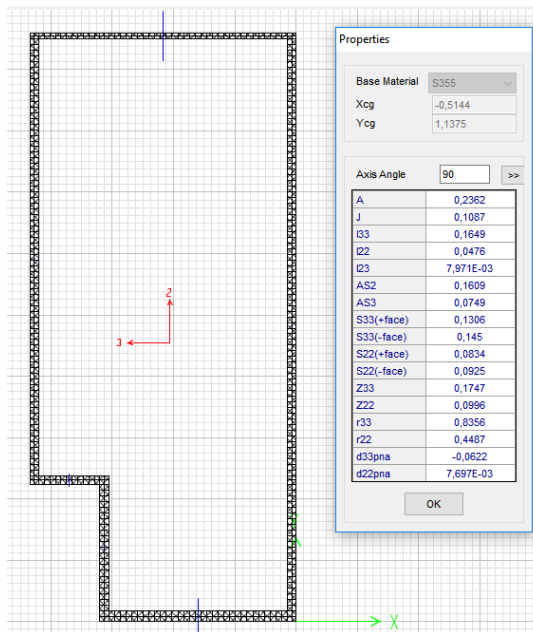
Průřezy trámů hlavních nosníků



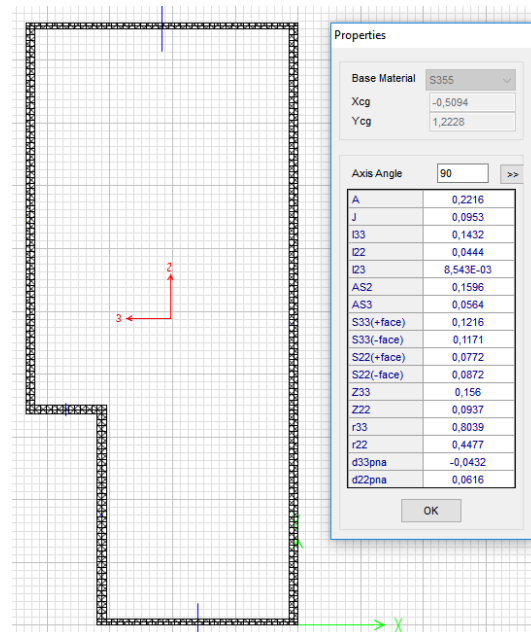
Obr. 71 Rendrovaný pohled na model



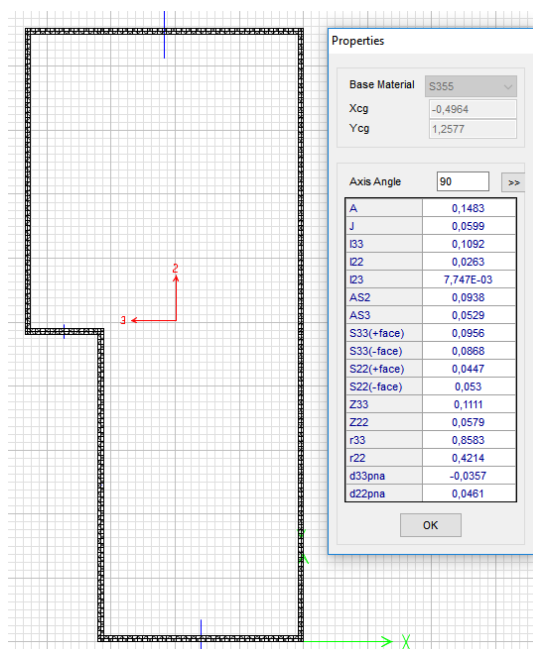
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



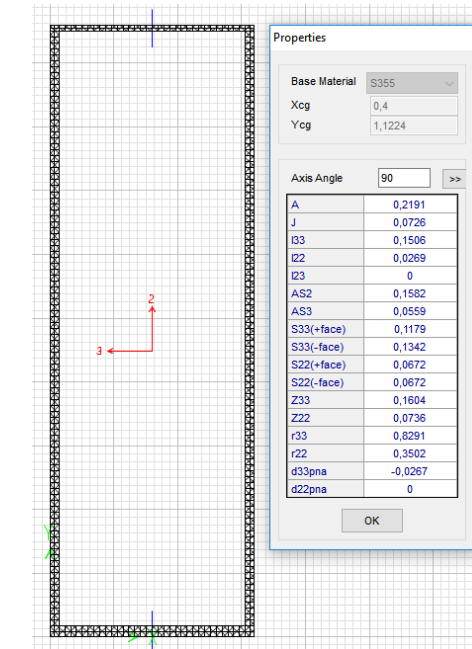
Obr. 71a Fialový průřez – vnější trám



Obr. 72 Šedý průřez – vnější trám



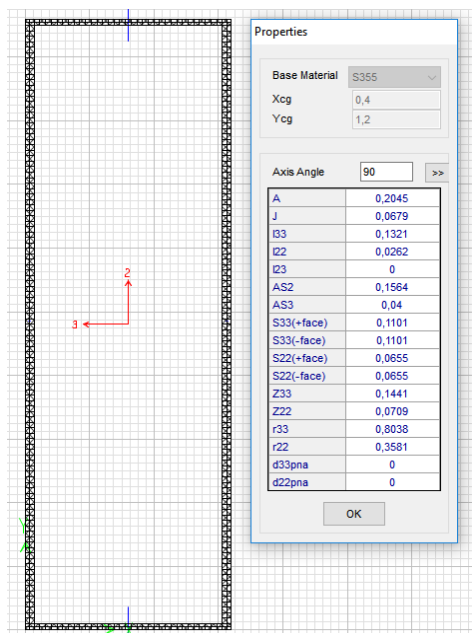
Obr. 72 Červený průřez – vnější trám



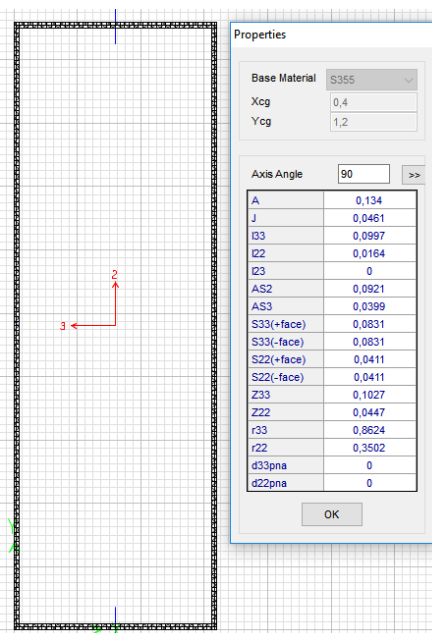
Obr. 73 Žlutý průřez – vnitřní trám



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

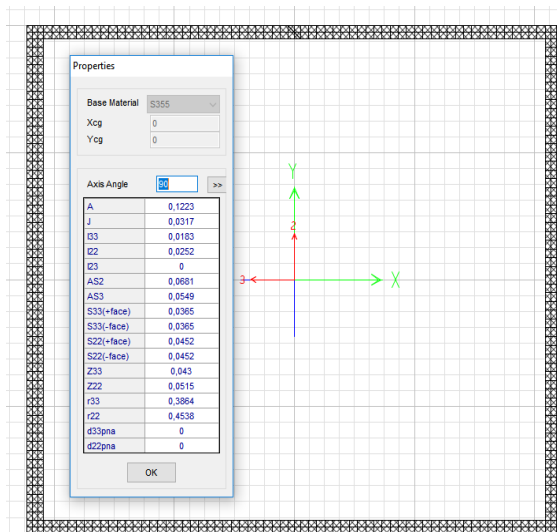


Obr. 74 Modrý průřez – vnitřní trám

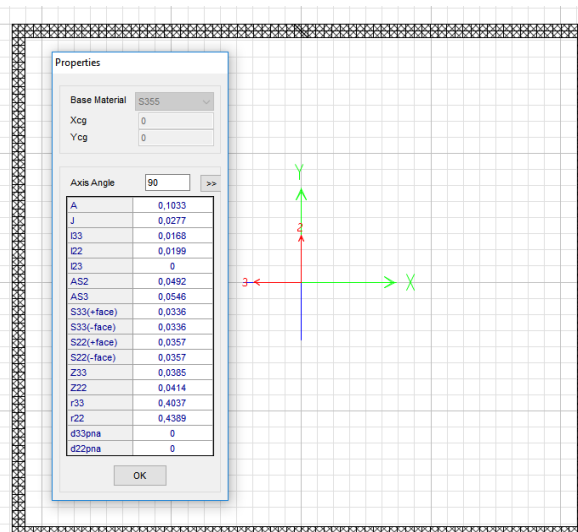


Obr. 75 Bleděmodrý průřez – vnitřní trám

Průřezy oblouků hlavních nosníků



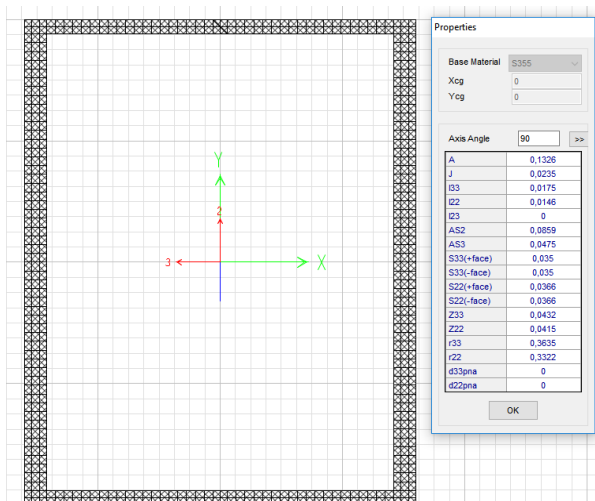
Obr. 76 Žlutý průřez – vnější oblouk, portál



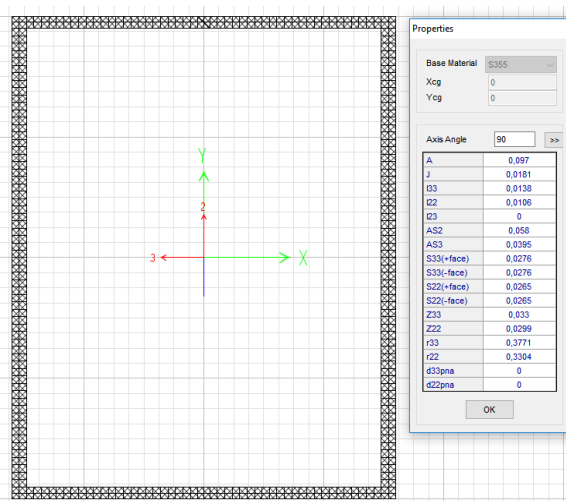
Obr. 77 Bleděmodrý průřez – vnější oblouk, meziportál



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

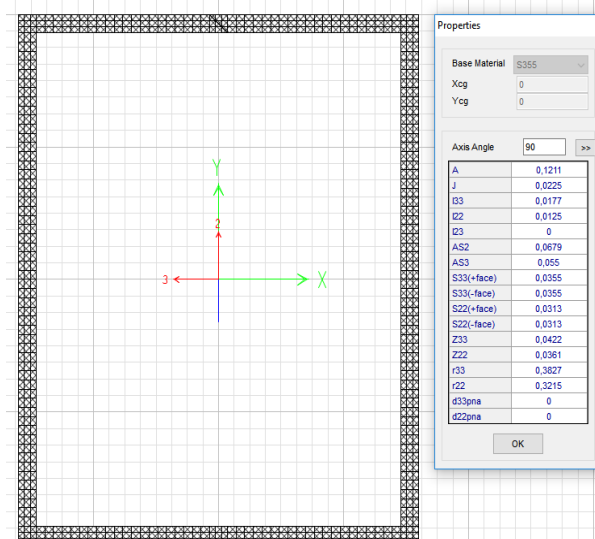


Obr. 78 Modrý průřez – vnitřní oblouk, portál

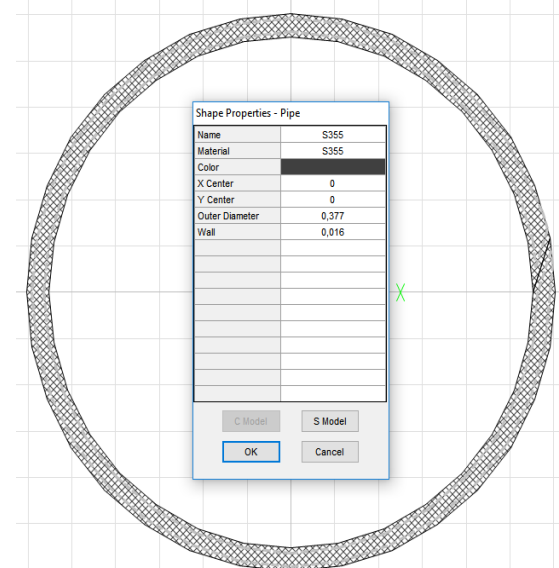


Obr. 79 Fialový průřez – vnitřní oblouk, meziportál

Průřezy ztužidel oblouků



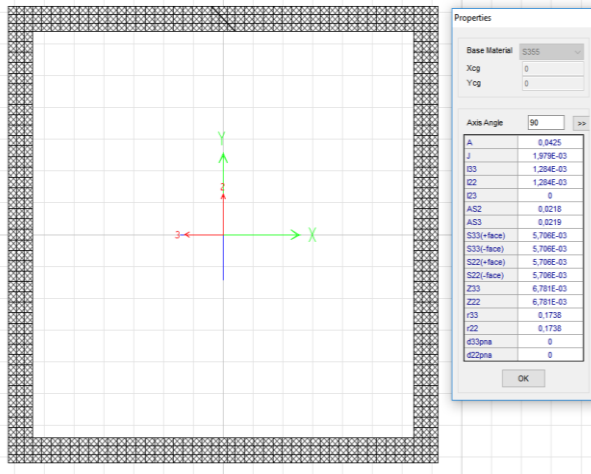
Obr. 80 Portálová diagonála



Obr. 81 Příčle

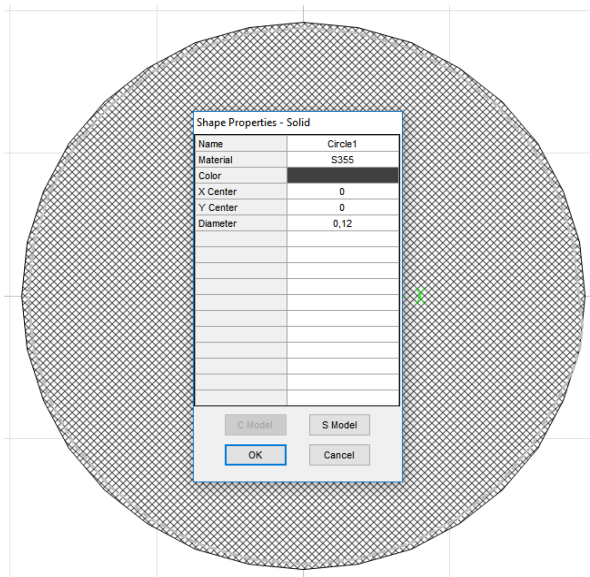


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

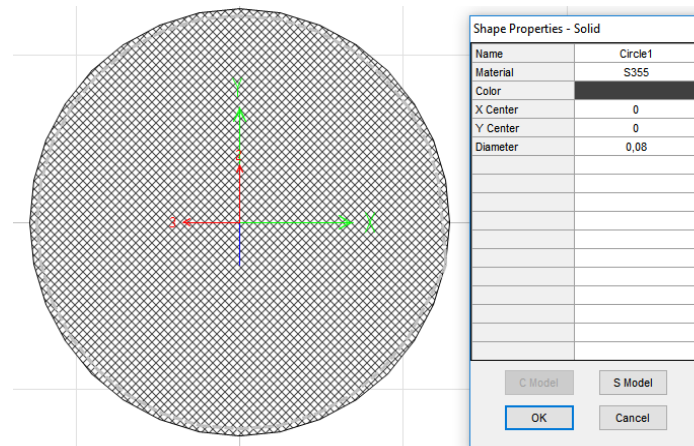


Obr. 82 Diagonála

Průřezy táhel



Obr. 83 Táhla v koncových oblastech – bleděmodrá

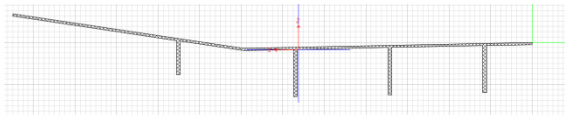


Obr. 84 Ostatní táhla – fialová

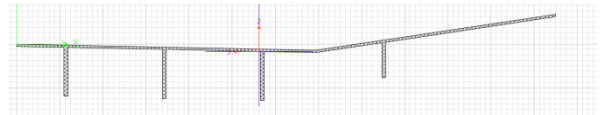


Průřezy podélných výztuh

Každá podélná výztuha představuje polovinu plechu mostovky a polovinu podélných výztuh.



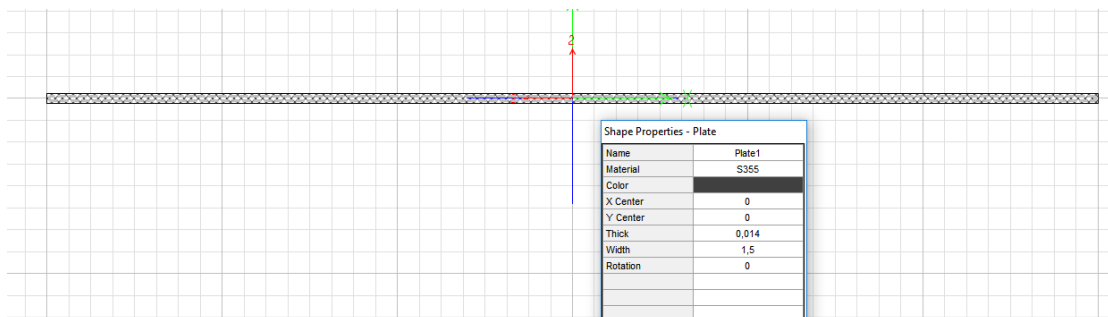
Obr. 85 Podélná výztuha 1



Obr. 86 Podélná výztuha 2

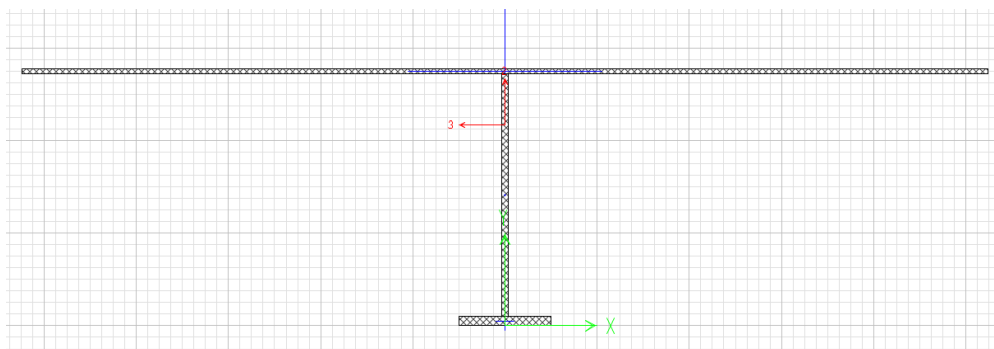
Průřezy podélných výztuh

Ztužení mostovky – smyková tuhost plechu mostovky



Obr. 87 Průřez ztužení mostovky

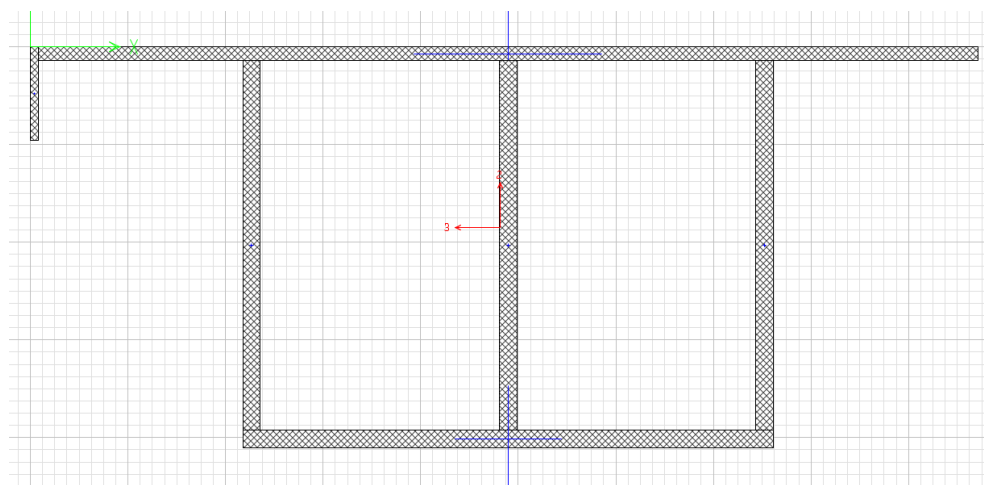
Příčné výztuhy



Obr. 88 Průřez příčné výztuhy

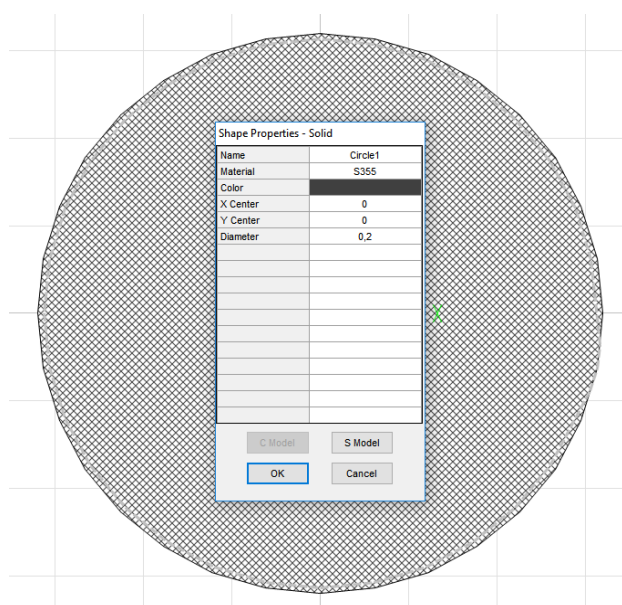


Koncové příčné výztuhy



Obr. 89 Průřez koncové příčné výztuhy

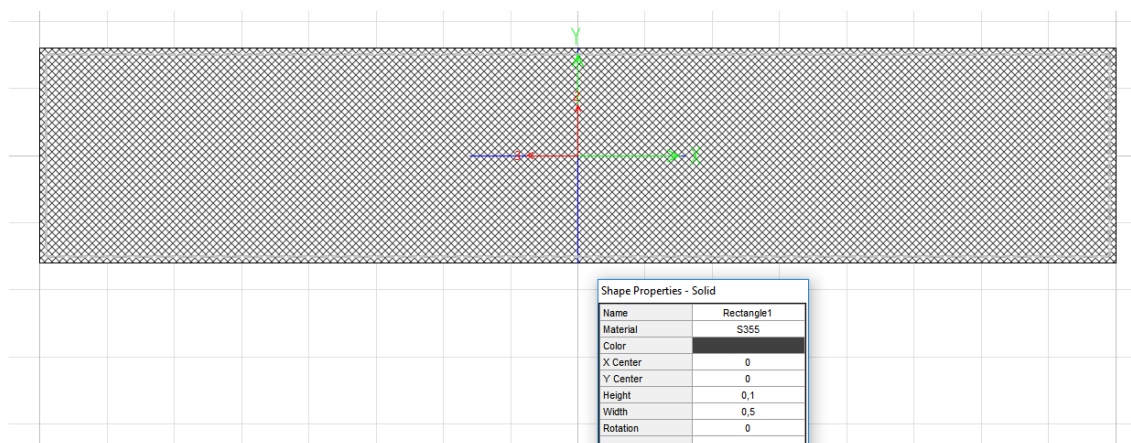
SŘDM



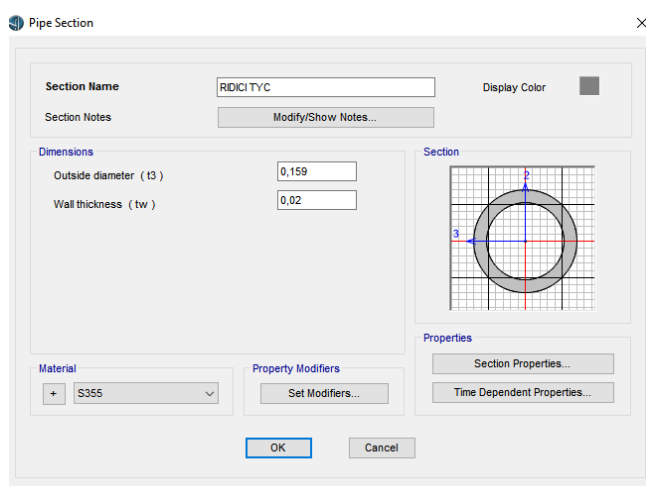
Obr. 90 Průřez kotevní tyče



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



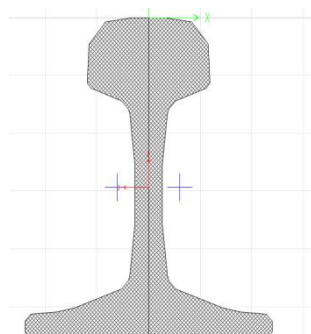
Obr. 91 Průřez páky



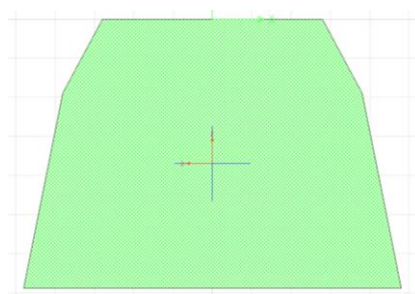
Obr. 92 Průřez řídicí tyče

Kolejnice a pražec

Kolejnice má průřez kolejnice typu 60E1 a její materiál je kolejnicová ocel 900 A. Pražec je typu B91s a materiálem je beton.



Obr. 93 Průřez kolejnice 60E1



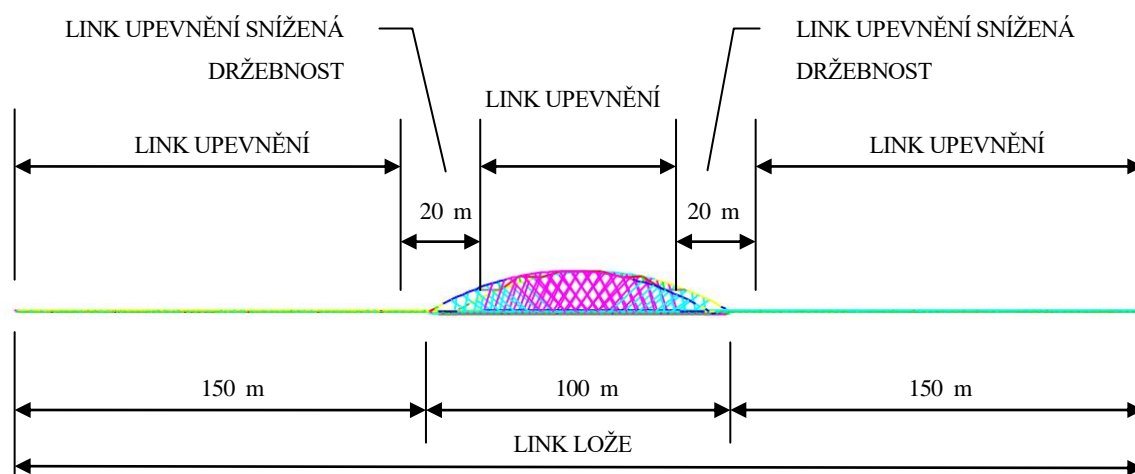
Obr. 94 Pražec B91s

6.1.3 Vlastnosti nelineárních linků koleje a linků SŘDM

Počáteční vlastnosti nelineárních linků koleje

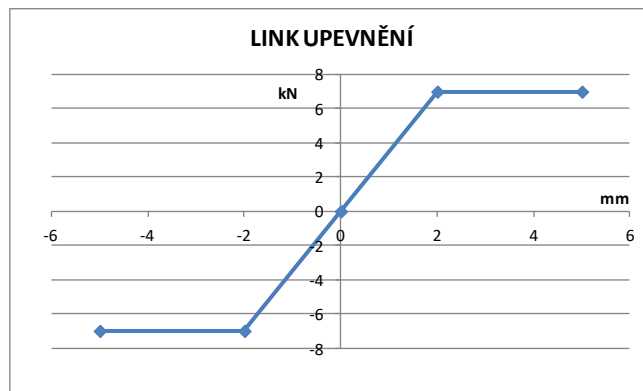
Počáteční vlastnosti nelineárních linků koleje představujících upevnění kolejnice a uložení pražce ve šterkovém loži v trati a na mostě budou následně měněny na základě výsledků vyhodnocení podélných odporů z monitoringu mostu. Konečné vlastnosti těchto linků budou uvedeny v kapitole věnované popis a vyhodnocení monitoringu.

Následující obrázek popisuje rozdělení vlastností linků upevnění a uložení pražce po délce modelu koleje.

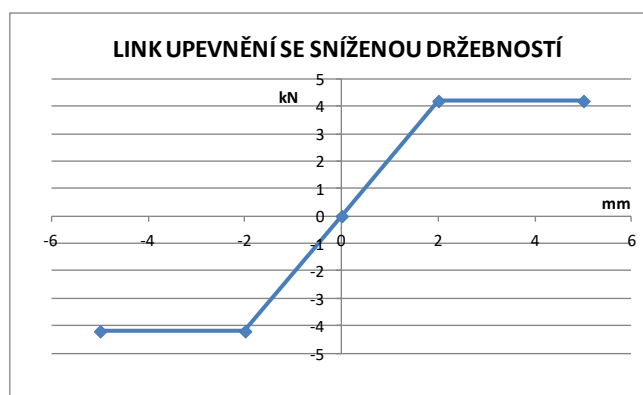


Obr. 95 Vlastnosti linků koleje

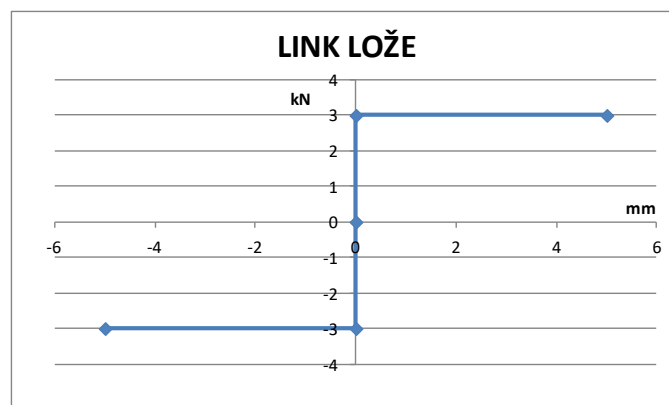
Pro běžné upevnění je použit pružnoplastický model s plastickou silou 7 kN při posunu 2 mm. Tento model odpovídá požadavku na minimální odpor jednoho uzlu upevnění. Pro šterkové lože na mostě i v trati je použit plastický model s plastickou silou 3 kN a pro větší stabilitu výpočtu s posunem 0,01 mm. Tento model odpovídá požadavku na minimální odpor pražce ve šterkovém loži 6 kN, tj. 3 kN na upevnění. Pro upevnění se sníženou držežbností byl použit obdobný pružnoplastický model jako u běžného upevnění pouze se sníženou plastickou silou na 4,2 kN.



Obr. 96 Pružnoplastický model upevnění v podélném směru ($r_0 = 7 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)



Obr. 97 Pružnoplastický model upevnění se sníženou držebností v podélném směru ($r_0 = 4,2 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)



Obr. 98 Plastický model šterkového lože v podélném směru ($r_0 = 3 \text{ kN}$, $u_0 = 0,01 \text{ mm}$)

Vlastnosti linků SŘDM

V kapitole 6.1.1 Skladba modelu v části týkající se popisu SŘDM jsou popisovány tyto linky:

20 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko v podélné výztuze

21 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko kloubového spojení páky a řídicí tyče

22 – link vyjadřující radiální kluzné ložisko kloubového spojení páky a kotevní tyče



23 – link vyjadřující sedlo řídicí tyče s podélným a příčným vedením

24 – link vyjadřující sedlo kotevní tyče s podélným vedením

25 – linky vyjadřující sedla řídicí tyče s podélným vedením

26 – link vyjadřující sedlo kotevní tyče s podélným a příčným vedením

Výše uvedené linky mají následující vlastnosti.

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Obr. 99 Vlastnosti linků 20, 21, 22

Linky 20, 21 a 22 mají volná veškerá pootočení a veškerá posunutí mají fixní.

Linky 23 a 26 mají fixní pouze posunutí ve směru U1 (U_x) tedy ve směru osy linku a posunutí U3 (U_z) pro lokální souřadný systém linku, což je směr kolmý k podélné ose mostu. Jinými slovy se link může posouvat pouze ve směru podélné osy mostu. Veškerá pootočení mají tyto linky volná.

Linky 24 a 25 se mohou posouvat jak rovnoběžně s podélnou osou mostu tak i kolmo na ni. Důvodem tohoto nastavení je vedení řídicí tyče a kotevní tyče pákou po kružnici. Takto jsou nastaveny pouze vždy první linky v řadě od páky po délce vedení řídicí a kotevních tyčí.



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box for a 'Linear' link type. The 'Property Name' is 'SRDM PODELNE POSUVNE SEDL'. The 'Total Mass and Weight' section has input fields for Mass, Weight, and three Rotational Inertia values, all set to 0. The 'Factors For Line, Area and Solid Springs' section has input fields for 'Property is Defined for This Length in a Line Spring' and 'Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs', both set to 1. The 'Directional Properties' section has a table with columns for Direction, Fixed, and Properties. The 'Fixed' column has checkboxes for U1, U2, U3, R1, R2, and R3, all of which are checked. The 'Properties' column has a 'Modify/Show for All...' button. There are also 'Fix All' and 'Clear All' buttons. The 'P-Delta Parameters' section has an 'Advanced...' button. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Obr. 100 Vlastnosti linků 23 a 26

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box for a 'MultiLinear Plastic' link type. The 'Property Name' is 'SRDM PODELNE A PRICNE POSU'. The 'Total Mass and Weight' section has input fields for Mass, Weight, and three Rotational Inertia values, all set to 0. The 'Factors For Line, Area and Solid Springs' section has input fields for 'Property is Defined for This Length in a Line Spring' and 'Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs', both set to 1. The 'Directional Properties' section has a table with columns for Direction, Fixed, NonLinear, and Properties. The 'Fixed' column has checkboxes for U1, U2, U3, R1, R2, and R3, all of which are checked. The 'NonLinear' column has checkboxes for U1, U2, U3, R1, R2, and R3, all of which are unchecked. The 'Properties' column has buttons for 'Modify/Show for U1...', 'Modify/Show for U2...', 'Modify/Show for U3...', 'Modify/Show for R1...', 'Modify/Show for R2...', and 'Modify/Show for R3...'. There are also 'Fix All' and 'Clear All' buttons. The 'P-Delta Parameters' section has an 'Advanced...' button. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right.

Obr. 101 Vlastnosti linků 24 a 25



9. Dlouhodobý monitoring a jeho vyhodnocení

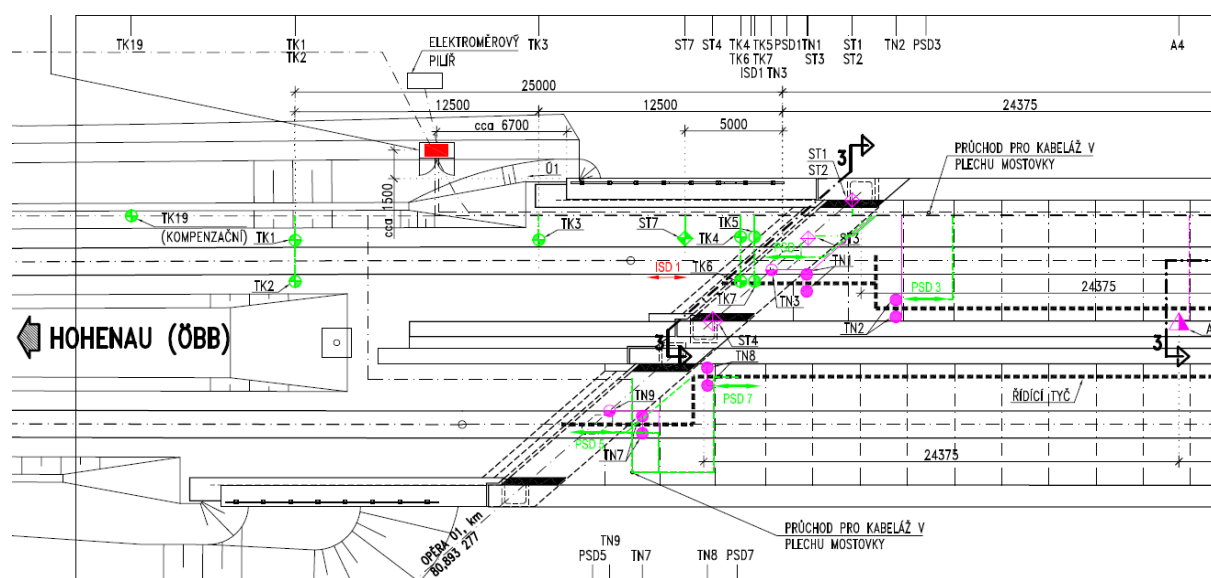
9.1 Popis monitoringu probíhajícího na mostě Oskar v Břeclavi

V následující kapitole bude popsána měřicí ústředna zajišťující sběr a ukládání dat z monitoringu a budou podrobně popsány snímače a tenzometry, ze kterých byla data pro tuto práci zpracovávána.

9.1.1 Použité snímače a tenzometry

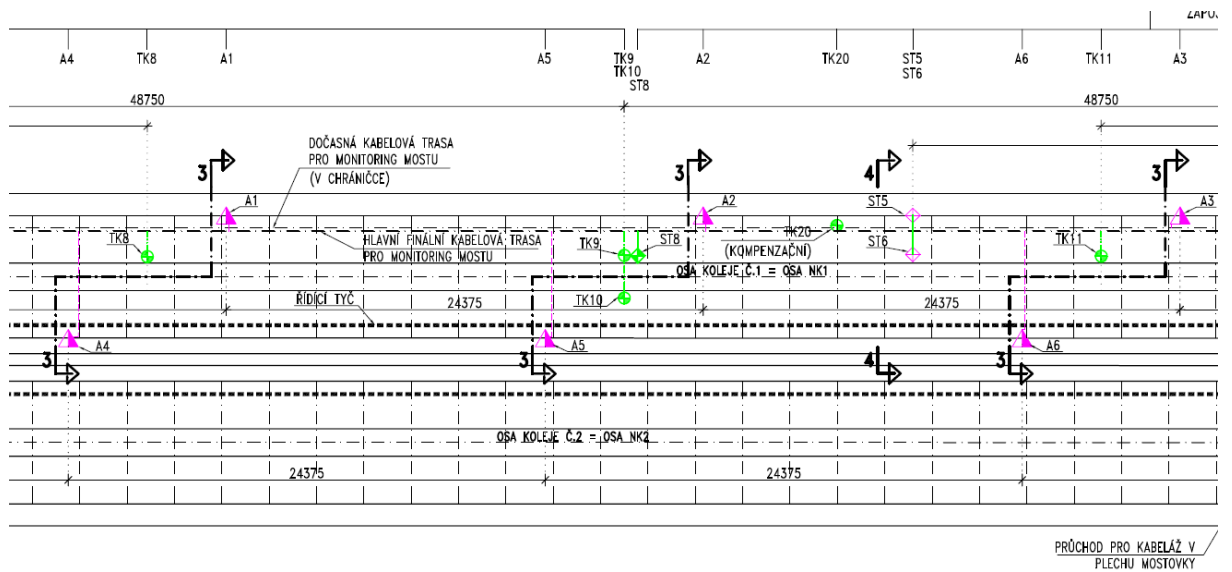
Data pro vyhodnocení teploty a síly v koleji byla získána ze snímačů teplot ST7, ST8, ST9 umístěných na jedné kolejnici nad dilatačními spárami a uprostřed mostu a z tenzometrů TK4, TK8 při vídeňské opěře a TK11, TK13 při břeclovské opěře umístěných na stejné kolejnici.

Data pro vyhodnocení relativních posunů mostu a koleje byla získána z potenciometrických a induktivních snímačů dráhy PSD1, PSD2, ISD1, ISD2 a data pro vyhodnocení relativních posunů mostu a řídicí tyče byla použita data z potenciometrických snímačů dráhy PSD3 a PSD4. Vyhodnocení teplot nosné konstrukce bylo provedeno na základě dat ze snímačů teplot hlavních nosníků a mostovky ST1 až ST6. Umístění jednotlivých snímačů a tenzometrů názorně ukazují následující schémata společně s legendou.

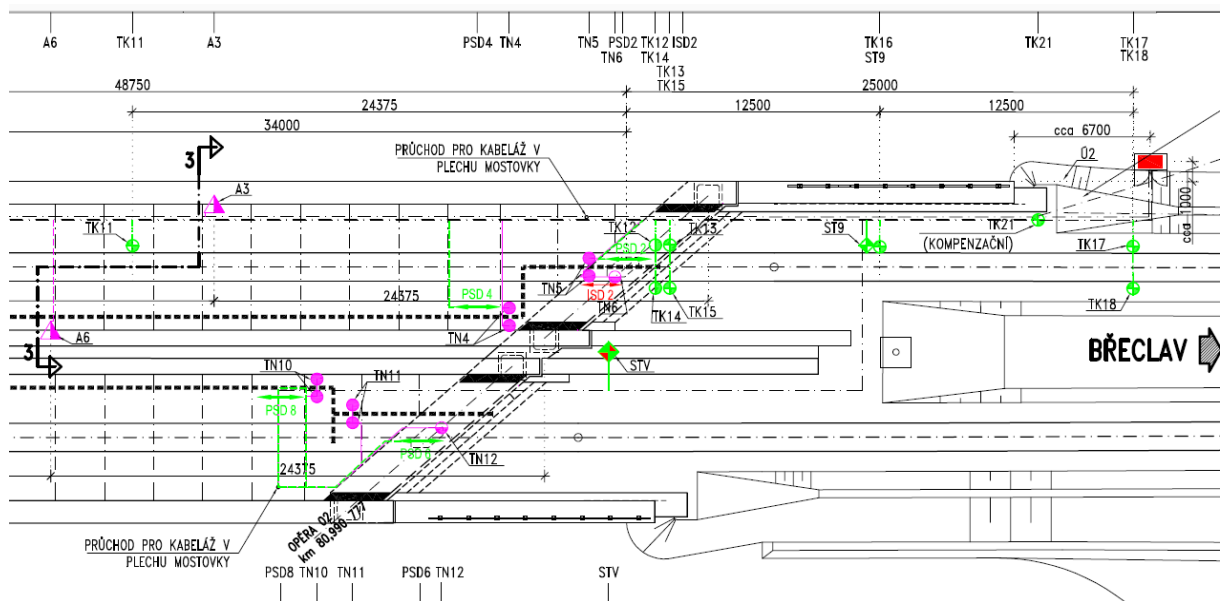


Obr. 102 Schéma rozmístění snímačů při vídeňské opěře [12]

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 103 Schéma rozmístění snímačů ve středu rozpětí mostu [12]



Obr. 103 Schéma rozmístění snímačů při breclavské opěře [12]

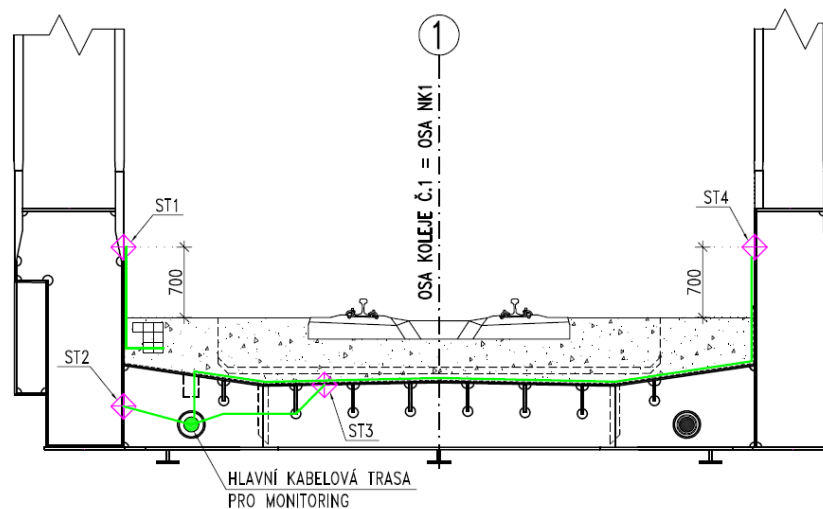
LEGENDA:

- | | |
|---------------------------------|---|
| ◆ SNÍMAČE TEPLoty NA NK | — KABELÁŽ-SNÍMAČE TEPLoty |
| ◆ SNÍMAČE TEPLoty NA KOLEJI | — KABELÁŽ-TENZOMETRY NA NK |
| ◆ SNÍMAČE TEPLoty VZDUCHU | — KABELÁŽ-TENZOMETRY KOLEJ |
| ◆ TENZOMETRY NK-POLO MOST | — KABELÁŽ-AKCELEROMETRY NA NK |
| ◆ TENZOMETRY NK-PLNÝ MOST | — KABELÁŽ-INDUKTIVNÍ SNÍMAČ DRÁHY |
| ◆ TENZOMETRY KOLEJ-POLO MOST | — KABELÁŽ-POTENCIOMETRICKÝ SNÍMAČ DRÁHY |
| ◆ TENZOMETRY KOLEJ-ČTVRT MOST | |
| ▲ AKCELEROMETRY NA NK | |
| — INDUKTIVNÍ SNÍMAČ DRÁHY | |
| — POTENCIOMETRICKÝ SNÍMAČ DRÁHY | |
| ■ MĚŘÍCI OŠTĚDNÝ | |

Obr. 104 Legenda ke schématům rozmístění snímačů a tenzometrů [12]

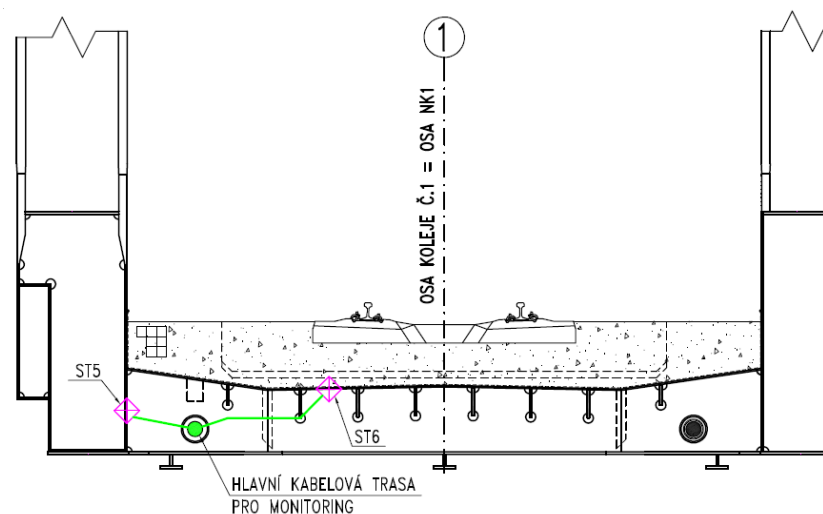
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Pro snímání teploty jsou použita odporová teplotní čidla typu Analog Devices AD592. Umístění snímačů teploty je patrné z následujících obrázků. Snímač teploty ST1 je umístěn nad vídeňskou opěrou na vnitřní stojně vnějšího trámu hlavního nosníku NOK 1 přibližně 700 mm nad úrovní šterkového lože. Snímač teploty ST2 je umístěn ve stejném místě, ale pod mostovkou. Snímač teploty ST4 se nachází nad vídeňskou opěrou na vnitřní stojně vnitřního trámu hlavního nosníku NOK 1 rovněž 700 mm nad úrovní šterkového lože. Snímač ST3 měří teplotu spodní strany plechu mostovky nad vídeňskou opěrou.



Obr. 105 Rozmístění snímačů teplot v příčném řezu nad vídeňskou opěrou [12]

Snímač ST5 měří teplotu vnitřní stojny vnějšího trámu hlavního nosníku NOK 1 a snímač ST6 je umístěn na spodní straně plechu mostovky. Oba snímače jsou umístěny ve vzdálenosti přibližně 34 m od osy uložení na břeclovské opěře.



Obr. 106 Rozmístění snímačů teplot v příčném řezu ve středu rozpětí mostu [12]



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 107 Snímač teploty v bodu ST1[12]



Obr. 108 Snímač teploty v bodu ST2 po aplikaci ochrany [12]



Obr. 109 Snímač teploty v bodu ST3 po aplikaci ochrany [12]



Obr. 110 Snímač teploty v bodu ST4 [12]



Obr. 111 Snímač teploty v bodu ST5 po aplikaci ochrany [12]

Snímače teploty ST7, ST8 a ST9 měří teplotu levé kolejnice směrem Höhenau - Břeclav na konstrukci NOK 1. Snímač ST7 je umístěn nad dilatační spárou nad vídeňskou opěrou, snímač ST8 je umístěn přibližně ve středu rozpětí konstrukce a snímač ST9 je umístěn nad dilatační spárou nad břeclavskou opěrou. Umístění těchto snímačů v půdoryse je patrné z výše uvedených schémat rozmístění snímačů.



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 112 Snímač teploty v bodu ST7 [12]



Obr. 113 Snímač teploty v bodu ST8 [12]

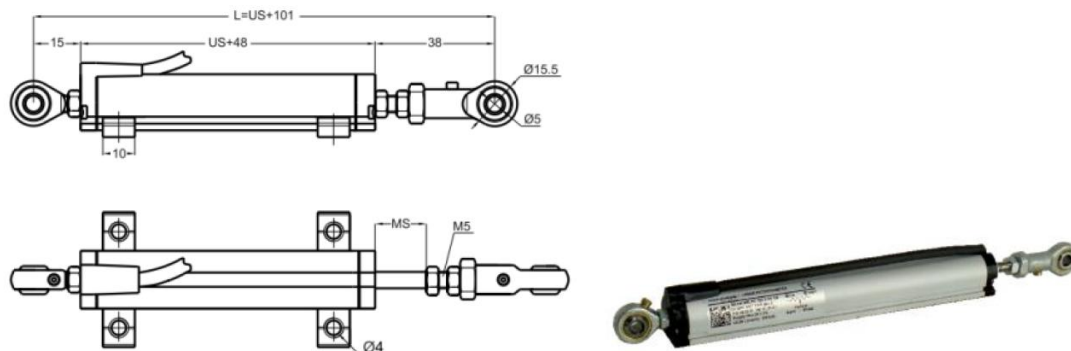


Obr. 114 Snímač teploty v bodu ST9 [12]

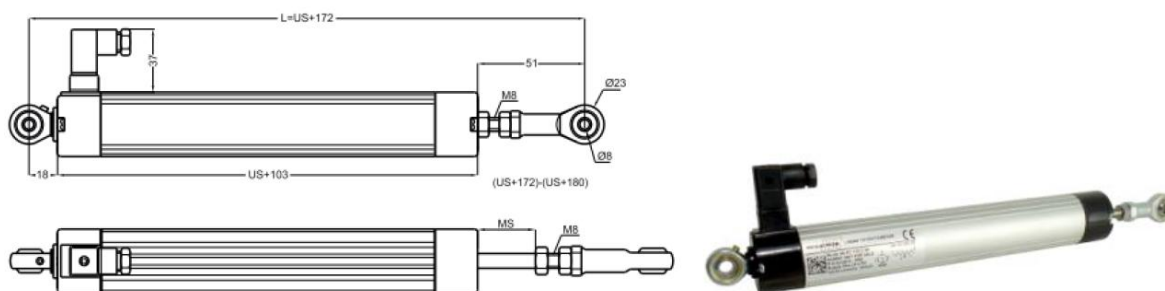


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Měření posunů ložisek mostu a relativních posunů mezi řídicí tyčí a mostem zajišťují potenciometrické snímače dráhy firmy Megatron. Jsou použity dva typy snímačů s rozdílnými rozsahy měření. Pro měření posunů ložisek byl využit snímač **MSLPC 100 D 5K 1M5** s rozsahem 0-100mm a pro posuny řídicí tyče snímač **MLPC 200 D 5K 2M5** s rozsahem 0-200 mm.



Obr. 115 Snímač MSLPC [12]



Obr. 116 Snímač MLPC [12]

Snímače pro měření posunů ložisek **MSLPC 100 D 5K 1M5** jsou označeny jako PSD1 pro vídeňskou opěru a PSD2 pro břeclovskou opěru. Snímače **MLPC 200 D 5K 2M5** pro měření relativních posunů mezi řídicí tyčí a mostní konstrukcí jsou značeny pro vídeňskou opěru PSD3 a PSD4 pro opěru břeclovskou. Na další stránce se nacházejí obrázky těchto jednotlivých snímačů.



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 117 Potenciometrický snímač dráhy PSD1 [12]



Obr. 118 Potenciometrický snímač dráhy PSD2 [12]

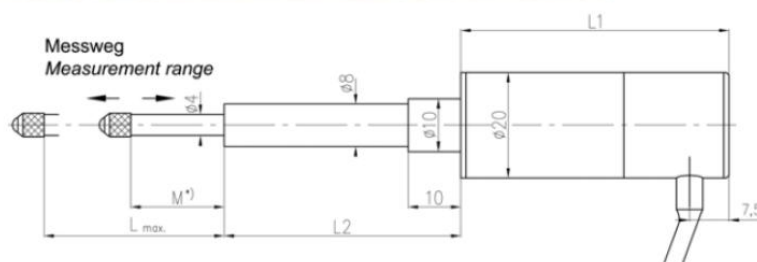


Obr. 119 Potenciometrický snímač dráhy PSD3 [12]



Obr. 120 Potenciometrický snímač dráhy PSD4 [12]

Pro měření posunu koleje byly použity indukční snímač dráhy ISDT50-K2405 firmy Megatron značné jako ISD1 a ISD2 a umístěné nad oběma opěrami. Rozsah měření snímačů je 0-50 mm. Snímače jsou upevněné na speciálních kovových konzolách vedených pod kolejnicemi mezi pražci a přikotvených do železobetonových říms mezi mostními konstrukcemi. Na kolejnici jsou vyvrtané otvory pro šrouby, kterými je ke kolejnici připevněn plech s destičkou, o kterou se opírá hrot snímače.



Obr. 121 Snímač ISDT [12]

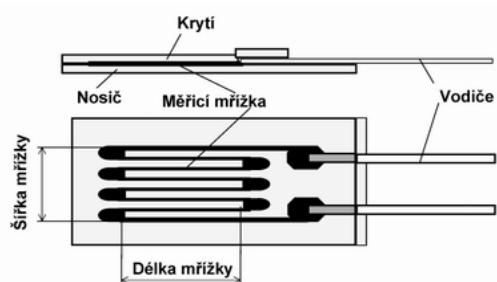


Obr. 122 Konzola pro připevnění snímače ISD1



Obr. 123 Snímač posunu koleje – ISD1 [12]

Vyhodnocení osově síly a podélného odporu koleje bude provedeno pro levou kolejnici ve směru Höhenau – Břeclav na konstrukci NOK 1 a výsledné síly a odpory budou jejich přibližným dvojnásobkem. Pro měření napětí v levé kolejnici ve směru Höhenau – Břeclav na NOK 1 jsou použity odporové foliové tenzometry typu HBM 10/120 LY11, které byly opatřeny ochranou z důvodu minimalizace poruch a nežádoucích vlivů na snímače.



Obr. 124 Schéma foliového tenzometru [13]

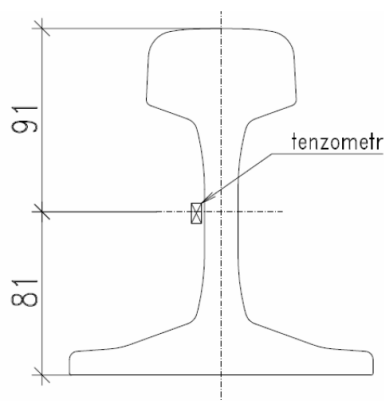


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Tenzometry TK4 a TK13 jsou nalepeny na stojinu kolejnice v ose těžiště kolejnice nad dilatačními spárami nad vídeňskou a břevclavskou opěrou. Tenzometry TK 8 a TK 11 jsou nalepeny na stojinu kolejnice v ose těžiště kolejnice ve vzdálenosti 24,375 m od dilatačních spár nad vídeňskou nebo břevclavskou opěrou směrem ke středu mostu. Všechny tyto tenzometry jsou zapojeny do čtvrtmostu. Dále jsou nad oběma dilatačními spárami na stejné kolejnici umístěné tenzometry TK 5 a TK 12 zapojené do polomostu.

Tenzometry jsou chráněny následujícím způsobem:

- Základní nátěr rychleschnoucím protikorozním nátěrem – zinkový spray, mimo tenzometr ochrana proti prokorodování ochrany
- Aplikace gelu SG250 ve 2 vrstvách
- Zatmelení kabelu pod a nad tmelem 1-AK22
- Aplikace 1-ABM75
- Zatmelení hran a okolí tmelem 1-AK22 [12]



Obr. 125 Schéma s polohou podélného tenzometru [12]



Obr. 126 Tenzometr na kolejnici v bodu TK4 [12]



Obr. 127 Tenzometr na kolejnici v bodu TK12 [12]

Dále jsou také na mostě umístěné kompenzační tenzometry na samostatných kusých kolejnicích. Hodnoty z těchto tenzometrů nejsou pro vyhodnocení v této práci důležité a jsou zde uvedeny pro dokreslení celkové situace. Příkladem bodu s kompenzačním tenzometrem s kolejnicí je bod TK21 umístěný za břevclavskou opěrou.



Obr. 128 Kompenzační kolejnice bodu TK21

Odporové tenzometry pracují na principu změny elektrického odporu vodiče při jeho prodloužení nebo zkrácení. V případě tenzometrů je vodičem velmi tenká měřicí mřížka vyrobená ze slitin



různých kovů. Tenzometr je přilepen na povrch měřeného prvku a při zatěžování prvku se měřicí mřížka spolu s povrchem prvku prodlužuje nebo zkracuje a tím dochází ke změně odporu mřížky. Při měření poměrné deformace ε se pak vychází z lineární závislosti mezi poměrnou deformací a změnou odporu mřížky dR/R .

$$\frac{dR}{R} = k\varepsilon \quad (50)$$

kde

k je deformační součinitel (k – faktor, konstanta) tenzometru udávaná výrobcem. Velikost této konstanty se pohybuje okolo hodnoty 2,0.

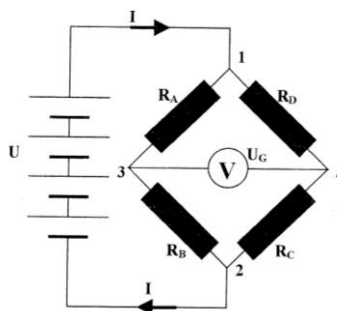
Údaje získané z odporových tenzometrů jsou ovlivněny řadou rušivých vlivů. Významným rušivým vlivem je změna teploty měřené konstrukce. Při změně teploty dochází ke změně poměrné deformace a měří se i vlastnosti materiálu tenzometru a jeho nalepení. Pro eliminaci tohoto vlivu se používají kompenzační tenzometry, jako například kompenzační kolejnice bodu TK 21. Odstranění vlivu změny teploty lze však docílit i vhodným zapojením tenzometrů do tenzometrického můstku. V případě bodu TK 21 je snaha o eliminaci vlivu změny teploty vlastní kolejnice. Hledaná hodnota poměrné deformace je pak rozdíl poměrné deformace měřené na vlastní kolejnici a poměrné deformace měřené na kompenzační kolejnici. Dalším nepříznivým vlivem je tzv. příčná citlivost tenzometrů. Při rovinné napjatosti povrchu měřeného prvku dochází k poměrné deformaci ε_x ve směru aktivních vláken snímače, ale i k poměrné deformaci ε_y kolmé na směr aktivních vláken snímače. Tato příčná deformace pak ovlivňuje části vláken umístěné v příčném směru, kterými jsou ohyby drátku měřicí mřížky. Výsledná změna odporu je pak závislá i na příčné deformaci ε_y :

$$\left(\frac{dR}{R}\right)_x = k\varepsilon_x^{\text{měř}} = k\varepsilon_x + \lambda k\varepsilon_y. \quad (51)$$

U foliových tenzometrů se λ pohybuje okolo hodnoty 0,008.

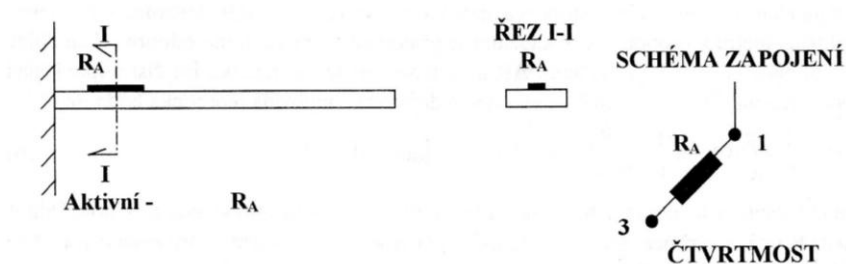
Pro eliminaci případné chyby vyplývající z příčné citlivosti tenzometru byl právě v případě měřeného bodu TK 12 umístěn jeden tenzometr ve směru kolmém k měřeným vláknům. Oba tenzometry byly pak zapojeny do polomostu.

Přístroje sloužící k měření poměrných deformací ε pomocí odporových tenzometrů se nazývají tenzometrické můstky. V tenzometrických můstcích jsou tenzometry zapojeny do tzv. Wheatstoneova můstku jehož uspořádání je na následujícím obrázku.



Obr. 129 Schéma Wheatstoneova můstku [14]

Existuje několik způsobů zapojení tenzometrů do tohoto můstku. Těmito způsoby jsou zapojení do čtvrtmostu, polomostu nebo plného mostu.



Obr. 130 Schéma zapojení – čtvrtmost [14]

Při použití jediného tenzometru je tenzometr zapojen do čtvrtmostu.

Při zatížení konzoly osovou silou a teplotou je měřená poměrná deformace

$$\varepsilon' = \varepsilon_A = \varepsilon_{A,N} + \varepsilon_{A,T} = \varepsilon. \quad (52)$$

kde

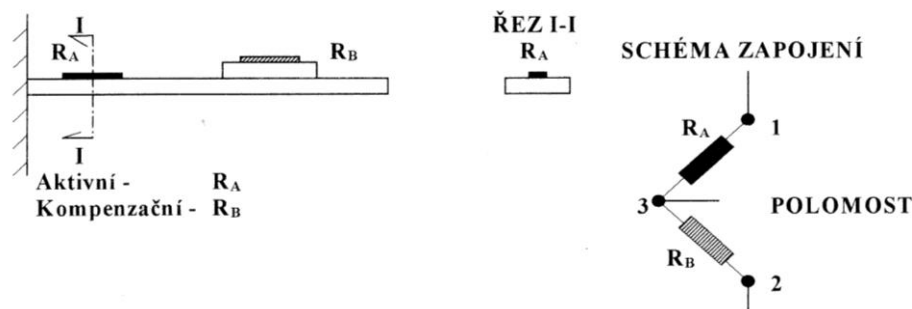
ε' je poměrná deformace udaná tenzometrickým můstkem

ε_A je poměrná deformace změřená tenzometrem

$\varepsilon_{A,N}$ je poměrná deformace vyvolaná normálovou silou

$\varepsilon_{A,T}$ je poměrná deformace vyvolaná změnou teploty

ε je celková poměrná deformace

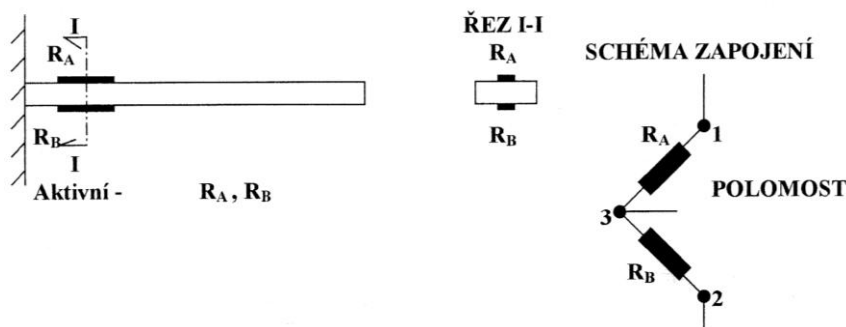


Obr. 131 Schéma zapojení – polomost [14]

Při použití jednoho aktivního tenzometru a jednoho kompenzačního jsou tenzometry zapojeni do polomostu. Výsledná deformace je v případě že kompenzační tenzometr je přilepen na prvku shodného materiálu jako prvek měřený

$$\varepsilon' = \varepsilon_A - \varepsilon_B = \varepsilon_{A,N} + \varepsilon_{A,T} - \varepsilon_{B,T} = \varepsilon_{A,N} = \varepsilon \quad (52)$$

$$\varepsilon_{A,T} = \varepsilon_{B,T}$$



Obr. 132 Schéma zapojení – polomost [14]

Při použití dvou aktivních tenzometrů zapojených do polomostu pro měření deformace horních a dolních vláken při namáhání konzoly ohybovým momentem, normálovou silou a rovnoměrnou změnou teploty je výsledná deformace

$$\varepsilon' = \varepsilon_A - \varepsilon_B = (\varepsilon_{A,M} + \varepsilon_{A,N} + \varepsilon_{A,T}) - (\varepsilon_{B,M} + \varepsilon_{B,N} + \varepsilon_{B,T}) = \varepsilon_{A,M} - \varepsilon_{B,M} = 2\varepsilon \quad (52)$$

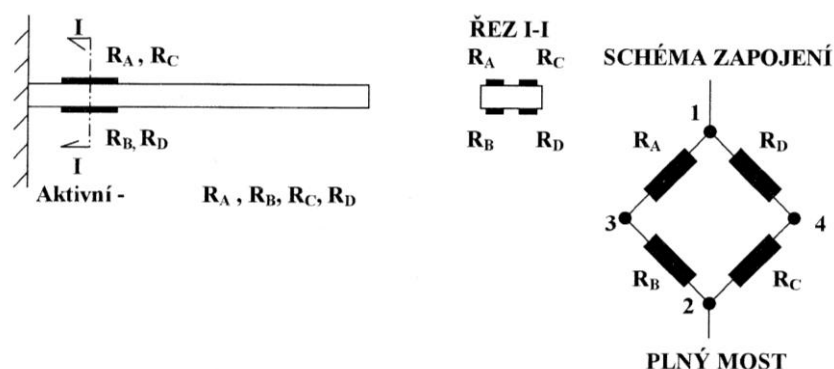
$$\varepsilon_{A,T} = \varepsilon_{B,T}$$

$$\varepsilon_{A,N} = \varepsilon_{B,N}$$

$$\varepsilon_{A,M} = \varepsilon = -\varepsilon_{B,M} = -\varepsilon$$

kde

$\varepsilon_{i,M}$ je poměrná deformace způsobená ohybovým momentem.



Obr. 133 Schéma zapojení – plný most [14]

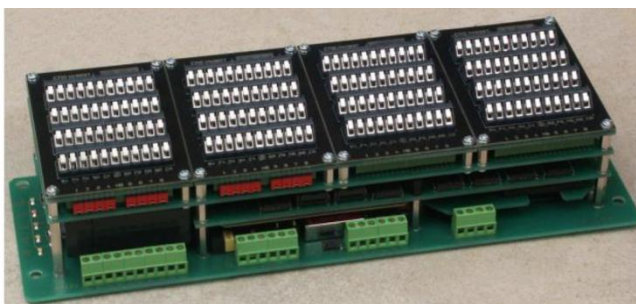
Při použití čtyřech aktivních tenzometrů zapojených do plného mostu pro měření deformace horních a dolních vláken při namáhání konzoly ohybovým momentem, normálovou silou a rovnoměrnou změnou teploty je výsledná deformace

$$\begin{aligned} \varepsilon' &= \varepsilon_A - \varepsilon_B + \varepsilon_C - \varepsilon_D = (\varepsilon_{A,M} + \varepsilon_{A,N} + \varepsilon_{A,T}) - (\varepsilon_{B,M} + \varepsilon_{B,N} + \varepsilon_{B,T}) + \\ &+ (\varepsilon_{C,M} + \varepsilon_{C,N} + \varepsilon_{C,T}) - (\varepsilon_{D,M} + \varepsilon_{D,N} + \varepsilon_{D,T}) = \varepsilon_{A,M} - \varepsilon_{B,M} + \varepsilon_{C,M} - \varepsilon_{D,M} = 4\varepsilon \end{aligned} \quad (52)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{A,T} &= \varepsilon_{B,T} = \varepsilon_{C,T} = \varepsilon_{D,T} \\ \varepsilon_{A,N} &= \varepsilon_{B,N} = \varepsilon_{C,N} = \varepsilon_{D,N} \\ \varepsilon_{A,M} &= -\varepsilon_{B,M} = \varepsilon_{C,M} = -\varepsilon_{D,M} \\ \varepsilon_{A,M} &= \varepsilon; \varepsilon_{B,M} = -\varepsilon; \varepsilon_{C,M} = \varepsilon; \varepsilon_{D,M} = -\varepsilon \end{aligned}$$

9.1.2 Specifikace měřící ústředny

EMS DV 803 je měřící ústředna pro rozsáhlá dynamická i statická měření v laboratoři i v průmyslovém prostředí. Umožňuje přímé měření až 32 kanálů (tenzometrů, akcelerometrů, termočlánků a dalších čidel v různých kombinacích). Součástí každého kanálu je předzesilovač a samostatný šestnáctibitový A/D převodník se vzorkovací frekvencí až 3200 Hz. [12]



Obr. 134 Měřící ústředna EMS DV 803 [12]



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Měřicí ústředna je určena k samostatným dlouhodobým i krátkodobým měřením například mechanického namáhání, vibrací, teplot, tlaků a podobně. Naměřená data jsou ukládána do velké interní paměti typu Compact Flash a přenášejí se do počítače (notebooku) přes ethernetové rozhraní. Součástí dodávky je obslužný program (Windows XP nebo novější) pro správu měření, grafické zobrazování naměřených dat a jejich export do textových a jiných formátů. Pro přímou dálkovou správu měření byl dodán GSM modem (GPRS/EDGE/3G). Ústředna může být alternativně vybavena modulem bezdrátového ethernetu WiFi.

Počet měřených kanálů:	32 hlavních, modulární koncepce (4 sekce) 16 pomocných (například pro napájecí diagonály mostů)
Typy měřených čidel:	- tenzometry (čtvrtmosty, půlmosty, plné mosty) - akcelerometry - termočlánky, odporové teploměry - napěťové a proudové vstupy - uživatelsky definovaná čidla - možnost výroby specifických vstupně - výstupních sekcí (např. pro indukční snímače)
Vzorkovací frekvence:	každý kanál 3200 Hz (volitelně od 50 Hz do 3200 Hz)
A/D převod:	16 bitový, pro každý kanál samostatný A/D převodník, bez multiplexování - všechny kanály jsou měřeny synchronně
Přesnost měření:	lepší než $\pm 0,1$ % (pro plný rozsah a provozní teplotu okolí)
Procesorová část měřicí ústředny:	- řídicí šestnáctibitový procesor (Motorola) - signálový procesor (Analog Devices)
Ukládání dat v měřicí ústředně:	- datová paměť typu Compact Flash (kapacita až 32 GByte) - přímý zápis do paměti - výběr lokálních extrémů, filtrace, časový výběr - volitelně aplikace statistických metod ("stékání deště")
Standardní komunikační rozhraní:	Ethernet, RS485, možnost práce v síti
Volitelné rozšíření komunikace:	GSM (GPRS/EDGE/3G) modem, WiFi bezdrátový ethernet
Napájení:	12 - 30 V DC, interní Li-Ion akumulátor až na 7 h provozu
Provedení:	samostatná jednotka v kovové skříni s krytím IP 65 (rozměry podle typu skříně - např. 330 x 230 x 110 mm)
Provozní teplota okolí:	od -20 do $+75$ °C, na přání je možno rozšířit



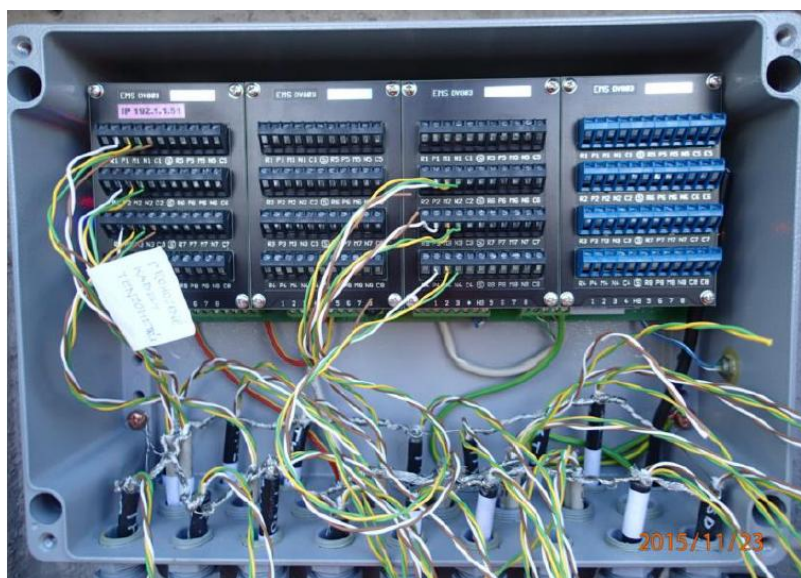
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Specifikem ústředny je možnost záznamu lokálních maxim a minim při současném záznamu statických hodnot. [12]

V místě objektu byly umístěné dvě měřicí ústředny do v betonových prefa sloupků. Jedna ústředna na straně vídeňské opěry (strana Höhenau) a druhá na straně břevlavské opěry.



Obr. 135 Ústředna směr Höhenau – Master [12]



Obr. 136 Ústředna směr Höhenau – Master (MJ-1), detail ústředny [12]



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 137 Skříň s ústřednou směr Břeclav, Slave (MJ-2) [12]

Master ústředna (MJ-1) - zapojení				
Kanál	Označení	Popis	NK	Zapojení
S01	TN1	Tenzometr NK	1	Plný most
S02	TN3	Tenzometr NK	1	Polomost
S03	TN2	Tenzometr NK	1	Plný most
S04	TN9	Tenzometr NK	2	Polomost
S05	TN7	Tenzometr NK	2	Plný most
S06	TK1	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S07	TN9	Tenzometr NK	2	Plný most
S08	TK2	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S09	TK3	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S10	TK4	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S11	TK5	Tenzometr kolejnice	1	Polomost
S12	TK6	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S13	TK7	Tenzometr kolejnice	1	Polomost
S14	TK8	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S15	TK9	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S16	TK10	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S17	TK19	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrtmost
S18	A1	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S19	A4	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S20	A5	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S21	PSD1	Snímač dráhy	1	Potenciometrický snímač
S22	PSD3	Snímač dráhy	1	Potenciometrický snímač
S23	PSD5	Snímač dráhy	2	Potenciometrický snímač
S24	PSD7	Snímač dráhy	2	Potenciometrický snímač
S25	ST1	Teplota	1	Teploměr
S26	ST2	Teplota	1	Teploměr
S27	ST3	Teplota	1	Teploměr
S28	ST4	Teplota	1	Teploměr
S29	ST7	Teplota	1	Teploměr
S30	STK	Teplota komp. Kolej.	1	Teploměr
S31	ISD1	Snímač dráhy	1	Induktivní snímač
S32		synchronizace	1	

Obr. 138 Ústředna směr Höhenau – Master (MJ-1), přehled kanálů a snímačů [12]



Slave ústředna (MJ-2) - zapojení				
Kanál	Označení	Popis	NK	Zapojení
S01	TN4	Tenzometr NK	1	Plný most
S02	TN6	Tenzometr NK	1	Polomost
S03	TN5	Tenzometr NK	1	Plný most
S04	TN12	Tenzometr NK	2	Polomost
S05	TN10	Tenzometr NK	2	Plný most
S06	TK11	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S07	TN11	Tenzometr NK	2	Plný most
S08	TK12	Tenzometr kolejnice	1	Polomost
S09	TK13	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S10	TK14	Tenzometr kolejnice	11	Polomost
S11	TK15	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S12	TK16	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S13	TK17	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S14	TK18	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S15	TK20	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S16	TK21	Tenzometr kolejnice	1	Čtvrťmost
S17	-	neobsazen	1	-
S18	A2	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S19	A3	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S20	A6	Akcelerometr NK	1	Zrychlení
S21	PSD2	Snímač dráhy	1	Potenciometrický snímač
S22	PSD4	Snímač dráhy	1	Potenciometrický snímač
S23	PSD6	Snímač dráhy	2	Potenciometrický snímač
S24	PSD8	Snímač dráhy	2	Potenciometrický snímač
S25	ST5	Teplota	1	Teploměr
S26	ST6	Teplota	1	Teploměr
S27	ST8	Teplota	1	Teploměr
S28	ST9	Teplota	1	Teploměr
S29	STV	Teplota	2	Teploměr
S30	STK2	Teplota komp. kolej.	1	Teploměr
S31	ISD2	Snímač dráhy	1	Induktivní snímač
S32		synchronizace	1	

Obr. 139 Ústředna směr Břeclav– Slave(MJ-2), přehled kanálů a snímačů [12]

2.1 Vyhodnocení dat z monitoringu probíhajícího na mostě Oskar v Břeclavi

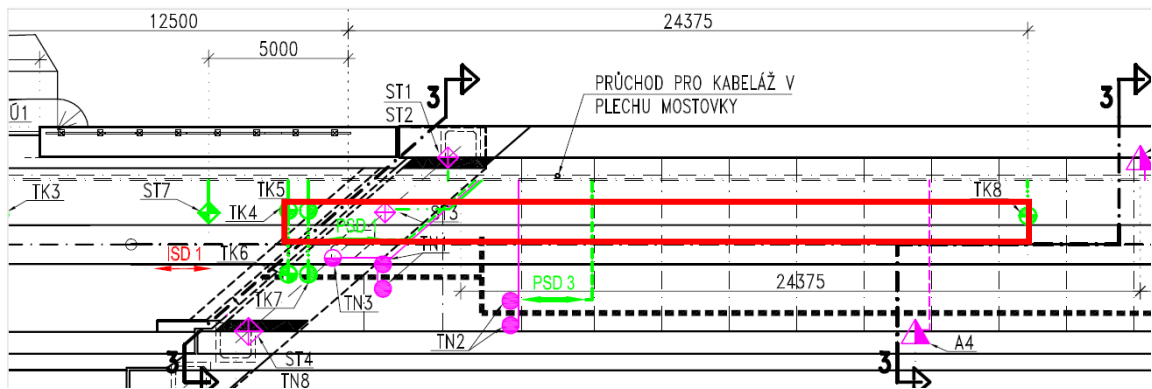
Vyhodnocení monitoringu bude zaměřeno na interakci mezi mostní konstrukcí a kolejí. Pro určité dny 2. čtvrtletí roku 2016 budou určeny průběhy podélných odporů v závislosti na relativním posunu mostní konstrukce a koleje, průběhy posunů ložisek v závislosti na průměrné teplotě mostní konstrukce, průběhy relativních posunů mostní konstrukce a koleje v závislosti na průměrné teplotě mostní konstrukce a průběhy relativních posunů mostní konstrukce a řídicí tyče rovněž v závislosti na průměrné teplotě mostní konstrukce.

Vyhodnocení podélných odporů bylo tedy prováděno na úseku z části pokrytém výhybkovými pražci se svěrkami se sníženou drážebností a z části pražci B91s se svěrkami Skl 14. V tomto úseku se očekává snížený podélný odpor oproti standardům. Podélné odpory koleje jsou určeny pouze pro jednu kolejnici a výsledné odpory jsou tak jejich přibližným dvojnásobkem.

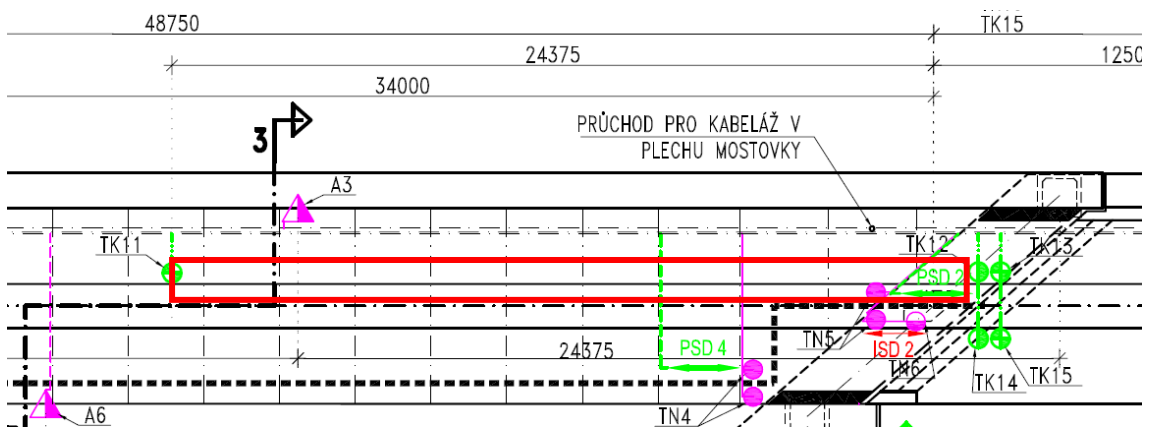
Jako rozhodující dny pro vyhodnocení byly vybrány ty dny, ve kterých došlo k maximálnímu oteplení mostní konstrukce či koleje. V následujících tabulkách jsou tyto dny uvedeny společně s příslušnými změnami teplot, posunů ložisek a relativních posunů řídicí tyče vůči mostu.



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 140 Úsek vyhodnocování podélných odporů TK4-TK8 při vídeňské opěře



Obr. 141 Úsek vyhodnocování podélných odporů TK11-TK13 při breclavské opěře

		°C	°C	°C	°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
měsíc	den+hodina	max. t. koleje	Δt. Koleje	t. NK.	Δt. NK	PSD1	PSD2	ΔPSD1	ΔPSD2	PSD3	PSD4	ΔPSD3	ΔPSD4
DUBEN	30.4.16 16:44	max. t. koleje	35,10	15,96	10,87	6,82	6,76	7,09	7,48	13,86	13,18	13,44	13,52
	30.4.16 5:15	min. t. koleje	0,56	5,09	10,87	-0,27	-0,72			0,42	-0,34		
KVĚTEN	21.5.16 17:00	max. t. koleje	41,20	21,32	8,46	9,86	9,66	5,04	5,18	19,66	19,04	9,01	9,35
	21.5.16 4:44	min. t. koleje	10,37	12,86	8,46	4,82	4,48			10,65	9,69		
ČERVEN	8.6.16 16:30	max. t. koleje	44,60	22,63	8,11	11,57	10,89	5,10	5,23	22,99	21,58	9,37	9,58
	8.6.16 4:15	min. t. koleje	10,07	14,51	8,11	6,47	5,66			13,62	12,00		
		°C	°C	°C	°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
měsíc	den+hodina	max. t. NK.	Δt. NK	t. koleje	Δt. Koleje	PSD1	PSD2	ΔPSD1	ΔPSD2	PSD3	PSD4	ΔPSD3	ΔPSD4
DUBEN	30.4.16 17:29	max. t. NK.	16,46	30,01	25,24	6,78	6,96	6,68	8,10	13,99	13,57	12,93	14,07
	30.4.16 6:30	min. t. NK.	4,75	4,77	25,24	0,10	-1,14			1,06	-0,50		
KVĚTEN	22.5.16 17:29	max. t. NK.	23,92	34,59	22,48	11,45	11,82	5,98	7,22	23,29	22,94	11,71	13,11
	22.5.16 5:45	min. t. NK.	13,66	12,11	22,48	5,48	4,60			11,58	9,84		
ČERVEN	8.6.16 17:45	max. t. NK.	23,35	39,67	24,27	12,03	11,58	5,57	6,36	23,95	22,56	10,58	11,18
	8.6.16 6:00	min. t. NK.	14,30	15,39	24,27	6,46	5,22			13,37	11,39		

Tab. 3 Shrnutí dnů v 2. čtvrtletí roku 2016 s maximálními rozdíly teplot mostu a koleje

Pro první část Tab. 3 byly rozhodující maximální teploty koleje. Pro každý měsíc je zde vybrán den, kdy na kolejnici byla změna teploty v příslušném měsíci maximální. K příslušným změnám teplot koleje (Δt . Koleje) jsou uvedeny příslušné změny teploty nosné konstrukce (Δt . NK) a změny posunů ložisek ($\Delta PSD1$, $\Delta PSD2$) a relativních posunů řídicí tyče vůči mostu ($\Delta PSD3$, $\Delta PSD4$). V druhé části tabulky jsou uvedeny dny, ve kterých došlo k maximální změně teploty



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

nosné konstrukce mostu. Je patrné, že si jednotlivé dny vybrané dle oteplení mostu i koleje přibližně odpovídají.

Pro ukázkou bude provedeno vyhodnocení a určení podélných odporů pro vybraný den v hodinových intervalech pro úsek TK4-TK8 při vídeňské opěře a začátek vyhodnocení v 0:00 hodin.

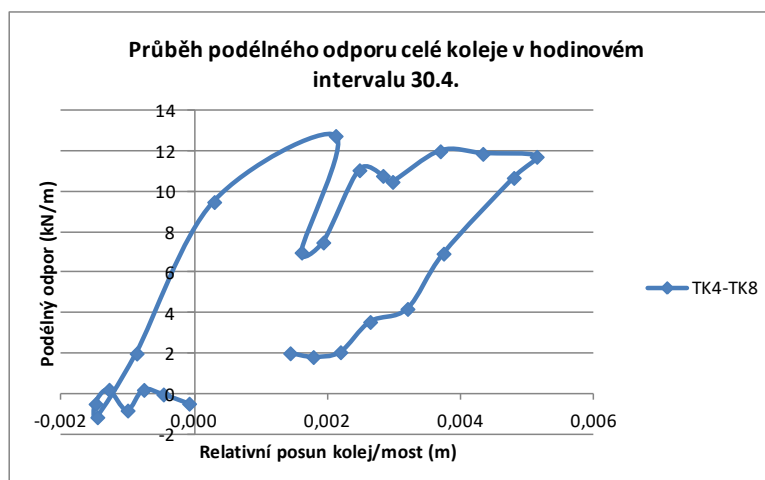
vzdálenost TK4-TK8 L= 24,375 m
 Průřezová plocha kolejnice A= 0,007686 mm²

		TK4 Quasi Stat.	TK8 Quasi Stat.	ISD1 Quasi stat.	PSD1 Quasi Stat.						
jednotky		MPa	MPa	mm	mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN/m
datum, čas	s - čtvrt most	s - čtvrt most	snímač dráhy	snímač dráhy	ΔTK4	ΔTK8	průběh sil TK4	průběh sil TK8	změna sil TK8-TK4	celkový podélný odpor	
29.4.2016	23:45	60,447	38,244	-4,853	1,487					2*(TK8-TK4)/L	
30.4.2016	0:00	61,817	38,818	-4,836	1,388	10,529	4,408	10,529	4,408	-0,5022	
30.4.2016	1:00	63,363	41,088	-4,770	0,935	11,888	17,448	22,416	21,856	-0,0460	
30.4.2016	2:00	65,023	43,107	-4,688	0,560	12,759	15,521	35,175	37,377	0,1806	
30.4.2016	3:00	67,745	44,209	-4,611	0,239	20,921	8,467	56,097	45,844	-0,8412	
30.4.2016	4:00	68,107	46,202	-4,551	-0,100	2,778	15,319	58,874	61,163	0,1878	
30.4.2016	5:00	69,293	46,275	-4,511	-0,342	9,121	0,562	67,996	61,725	-0,5145	
30.4.2016	6:00	65,513	41,449	-4,491	-0,336	-29,053	-37,098	38,942	24,627	-1,1746	
30.4.2016	7:00	51,183	32,120	-4,695	0,459	-110,142	-71,703	-71,199	-47,076	1,9794	
30.4.2016	8:00	31,533	24,365	-4,487	1,416	-151,032	-59,599	-222,232	-106,675	9,4816	
30.4.2016	9:00	12,588	10,609	-4,402	3,156	-145,611	-105,731	-367,843	-212,405	12,7538	
30.4.2016	10:00	-3,462	-14,597	-4,710	2,952	-123,358	-193,731	-491,200	-406,136	6,9796	
30.4.2016	11:00	-13,210	-23,553	-5,054	3,622	-74,925	-68,840	-566,125	-474,976	7,4789	
30.4.2016	12:00	-15,064	-19,732	-5,212	4,323	-14,251	29,368	-580,376	-445,608	11,0579	
30.4.2016	13:00	-14,325	-19,438	-5,318	4,782	5,677	2,261	-574,699	-443,347	10,7776	
30.4.2016	14:00	-12,774	-18,357	-5,332	4,941	11,928	8,306	-562,771	-435,041	10,4804	
30.4.2016	15:00	-13,800	-16,981	-5,217	5,543	-7,893	10,575	-570,664	-424,465	11,9958	
30.4.2016	16:00	-17,738	-21,121	-5,109	6,074	-30,264	-31,820	-600,927	-456,285	11,8681	
30.4.2016	17:00	-16,567	-20,182	-5,051	6,826	9,002	7,221	-591,926	-449,064	11,7220	
30.4.2016	18:00	2,763	-2,508	-5,391	6,821	148,571	135,841	-443,355	-313,223	10,6775	
30.4.2016	19:00	19,681	8,461	-5,481	5,856	130,027	84,306	-313,328	-228,917	6,9260	
30.4.2016	20:00	31,010	15,452	-5,441	5,274	87,077	53,737	-226,251	-175,180	4,1904	
30.4.2016	21:00	38,012	21,428	-5,282	4,554	53,816	45,928	-172,435	-129,252	3,5432	
30.4.2016	22:00	44,410	25,451	-5,197	4,023	49,176	30,924	-123,259	-98,329	2,0456	
30.4.2016	23:00	47,603	28,265	-5,182	3,599	24,539	21,628	-98,721	-76,700	1,8068	
1.5.2016	0:00	49,753	30,712	-5,079	3,149	16,531	18,805	-82,190	-57,895	1,9934	

Tab. 4 Výpočet podélného odporu - 1. část

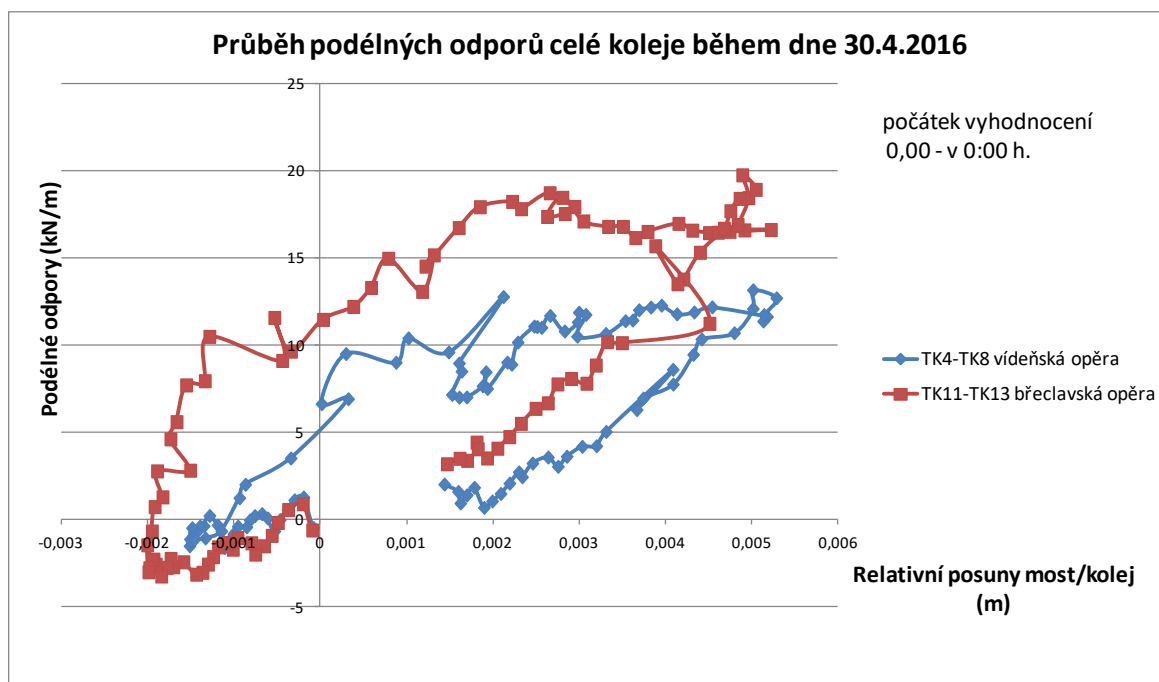
mm	mm	mm	m
ΔISD1	ΔPSD1	rel. Posun	průběh rel. Posunu
		ΔPSD1-ΔISD1	
-0,0170	-0,0990	-0,0820	-0,0001
-0,0660	-0,4530	-0,3870	-0,0005
-0,0820	-0,3750	-0,2930	-0,0008
-0,0770	-0,3210	-0,2440	-0,0010
-0,0600	-0,3390	-0,2790	-0,0013
-0,0400	-0,2420	-0,2020	-0,0015
-0,0200	0,0060	0,0260	-0,0015
0,2040	0,7950	0,5910	-0,0009
-0,2080	0,9570	1,1650	0,0003
-0,0850	1,7400	1,8250	0,0021
0,3080	-0,2040	-0,5120	0,0016
0,3440	0,6700	0,3260	0,0019
0,1580	0,7010	0,5430	0,0025
0,1060	0,4590	0,3530	0,0028
0,0140	0,1590	0,1450	0,0030
-0,1150	0,6020	0,7170	0,0037
-0,1080	0,5310	0,6390	0,0043
-0,0580	0,7520	0,8100	0,0051
0,3400	-0,0050	-0,3450	0,0048
0,0900	-0,9650	-1,0550	0,0037
-0,0400	-0,5820	-0,5420	0,0032
-0,1590	-0,7200	-0,5610	0,0026
-0,0850	-0,5310	-0,4460	0,0022
-0,0150	-0,4240	-0,4090	0,0018
-0,1030	-0,4500	-0,3470	0,0014

Tab. 5 Výpočet podélného odporu - 2. část



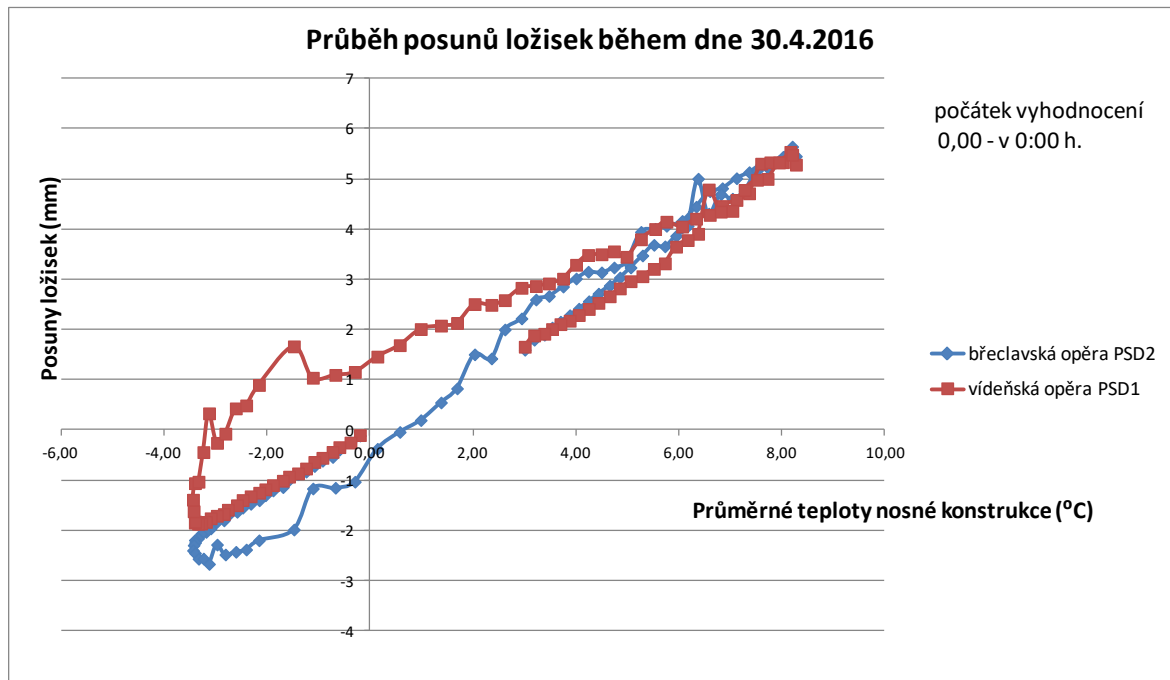
Obr. 142 Graf průběhu podélného odporu v hodinovém intervalu 30.4.

Výpočet podélných odporů v 15 minutových intervalech proběhl obdobným způsobem. Veškeré podélné odpory jsou vyhodnocovány s počáteční nulovou hodnotou teploty na počátku každého dne v 0:00 hodin. Následující grafy ukazují ve dnech 30. 4., 21. 5. a 8. 6. průběhy podélných odporů v 15 minutových intervalech mezi tenzometry TK4 a TK8 při vídeňské opěře a mezi tenzometry TK11 a TK13 při břevlavské opěře. Dále jsou ukázány grafy posunů ložisek a relativních posunů mostu a koleje v závislosti na průběhu oteplení mostní konstrukce a grafy zobrazující průběh oteplení mostní konstrukce a koleje v průběhu celého dne v 15 minutových intervalech.



Obr. 143 Graf průběhu podélného odporu 30. 4. 2016

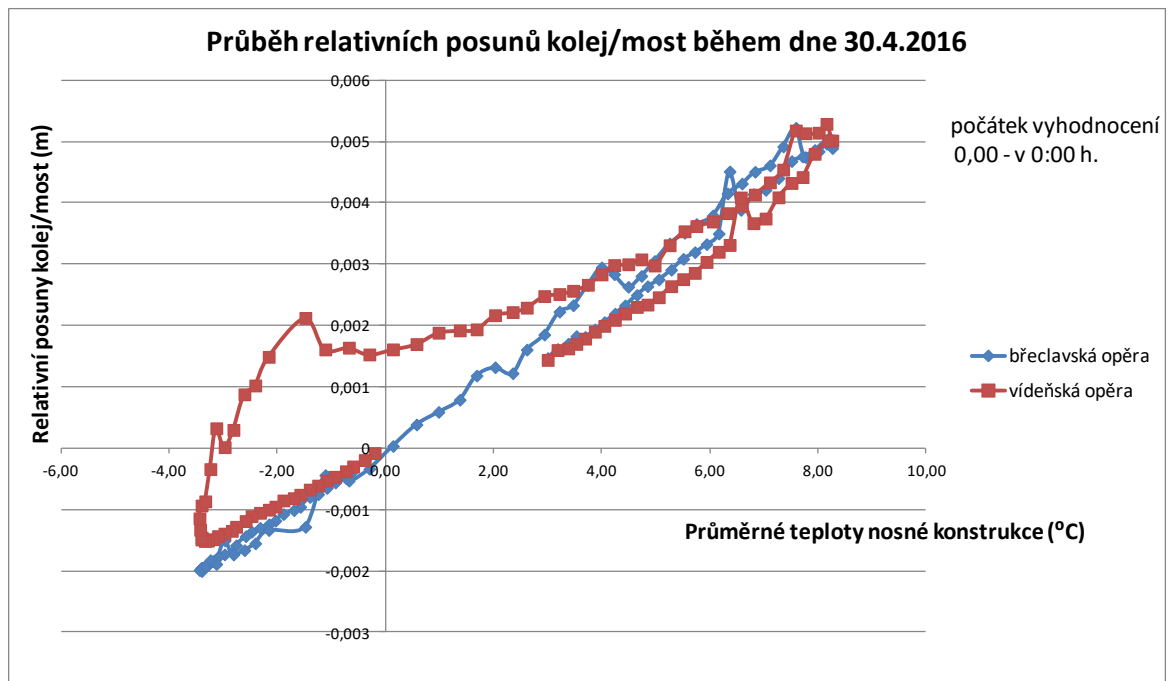
Z grafu je patrné, že kolej na mostě má směrem k břeclavské opěře vyšší podélný odpor a tím i vyšší tuhost nežli směrem k opěře vídeňské. Přibližná tuhost koleje zde byla stanovena mezi TK4-TK8 směrem k vídeňské opěře na 2000 kN/m a mezi TK11-TK13 směrem k břeclavské opěře na 2914 kN/m.



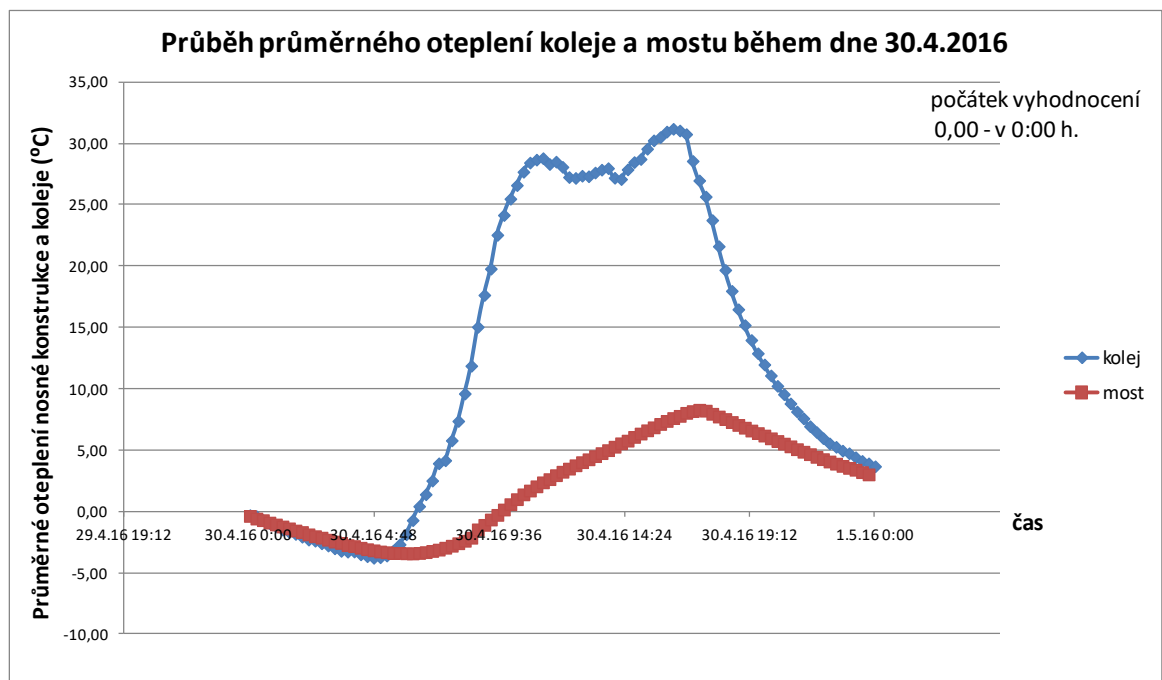
Obr. 144 Graf posunů ložisek 30. 4. 2016

Graf posunů ložisek jasně ukazuje při shodné teplotě cca -2 °C až 4 mm rozdíl mezi posuny ložisek na obou stranách mostu. Při ochlazování konstrukce je možno pozorovat lineární závislost mezi přírůstkem teploty a přírůstkem posunu ložisek. Při oteplování konstrukce je tato závislost nelineární limitně se blíží k lineární křivce při ochlazování. Z tohoto také vyplývá následující graf relativních posunů koleje a mostu.

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



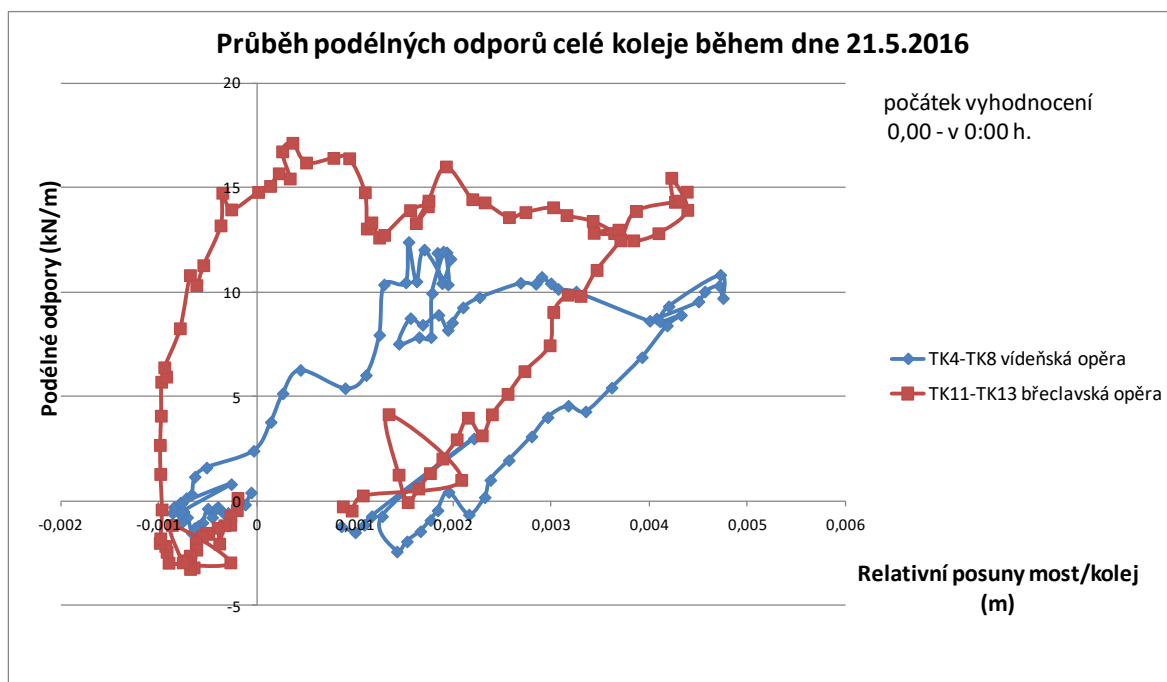
Obr. 145 Graf relativních posunů koleje a mostu 30. 4. 2016



Obr. 146 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 30. 4. 2016

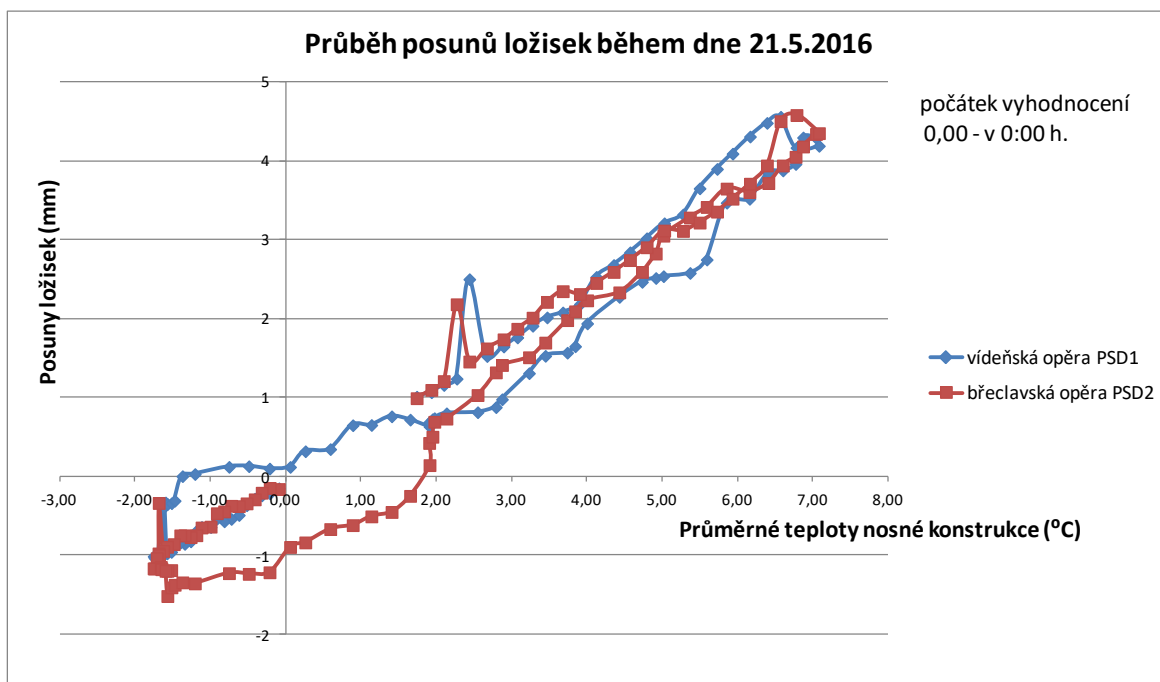
Graf průběhu průměrného oteplení mostu a koleje ukazuje, že oteplení mostu dosahuje svého maxima přibližně 2/3 dne mezi 16:00 a 17:00 a v přibližně stejný čas dosahuje maxima i oteplení koleje. Další grafy ukazují obdobný trend i v ostatních dnech.

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 147 Graf průběhu podélného odporu 21. 5. 2016

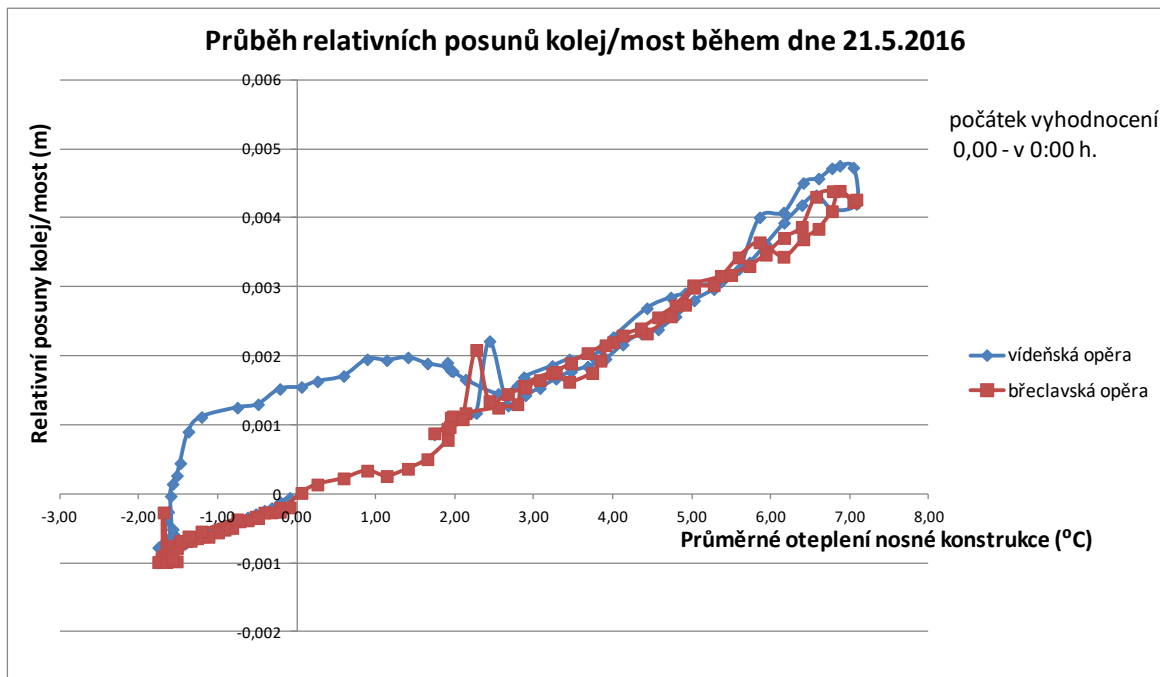
Pro 21. 5. byla stanovena přibližná tuhost koleje mezi TK4-TK8 směrem k vídeňské opěře na 2400 kN/m a mezi TK11-TK13 směrem k břeclovské opěře na 4500 kN/m.



Obr. 148 Graf posunů ložisek 21. 5. 2016

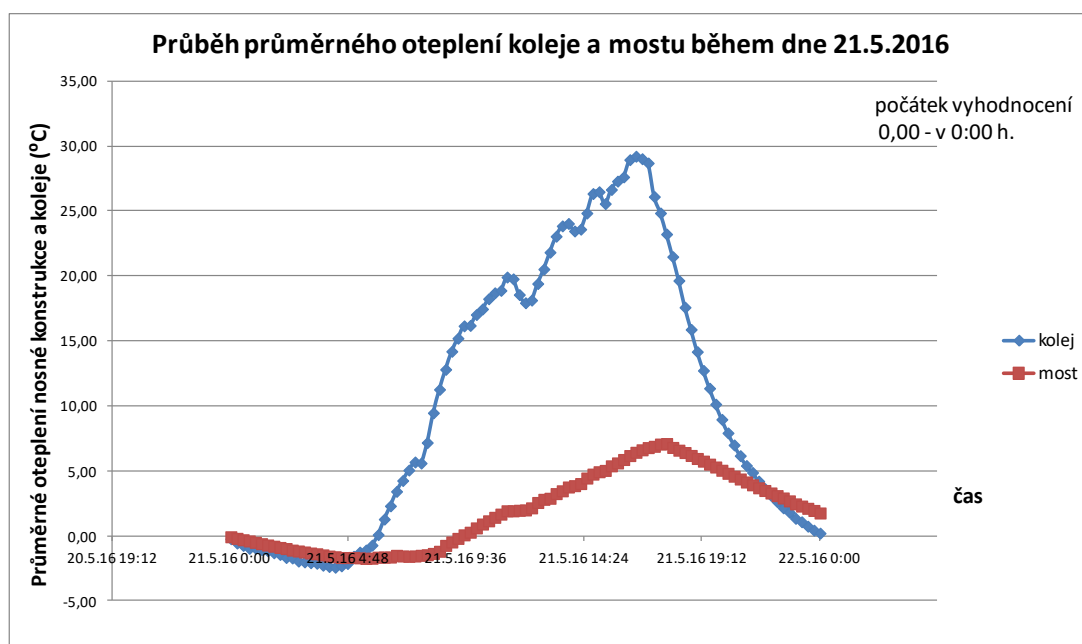
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Opět lze pozorovat jistou lineární závislost při ochlazování konstrukce a při oteplování konstrukce závislost nelineární s limitní funkcí v podobě lineární křivky vzniklé při ochlazování. V grafu je v záporné oblasti posunů a teplot patrné částečně plastické chování přibližně od posunu -1 mm.



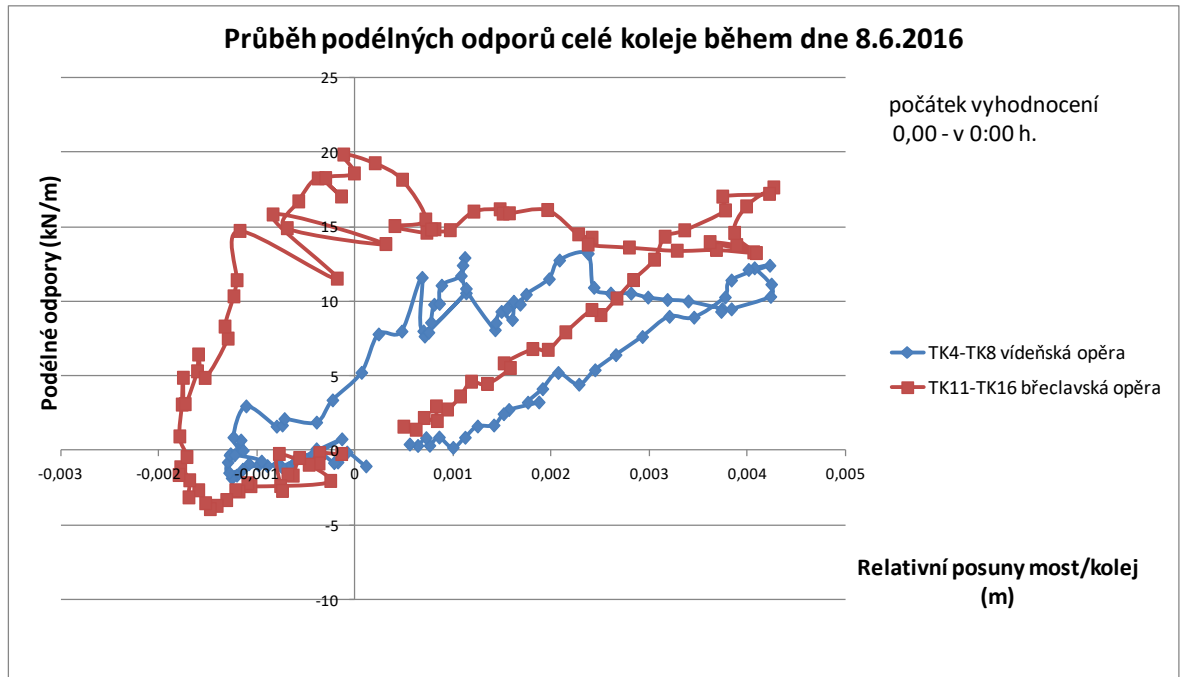
Obr. 149 Graf relativních posunů koleje a mostu 21. 5. 2016

Směrem na břeclavskou opěru je závislost mezi oteplením mostu a relativními posuny koleje a mostu přibližně lineární. Směrem na opěru vídeňskou je tomu tak jen z části a to přibližně od poloviny rozpětí posunů.



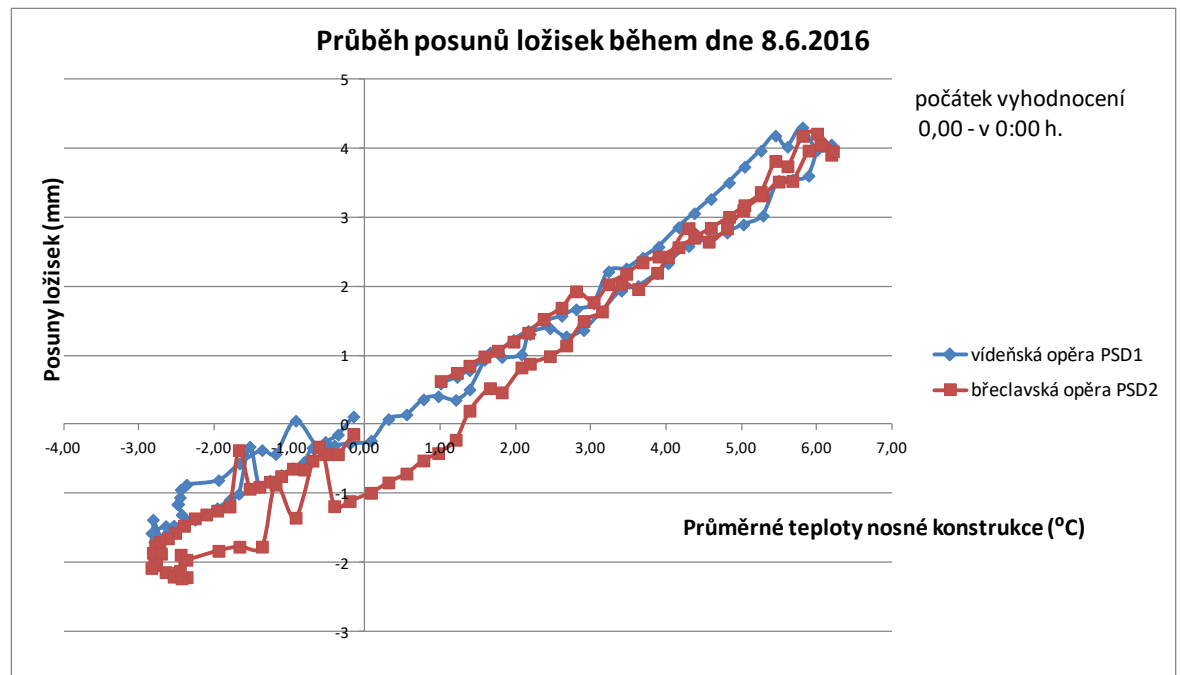
Obr. 150 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 21. 5. 2016

Stejně jako 30. 4. dosahují oteplení konstrukce a koleje společně maxima přibližně ve 2/3 dne.



Obr. 151 Graf průběhu podélného odporu 8. 6. 2016

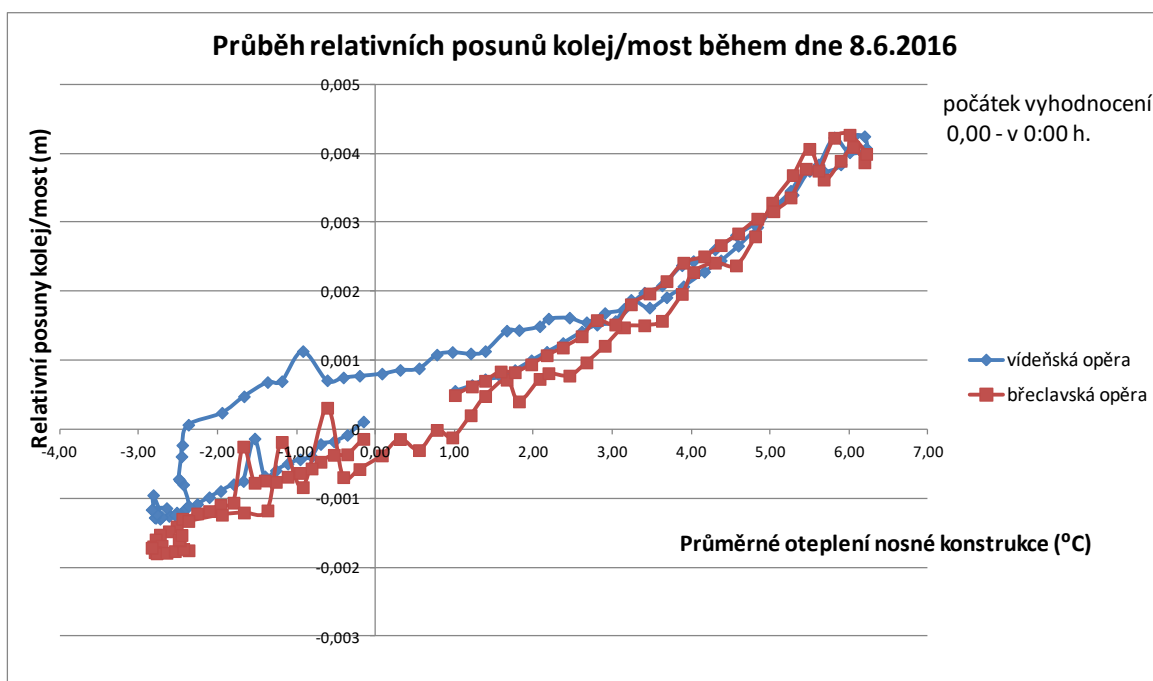
Z grafů podélných odporů dne 8. 6. 2016 je opět patrná vyšší tuhost koleje při břevlavské opěře. Tuhost koleje pro úsek TK4-TK8 směrem na vídeňskou opěru byla stanovena na 3000 kN/m a pro úsek TK11-TK16 směrem na břevlavskou opěru na 5294 kN/m.



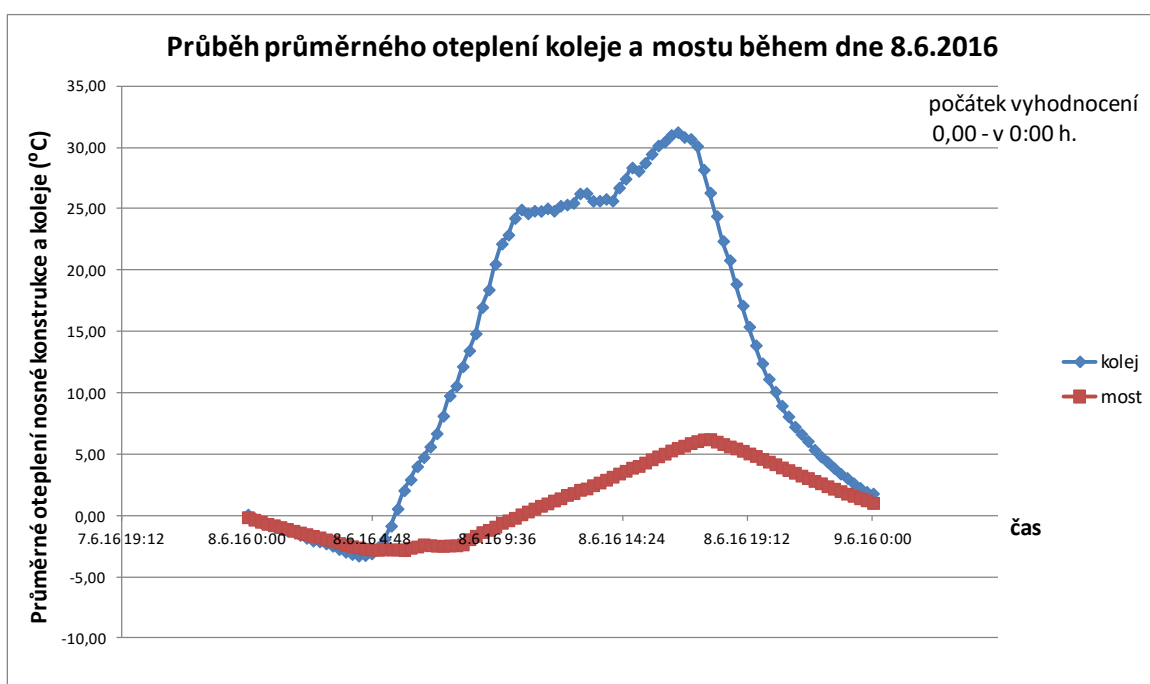
Obr. 152 Graf posunů ložisek 8. 6. 2016

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Pro den 8. 6. se již posuny ložisek při ochlazování a oteplování konstrukce liší méně nežli v dnech předchozích a je možné říci, že průběhy posunů ložisek při obou opěrách jsou přibližně lineární. To ovšem neplatí pro relativní posuny koleje a mostu jak je patrné z následujícího grafu. Zde je opět větev grafu posunů nad vídeňskou opěrou při oteplování mostu nelineární a limitně se blíží k větvi grafu při ochlazování.



Obr. 153 Graf relativních posunů koleje a mostu 8. 6. 2016

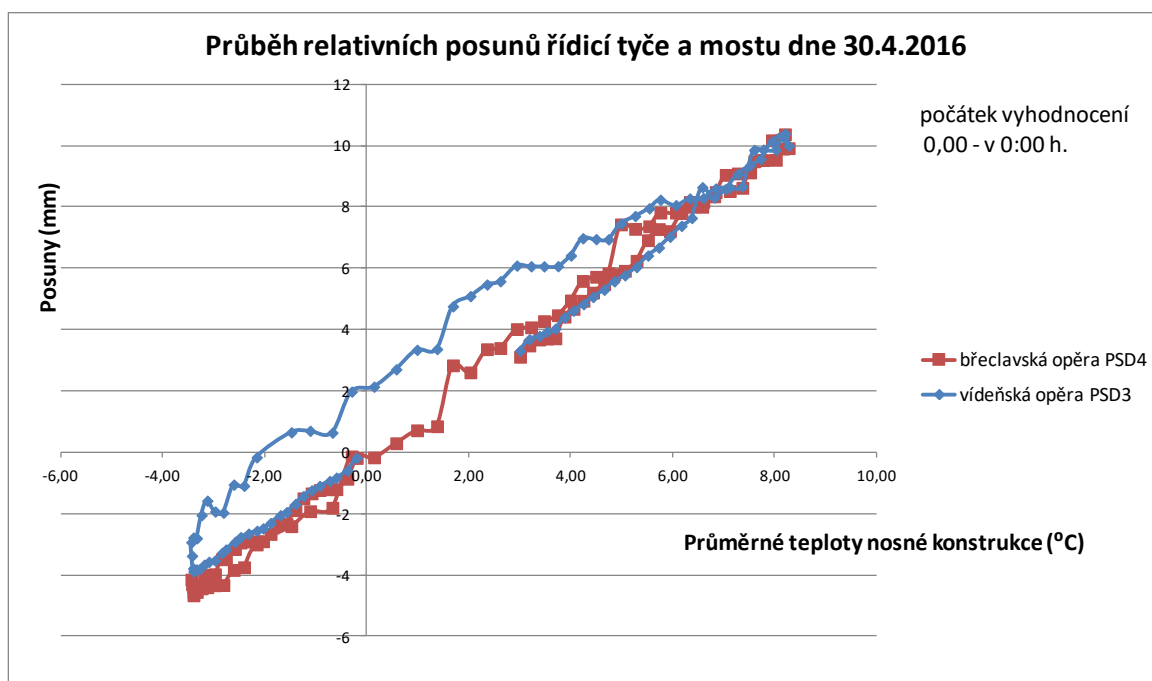


Obr. 154 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 8. 6. 2016

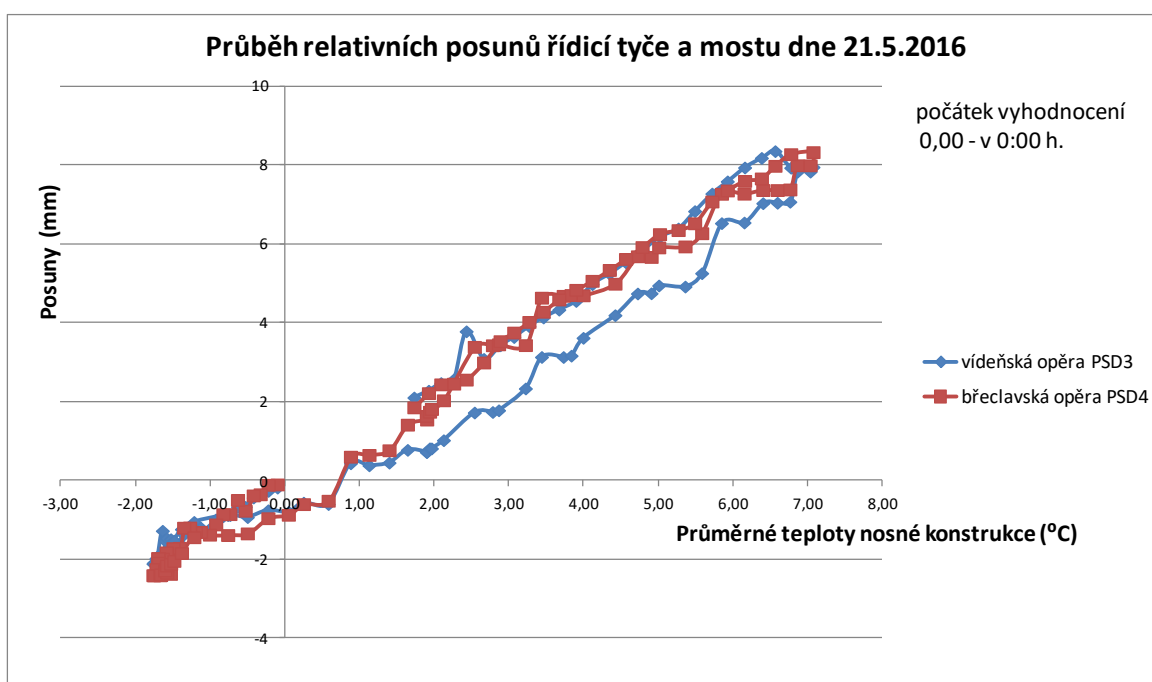


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

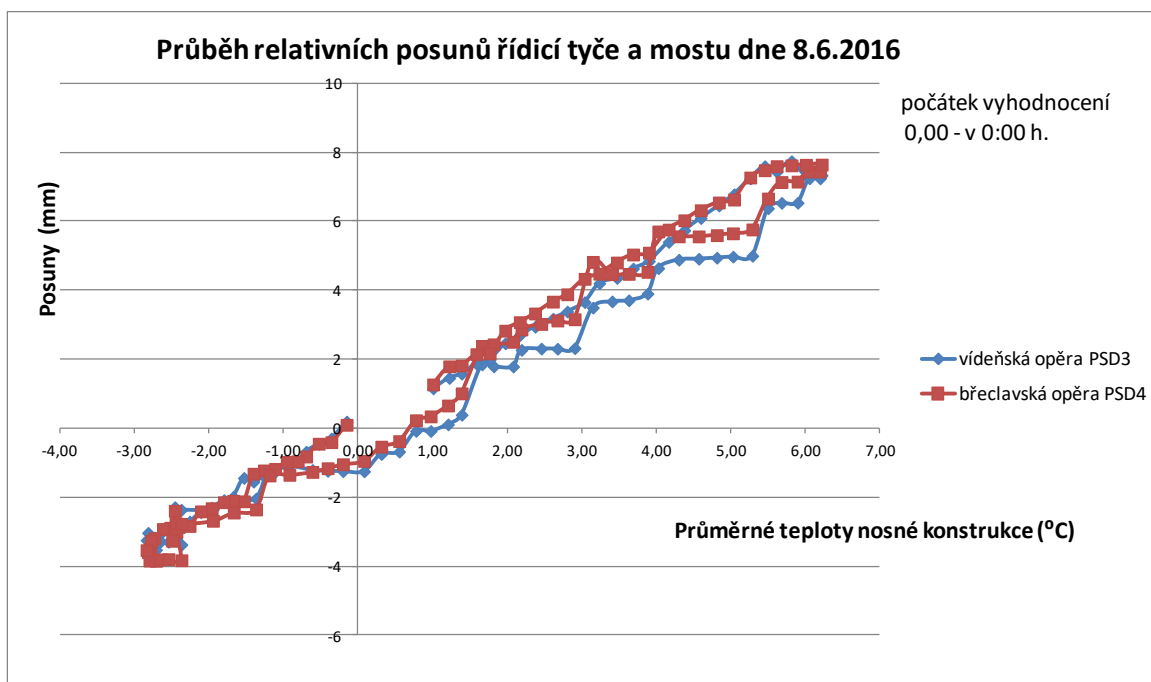
Další část vyhodnocení monitoringu je zaměřena na zhodnocení funkce systému řídicí dilatace. K tomuto účelu budou využita data z potenciometrických snímačů dráhy PSD3 a PSD4 umístěných v blízkostech vídeňské a břeclavské opěry. Tyto snímače měří relativní posuny řídicí tyče vůči nosné konstrukci mostu. Následující grafy zobrazují průběh relativních posunů řídicí tyče a mostu v závislosti na průměrném oteplení mostní konstrukce.



Obr. 155 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 30. 4. 2016



Obr. 156 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 21. 5. 2016



Obr. 157 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 8. 6. 2016

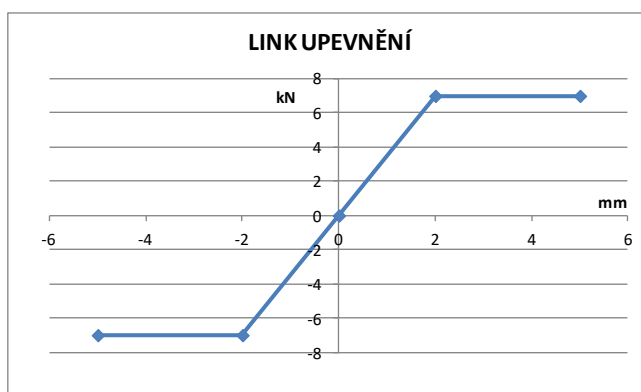
Grafy průběhů relativních posunů řídicí tyče a mostu pro dny 30. 4. a 29. 4. prozrazují, že chování řídicí tyče u břevclavské opěry je v podstatě lineární. Na druhém konci tyče je však určitý konstantní rozdíl v posunech při smršťování a roztahování konstrukce. Tento rozdíl činí cca 2 mm a jeho přítomnost může být vysvětlena větším třením v sedlech, ve kterých je uložena řídicí tyč při průchodu příčnými výztuhami mostovky. Dle grafu ze dne 8. 6. jsou už rozdíly v posunech téměř vyrovnané, což je způsobeno pravděpodobně určitým opotřebením sedel vedoucím ke snížení tření řídicí tyče v sedlu.

Závěrem je zde uvedena tabulka s přibližnými tuhostmi koleje na obou stranách mostu pro určené dny.

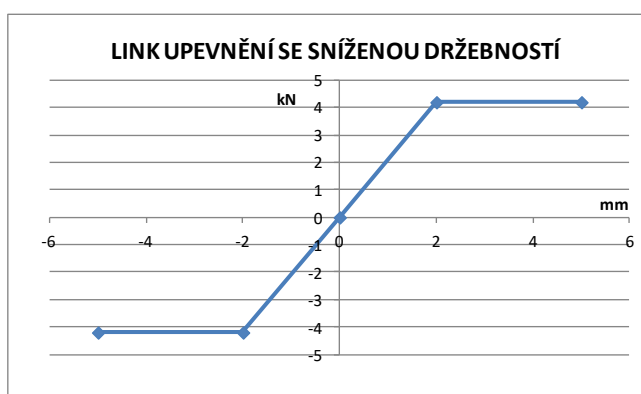
9.2 Validace a verifikace numerického modelu a srovnání s experimentem

Nelineární numerický model byl z důvodu velké časové náročnosti této úlohy laděn pouze na den 30. 4. 2016 tak, aby se co nejvíce shodovaly hodnoty posunů ložisek nad vídeňskou opěrou a hodnoty podélných odporů v úseku TK4-TK8.

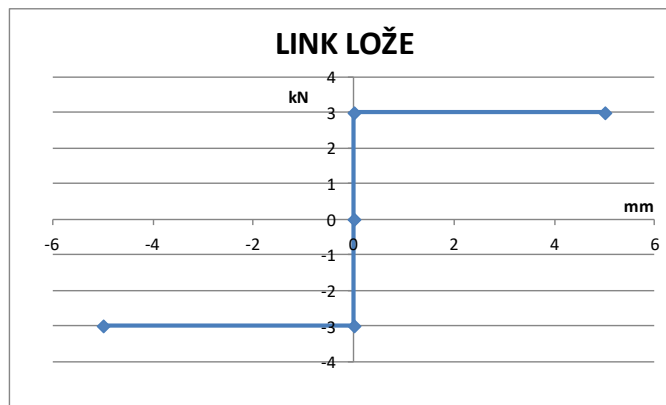
Pro přehlednost jsou zde zopakována některá fakta uvedená v kapitole popisu výpočetního modelu týkající se nelineárních linků koleje a SRDM. V modelu jsou použity nelineární vazby zvané „linky“ v koleji představující zvlášť upevnění kolejnice a zvlášť uložení pražce ve šterkovém loži. V počátku byly pro tyto vazby použity minimální hodnoty tuhostí dle standardů SŽDC. Chování těchto počátečních linků v podélném směru koleje je zobrazeno v následujících grafech.



Obr. 158 Pružnoplastický model upevnění v podélném směru ($r_0 = 7 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)



Obr. 159 Pružnoplastický model upevnění se sníženou držebností v podélném směru ($r_0 = 4,2 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)



Obr. 160 Plastický model štěrkového lože v podélném směru ($r_0 = 3 \text{ kN}$, $u_0 = 0,01 \text{ mm}$)

Numerický model pracuje na principu nelineárních fází výstavby, kdy je v každé fázi výstavby zadána jako zatížení teplotou na konstrukci a kolejí příslušná změna teploty pro každou hodinu v příslušném dni.

Pro výše uvedenou konfiguraci koleje byly do modelu zadány skutečné změny teplot naměřené 30. 4. 2016. Byl proveden výpočet a srovnání výsledků výpočtu se skutečným měřením. Z výsledků výpočtu a měření byly vypočteny součinitele poměrné teplotní roztažnosti α jako poměr skutečného posunu ložiska a vypočteného posunu ložiska v příslušné hodině. Přenásobením skutečných teplot součinitelem α byly získány ekvivalentní teploty, které byly zpětně zadány do modelu. Tento proces názorně ukazují následující vzorce.

$$t_{real} \rightarrow \frac{u_{PSD1}}{u_{model-1}} = \alpha \quad \dots \quad \alpha \cdot t_{real} \rightarrow \frac{u_{PSD1}}{u_{model-2}} \approx 1,0$$

Na modelu s takto upravenými teplotami nosné konstrukce byly v řadě iterací upravovány nelineární vlastnosti koleje v podobě nelineárních linků tak, aby vypočtené podélné odpory v úseku TK4-TK8 odpovídaly podélným odporům získaných z monitoringu.

Teploty koleje jsou zadány jako průměry rozdílů teplot naměřených na snímačích ST7 a ST9 umístěných nad oběma opěrami v hodinových intervalech vypočtené dle vzorce $(\Delta ST7 + \Delta ST9)/2$.

Teploty pro nosnou konstrukci jsou teploty vypočtené obdobným způsobem ze všech snímačů teploty na konstrukci umístěných, tj. ST1 až ST6.

Pro ukázkou jsou uvedeny grafy průběhů podélných odporů a posunů ložiska nad vídeňskou opěrou modelu s výše uvedenou konfigurací koleje a skutečnými teplotami a grafy skutečných průběhů podélného odporu a posunu ložiska.



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

V tabulce 7. a 8. je proveden ukázkový výpočet oteplení a změn teplot koleje a nosné konstrukce mostu zadávaných do výpočetního modelu pro den 30.4.

		°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
datum a čas		ST7	ST8	ST9	ΔST7	ΔST8	ΔST9	průběh ST7	průběh ST8	průběh ST9	průměr	Δt
29.4.2016	23:45	3,90	4,49	4,70								
30.4.2016	0:00	3,59	4,18	4,37	-0,31	-0,31	-0,33	-0,31	-0,31	-0,33	-0,32	-0,32
30.4.2016	1:00	2,70	3,21	3,44	-0,89	-0,97	-0,93	-1,21	-1,28	-1,27	-1,25	-0,93
30.4.2016	2:00	1,85	2,37	2,61	-0,84	-0,83	-0,82	-2,05	-2,12	-2,09	-2,08	-0,83
30.4.2016	3:00	1,10	1,63	1,96	-0,75	-0,74	-0,66	-2,80	-2,86	-2,74	-2,80	-0,72
30.4.2016	4:00	0,62	1,11	1,48	-0,48	-0,52	-0,48	-3,28	-3,38	-3,22	-3,29	-0,49
30.4.2016	5:00	0,10	0,67	1,06	-0,53	-0,45	-0,42	-3,80	-3,83	-3,64	-3,76	-0,47
30.4.2016	6:00	0,60	1,45	5,39	0,50	0,78	4,33	-3,30	-3,04	0,69	-1,88	1,87
30.4.2016	7:00	2,52	3,66	14,40	1,92	2,21	9,01	-1,38	-0,83	9,70	2,49	4,38
30.4.2016	8:00	5,10	9,38	20,67	2,58	5,72	6,27	1,20	4,89	15,97	7,35	4,86
30.4.2016	9:00	20,45	17,54	27,98	15,35	8,16	7,31	16,55	13,05	23,28	17,63	10,27
30.4.2016	10:00	29,10	28,19	32,21	8,65	10,66	4,23	25,20	23,70	27,51	25,47	7,84
30.4.2016	11:00	32,71	32,46	33,90	3,61	4,26	1,69	28,81	27,97	29,20	28,66	3,19
30.4.2016	12:00	33,50	29,70	34,10	0,79	-2,76	0,20	29,60	25,21	29,40	28,07	-0,59
30.4.2016	13:00	32,50	29,11	33,40	-1,00	-0,59	-0,70	28,60	24,62	28,70	27,30	-0,76
30.4.2016	14:00	32,90	28,44	33,30	0,40	-0,67	-0,10	29,00	23,95	28,60	27,18	-0,12
30.4.2016	15:00	34,50	30,60	34,12	1,60	2,17	0,82	30,60	26,11	29,42	28,71	1,53
30.4.2016	16:00	36,18	34,70	35,06	1,68	4,10	0,94	32,28	30,21	30,36	30,95	2,24
30.4.2016	17:00	34,80	31,70	32,24	-1,38	-3,00	-2,82	30,90	27,21	27,54	28,55	-2,40
30.4.2016	18:00	27,59	24,11	26,19	-7,21	-7,59	-6,06	23,69	19,62	21,49	21,60	-6,95
30.4.2016	19:00	20,27	18,96	19,37	-7,32	-5,15	-6,82	16,37	14,47	14,67	15,17	-6,43
30.4.2016	20:00	15,69	15,30	15,30	-4,58	-3,66	-4,07	11,79	10,81	10,60	11,07	-4,10
30.4.2016	21:00	12,59	12,57	12,31	-3,10	-2,73	-2,99	8,69	8,08	7,61	8,12	-2,94
30.4.2016	22:00	10,30	10,47	10,20	-2,29	-2,10	-2,11	6,40	5,98	5,50	5,96	-2,17
30.4.2016	23:00	8,98	9,20	9,09	-1,33	-1,27	-1,11	5,08	4,71	4,39	4,72	-1,24
30.4.2016	0:00	7,84	8,14	8,10	-1,14	-1,06	-0,99	3,94	3,65	3,40	3,66	-1,06

Tab. 6 Výpočet vstupních hodnot změn teplot koleje

		°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
datum a čas		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ΔST1	ΔST2	ΔST3	ΔST4	ΔST5
29.4.2016	23:45	7,52	9,16	7,91	6,90	9,61	8,04					
30.4.2016	0:00	7,23	9,04	7,88	6,58	9,30	7,91	-0,29	-0,12	-0,03	-0,32	-0,31
30.4.2016	1:00	6,40	8,51	7,72	5,43	8,09	7,41	-0,83	-0,53	-0,15	-1,15	-1,20
30.4.2016	2:00	5,57	8,08	7,60	4,41	7,00	7,00	-0,83	-0,42	-0,12	-1,02	-1,09
30.4.2016	3:00	4,80	7,71	7,49	3,58	6,01	6,60	-0,77	-0,37	-0,11	-0,83	-0,99
30.4.2016	4:00	4,01	7,20	7,21	2,70	5,18	6,25	-0,80	-0,51	-0,28	-0,88	-0,83
30.4.2016	5:00	3,58	6,90	7,14	2,08	4,39	5,90	-0,43	-0,30	-0,07	-0,62	-0,79
30.4.2016	6:00	3,80	6,51	7,03	1,85	3,93	5,60	0,22	-0,39	-0,11	-0,23	-0,46
30.4.2016	7:00	4,41	6,20	6,80	2,20	4,09	5,42	0,61	-0,31	-0,23	0,35	0,16
30.4.2016	8:00	5,10	6,09	6,78	2,92	5,13	6,24	0,69	-0,11	-0,02	0,72	1,03
30.4.2016	9:00	9,24	6,10	6,89	4,03	6,63	7,35	4,14	0,01	0,11	1,11	1,50
30.4.2016	10:00	14,20	6,46	7,08	5,90	8,10	8,21	4,96	0,36	0,19	1,88	1,48
30.4.2016	11:00	17,57	7,21	7,44	8,11	9,82	9,10	3,37	0,75	0,36	2,21	1,71
30.4.2016	12:00	19,20	8,08	7,92	10,26	11,40	9,90	1,63	0,87	0,48	2,16	1,58
30.4.2016	13:00	19,33	9,10	8,50	12,63	12,90	10,66	0,13	1,02	0,58	2,37	1,50
30.4.2016	14:00	18,20	10,00	9,01	16,11	14,20	11,49	-1,13	0,90	0,51	3,48	1,30
30.4.2016	15:00	18,09	10,87	9,51	19,10	15,49	12,41	-0,11	0,87	0,50	2,99	1,29
30.4.2016	16:00	18,00	11,56	9,87	22,06	17,02	13,30	-0,09	0,69	0,36	2,96	1,53
30.4.2016	17:00	18,01	12,21	10,11	24,36	18,71	13,84	0,01	0,64	0,24	2,30	1,68
30.4.2016	18:00	17,56	12,68	10,30	22,94	19,70	13,61	-0,45	0,47	0,19	-1,42	0,99
30.4.2016	19:00	16,50	12,86	10,35	19,40	19,23	13,00	-1,06	0,18	0,05	-3,54	-0,47
30.4.2016	20:00	15,38	12,89	10,31	16,85	18,20	12,50	-1,12	0,03	-0,04	-2,55	-1,03
30.4.2016	21:00	14,20	12,86	10,30	14,70	16,80	11,98	-1,18	-0,03	-0,01	-2,15	-1,40
30.4.2016	22:00	13,11	12,68	10,30	13,00	15,24	11,40	-1,09	-0,18	0,00	-1,70	-1,57
30.4.2016	23:00	12,18	12,38	10,19	11,67	13,90	10,98	-0,93	-0,30	-0,11	-1,33	-1,34
30.4.2016	0:00	11,23	12,10	10,16	10,41	12,68	10,56	-0,95	-0,28	-0,03	-1,26	-1,22

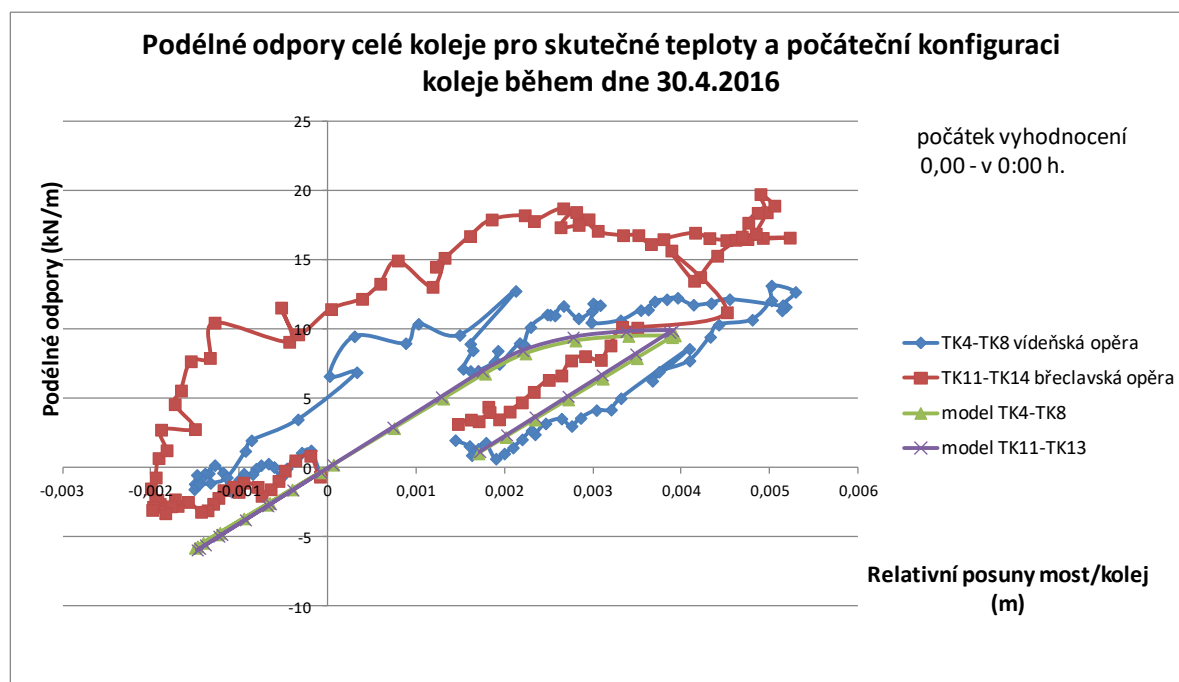
Tab. 7 Výpočet vstupních hodnot změn teplot nosné konstrukce – 1. část



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

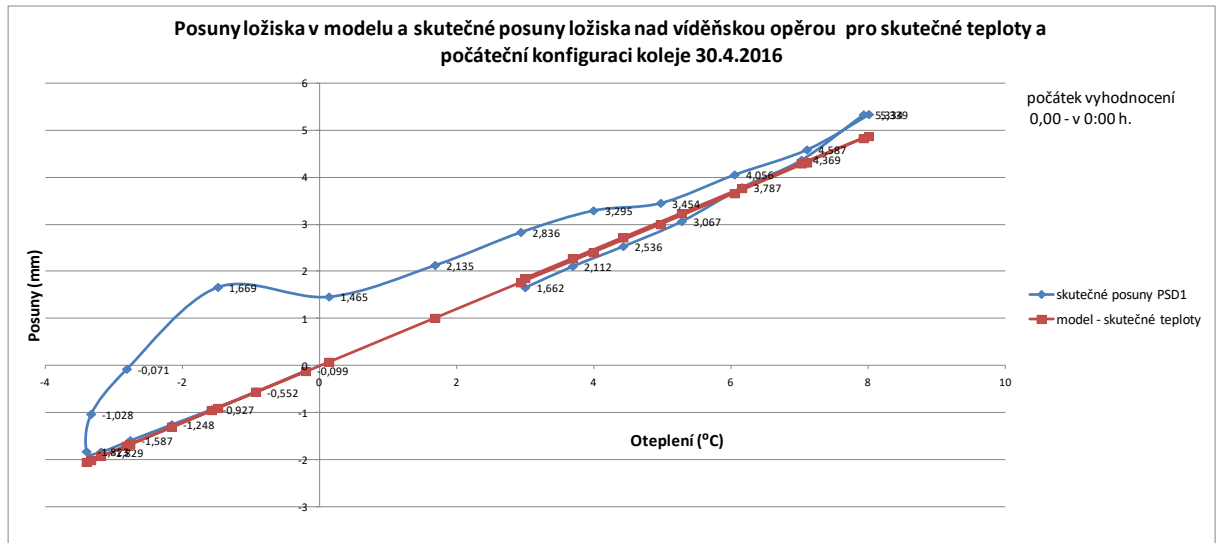
°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
Δ ST6	průběh ST1	průběh ST2	průběh ST3	průběh ST4	průběh ST5	průběh ST6	průměr	Δ t
-0,14	-0,29	-0,12	-0,03	-0,32	-0,31	-0,14	-0,20	-0,20
-0,50	-1,12	-0,65	-0,18	-1,48	-1,51	-0,64	-0,93	-0,73
-0,41	-1,95	-1,07	-0,30	-2,49	-2,61	-1,04	-1,58	-0,65
-0,40	-2,72	-1,45	-0,41	-3,32	-3,60	-1,45	-2,16	-0,58
-0,35	-3,52	-1,96	-0,70	-4,20	-4,43	-1,80	-2,77	-0,61
-0,35	-3,95	-2,26	-0,77	-4,82	-5,22	-2,14	-3,19	-0,43
-0,31	-3,72	-2,64	-0,88	-5,05	-5,68	-2,45	-3,40	-0,21
-0,18	-3,12	-2,96	-1,11	-4,70	-5,51	-2,63	-3,34	0,07
0,82	-2,42	-3,07	-1,13	-3,98	-4,48	-1,81	-2,82	0,52
1,11	1,72	-3,06	-1,02	-2,88	-2,98	-0,69	-1,48	1,33
0,86	6,68	-2,70	-0,82	-1,00	-1,51	0,17	0,14	1,62
0,89	10,05	-1,95	-0,46	1,21	0,21	1,06	1,69	1,55
0,80	11,68	-1,08	0,01	3,36	1,79	1,86	2,94	1,25
0,76	11,80	-0,06	0,60	5,73	3,30	2,62	4,00	1,06
0,83	10,68	0,84	1,10	9,21	4,59	3,45	4,98	0,98
0,92	10,57	1,72	1,61	12,20	5,89	4,36	6,06	1,08
0,89	10,48	2,41	1,97	15,16	7,41	5,25	7,11	1,06
0,54	10,49	3,05	2,21	17,46	9,10	5,79	8,02	0,90
-0,23	10,03	3,52	2,40	16,04	10,09	5,56	7,94	-0,08
-0,61	8,98	3,70	2,44	12,50	9,63	4,96	7,03	-0,91
-0,50	7,86	3,73	2,41	9,95	8,59	4,45	6,17	-0,87
-0,51	6,68	3,70	2,40	7,80	7,19	3,94	5,29	-0,88
-0,58	5,59	3,52	2,39	6,10	5,63	3,36	4,43	-0,85
-0,42	4,66	3,23	2,29	4,77	4,29	2,94	3,69	-0,74
-0,42	3,71	2,95	2,25	3,51	3,07	2,52	3,00	-0,69

Tab. 8 Výpočet vstupních hodnot změn teplot nosné konstrukce – 2. část



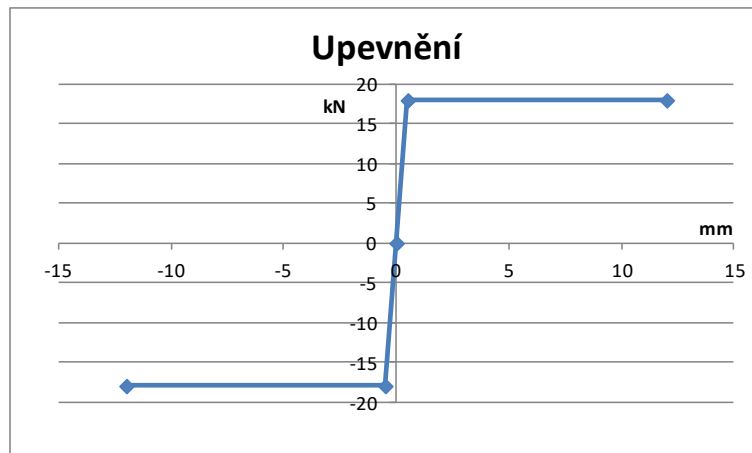
Obr. 161 Podélné odpory pro skutečné teploty nosné konstrukce a počáteční konfiguraci koleje

Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

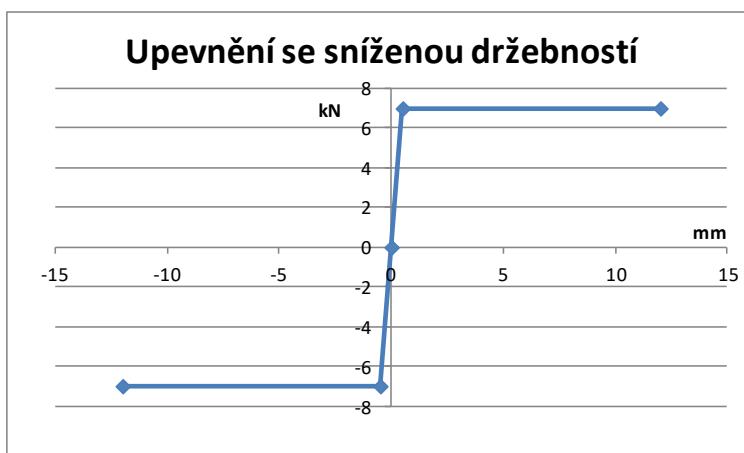


Obr. 162 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska pro skutečné teploty a počáteční konfiguraci koleje

Iteracemi získané finální nelineární funkce chování šterkového lože a uzlů upevnění byly určeny zvlášť pro běžné upevnění, upevnění se sníženou drážebností nad oběma opěrami, šterkové lože v trati, šterkové lože na mostě směrem k vídeňské opěře a pro šterkové lože na mostě směrem k břeclavské opěře. Následující funkce byly zadány pro jednotlivé prvky do výpočetního modelu.



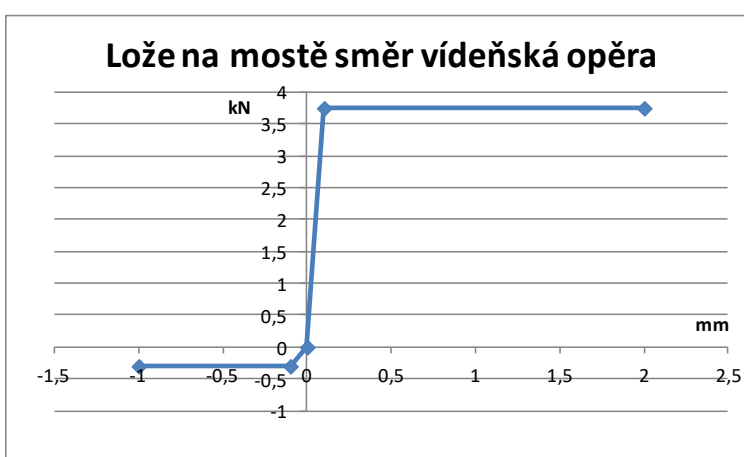
Obr. 163 Pružnoplastický finální model upevnění



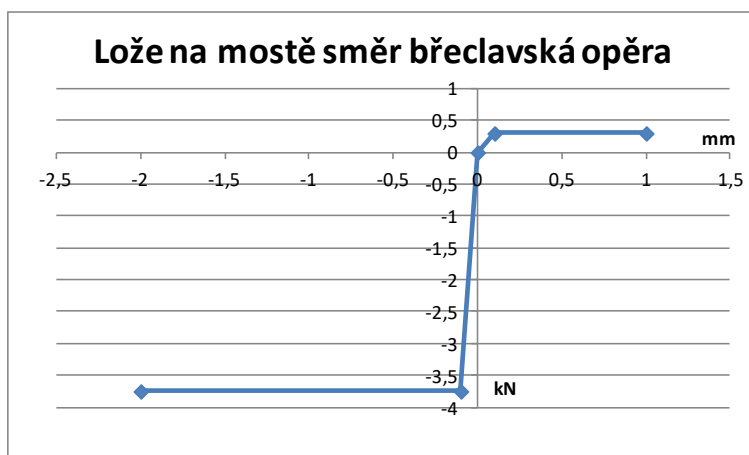
Obr. 164 Pružnoplastický finální model upevnění se sníženou držebností



Obr. 165 Plastický finální model štěrkového lože v širé trati



Obr. 166 Pružnoplastický finální model štěrkového lože na mostě směrem k vídeňské opěře



Obr. 167 Pružnoplastický finální model štěrkového lože na mostě směrem k břeclovské opěře

Určení podélných odporů koleje a posunů ložisek bylo provedeno na modelu s výše uvedenou konfigurací koleje následujícím postupem:

1. Do modelu byly zadány skutečné hodnoty oteplení nosné konstrukce mostu a koleje.
2. Byl proveden výpočet a z poměru skutečných a výsledných posunů byl určen součinitel α .
3. Tímto součinitel byly vynásobeny skutečné teploty mostu a takto upravené teploty byly znovu zadány do modelu a po té byl opět proveden výpočet.

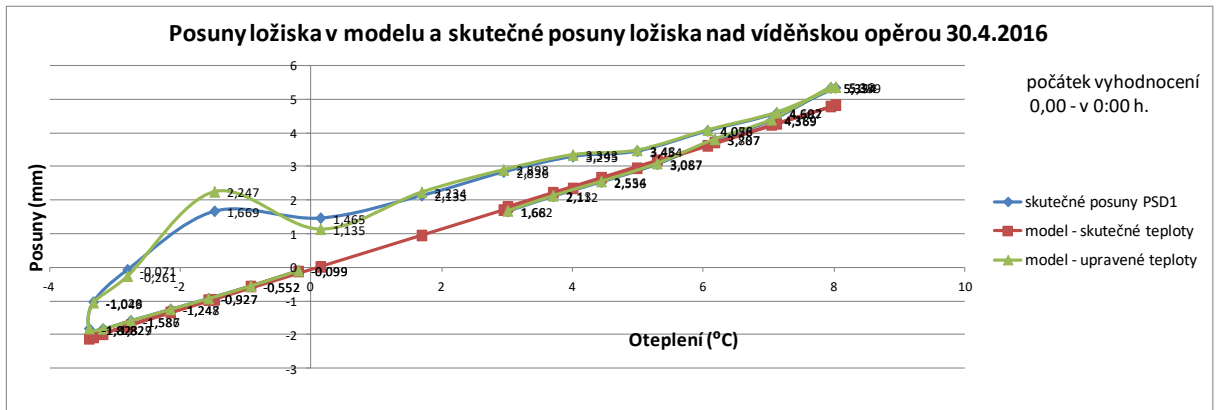
Pro názornost je tento postup shrnut v níže uvedené tabulce pro den 30. 4. 2016.

DATUM A ČAS	t NK	mm	mm	m		°C	°C	m	mm	
		PSD1	Umodel-1	Umodel-1	alfa	t*alfa	Δt	Umodel-2	Umodel-2	
30.4.2016	0:00	-0,2012	-0,0990	-0,1220	0,0001	0,8115	-0,1632	-0,1632	0,0001	-0,0990
30.4.2016	1:00	-0,9300	-0,5520	-0,5670	0,0006	0,9735	-0,9054	-0,7422	0,0006	-0,5520
30.4.2016	2:00	-1,5775	-0,9270	-0,9720	0,0010	0,9537	-1,5045	-0,5991	0,0009	-0,9270
30.4.2016	3:00	-2,1580	-1,2480	-1,3370	0,0013	0,9334	-2,0143	-0,5099	0,0012	-1,2470
30.4.2016	4:00	-2,7660	-1,5870	-1,7200	0,0017	0,9227	-2,5521	-0,5378	0,0016	-1,5860
30.4.2016	5:00	-3,1918	-1,8290	-1,9890	0,0020	0,9196	-2,9351	-0,3830	0,0018	-1,8270
30.4.2016	6:00	-3,4025	-1,8230	-2,1220	0,0021	0,8591	-2,9231	0,0120	0,0018	-1,8200
30.4.2016	7:00	-3,3368	-1,0280	-2,0820	0,0021	0,4938	-1,6476	1,2755	0,0010	-1,0490
30.4.2016	8:00	-2,8155	-0,0710	-1,7670	0,0018	0,1208	-0,3401	1,3075	0,0003	-0,2610
30.4.2016	9:00	-1,4840	1,6690	-0,9640	0,0010	2,5693	3,8128	4,1529	-0,0022	2,2470
30.4.2016	10:00	0,1372	1,4650	0,0140	0,0000	14,3535	1,9688	-1,8440	-0,0011	1,1350
30.4.2016	11:00	1,6852	2,1350	0,9490	-0,0009	2,2497	3,7912	1,8224	-0,0022	2,2340
30.4.2016	12:00	2,9373	2,8360	1,7060	-0,0017	1,6624	4,8829	1,0917	-0,0029	2,8980
30.4.2016	13:00	3,9973	3,2950	2,3480	-0,0023	1,4033	5,6095	0,7266	-0,0033	3,3430
30.4.2016	14:00	4,9787	3,4540	2,9480	-0,0029	1,1716	5,8332	0,2237	-0,0035	3,4800
30.4.2016	15:00	6,0570	4,0560	3,6130	-0,0036	1,1226	6,7997	0,9665	-0,0041	4,0780
30.4.2016	16:00	7,1128	4,5870	4,2680	-0,0043	1,0747	7,6445	0,8448	-0,0046	4,6020
30.4.2016	17:00	8,0163	5,3390	4,8290	-0,0048	1,1056	8,8630	1,2185	-0,0054	5,3600
30.4.2016	18:00	7,9403	5,3340	4,7840	-0,0048	1,1150	8,8532	-0,0097	-0,0054	5,3540
30.4.2016	19:00	7,0333	4,3690	4,2370	-0,0042	1,0312	7,2525	-1,6008	-0,0044	4,3890
30.4.2016	20:00	6,1655	3,7870	3,7140	-0,0037	1,0197	6,2867	-0,9658	-0,0038	3,8070
30.4.2016	21:00	5,2857	3,0670	3,1830	-0,0032	0,9636	5,0930	-1,1936	-0,0031	3,0870
30.4.2016	22:00	4,4312	2,5360	2,6680	-0,0027	0,9505	4,2119	-0,8811	-0,0026	2,5540
30.4.2016	23:00	3,6937	2,1120	2,2220	-0,0022	0,9505	3,5108	-0,7011	-0,0021	2,1300
1.5.2016	0:00	3,0003	1,6620	1,8030	-0,0018	0,9218	2,7657	-0,7451	-0,0017	1,6800

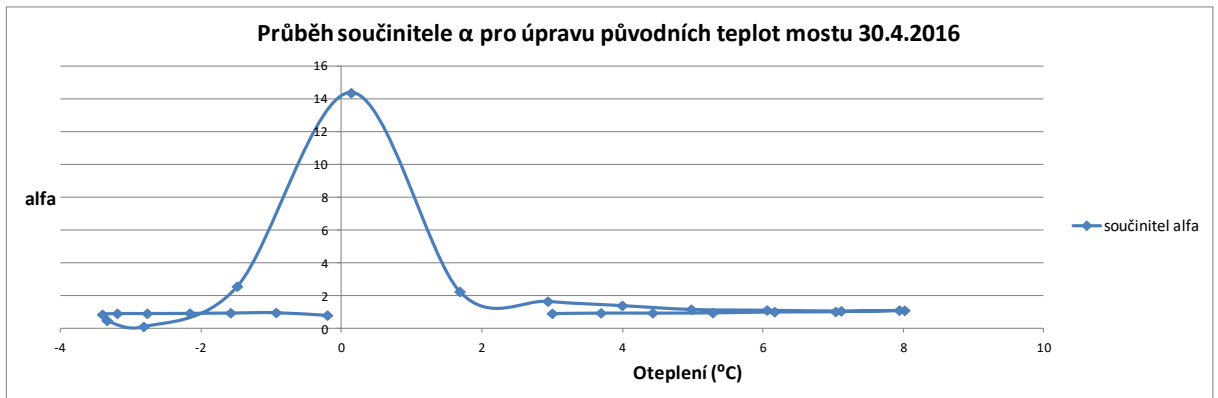
Tab. 9 Výpočet součinitele α a ekvivalentních teplot



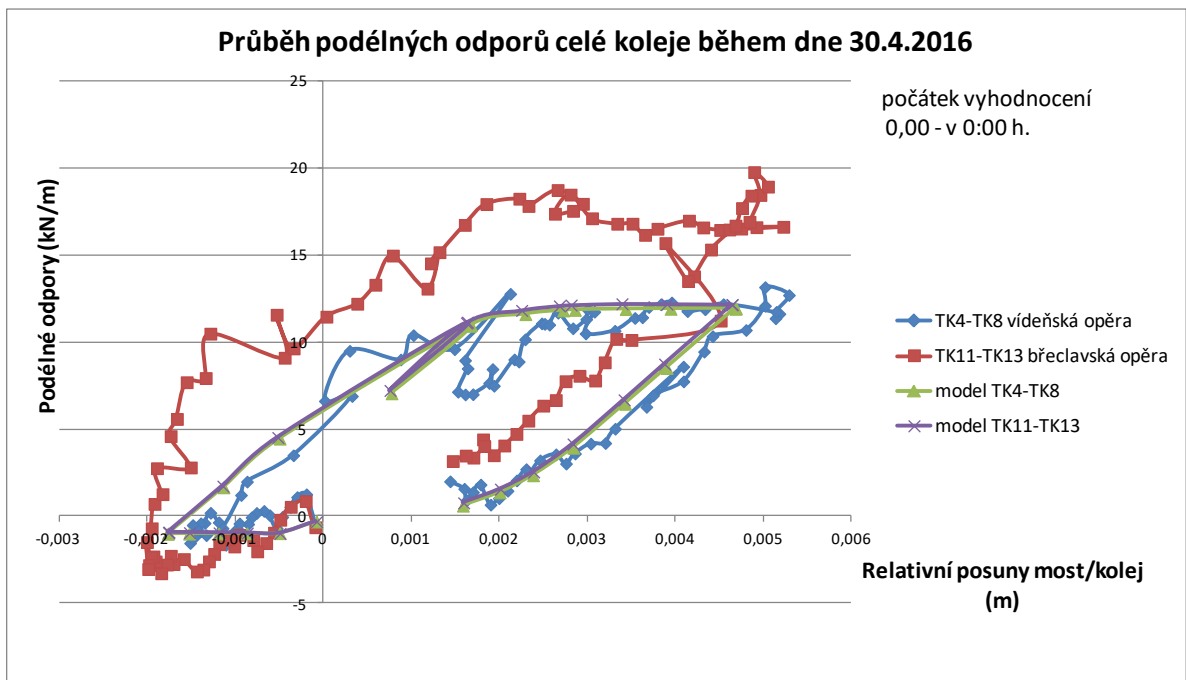
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 168 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 30. 4. 2016



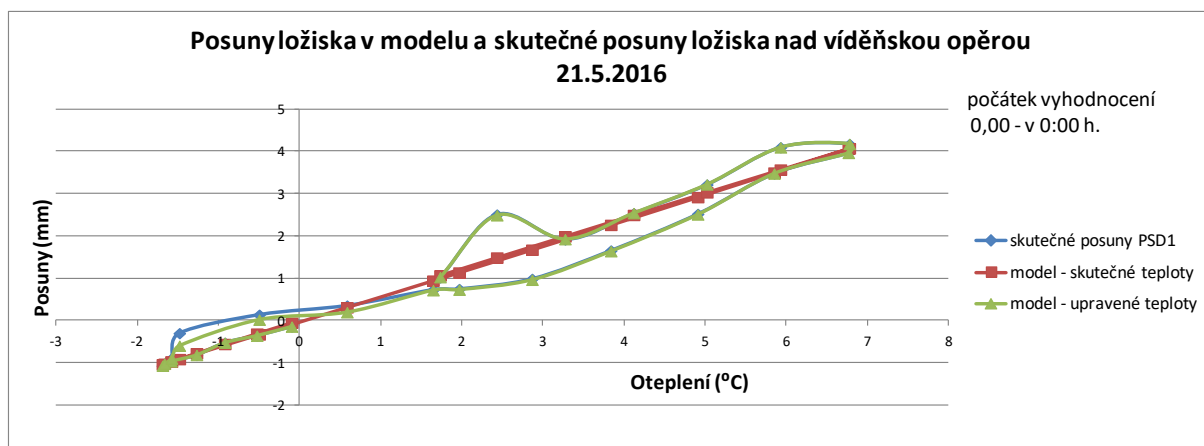
Obr. 169 Průběh součinitele α 30. 4. 2016



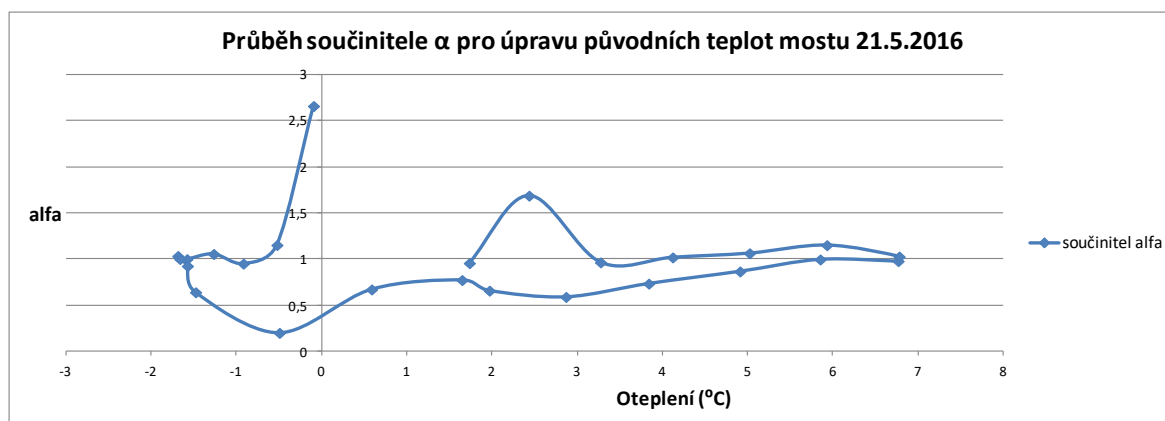
Obr. 170 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 30. 4. 2016



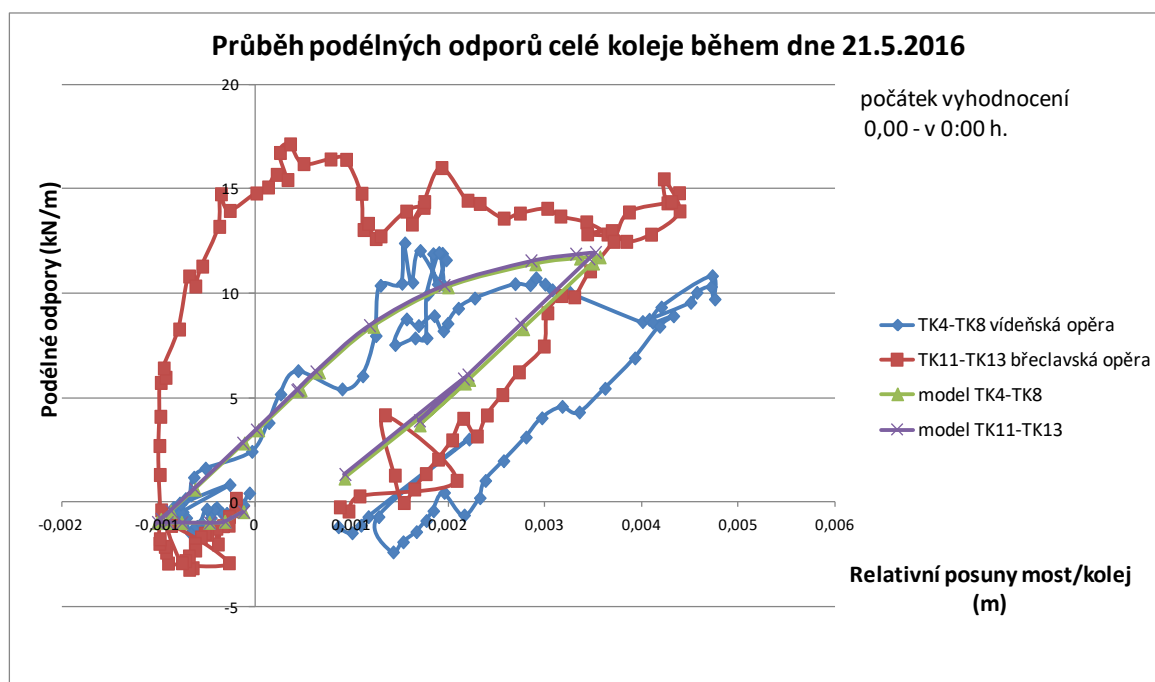
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 171 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 21. 5. 2016



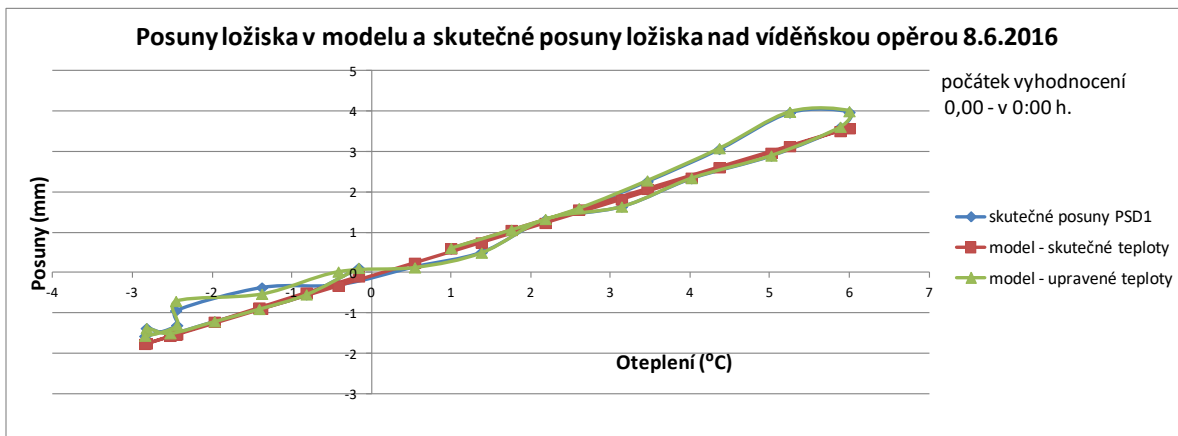
Obr. 172 Průběh součinitele α 21. 5. 2016



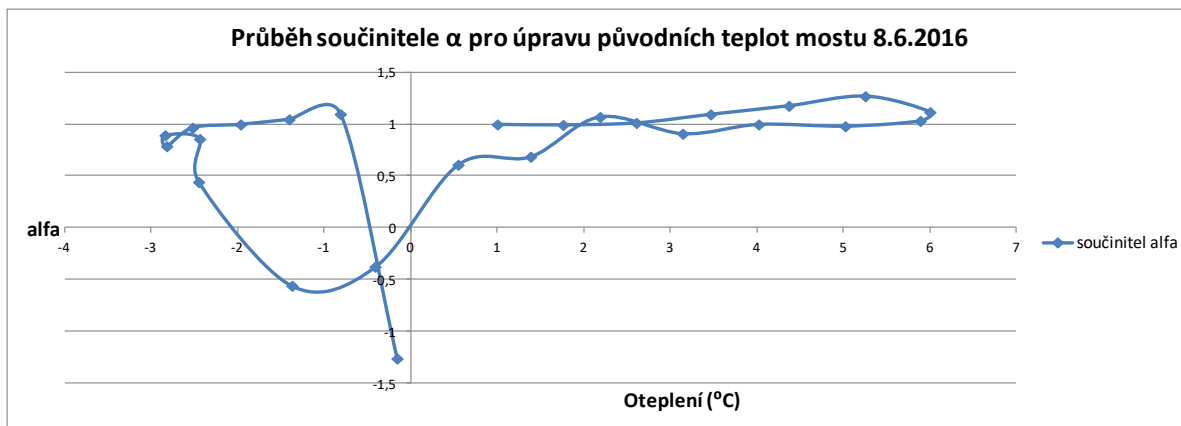
Obr. 173 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 21. 5. 2016



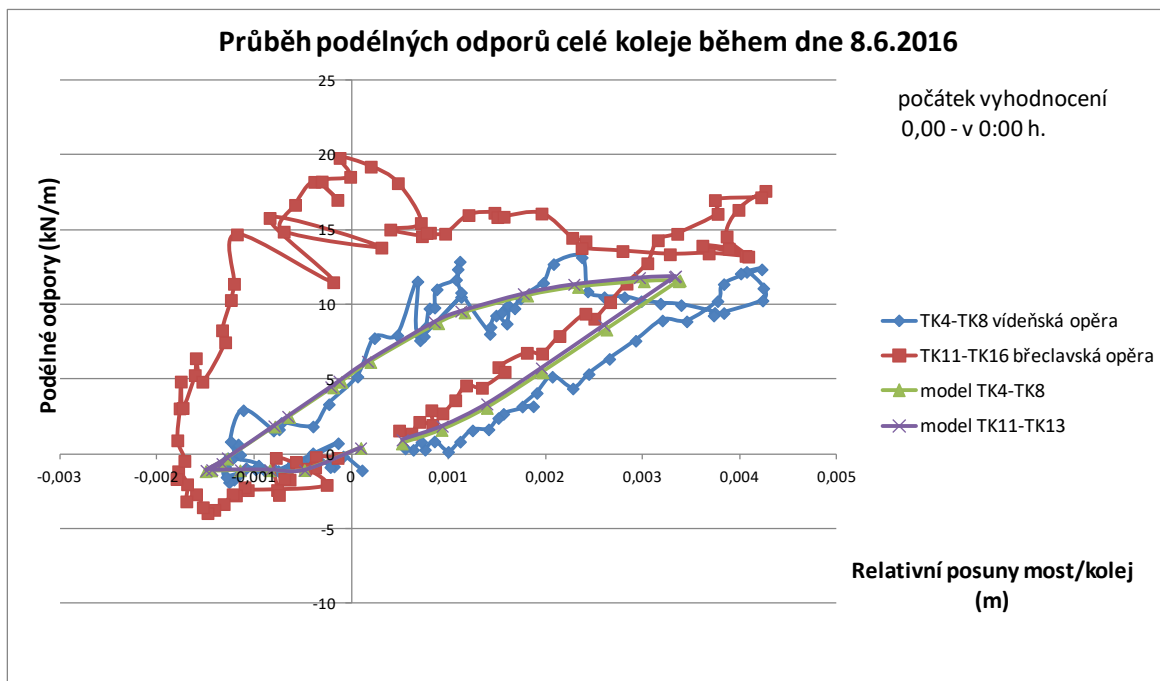
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 174 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 8. 6. 2016



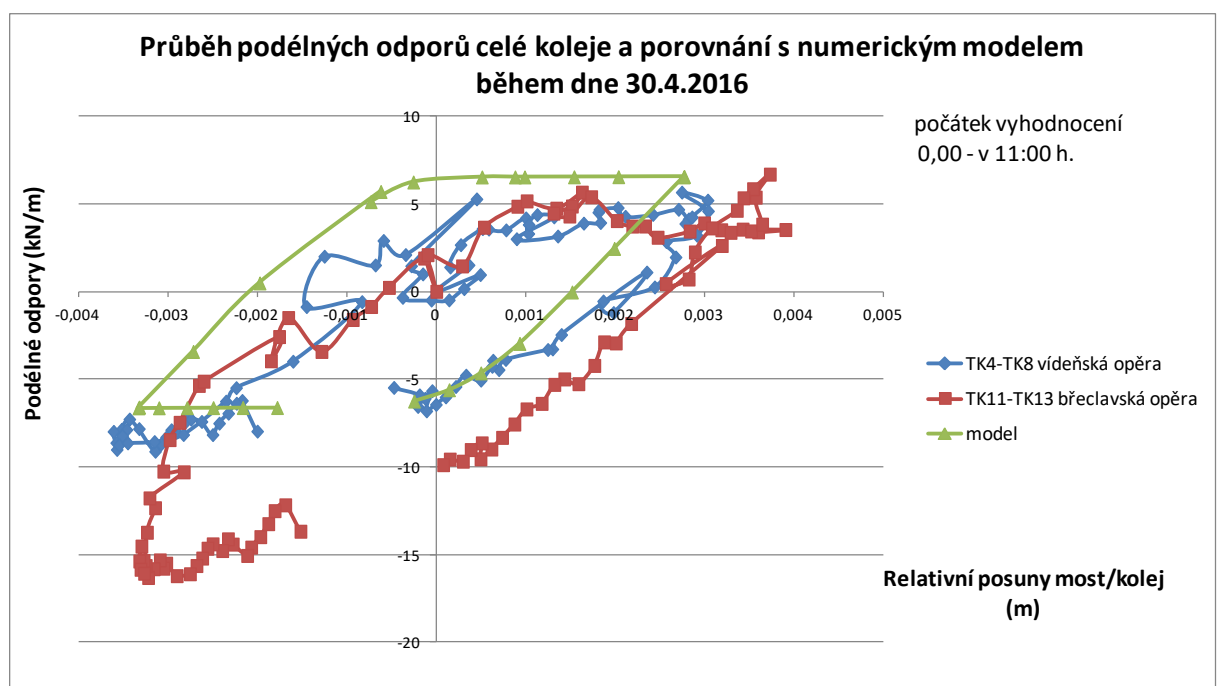
Obr. 175 Průběh součinitele α 8. 6. 2016



Obr. 176 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 8. 6. 2016

Dle grafů pro posuny ložisek nad vídeňskou opěrou je možné říci, že je pro skutečné teploty mezi posuny ložisek numerického modelu a změnami teplot nosné konstrukce téměř lineární závislost. Pro upravené ekvivalentní teploty jsou posuny shodné s reálnými. Přesto, že se posuny ložisek shodují, reálné odpory se v jednotlivých dnech více či méně liší. Rozdíly mezi podélnými odpory modelu a skutečné konstrukce jsou způsobeny tím, že se podélný odpor koleje ve skutečnosti v čase mění oproti numerickému modelu, kde odpor zůstává konstantní. Pro jednotlivé dny by bylo potřeba zvlášť naladit konfiguraci koleje tak, aby odpory odpovídaly skutečnosti. To je však možné provést pouze postupnou iterací, což je velice časově náročné.

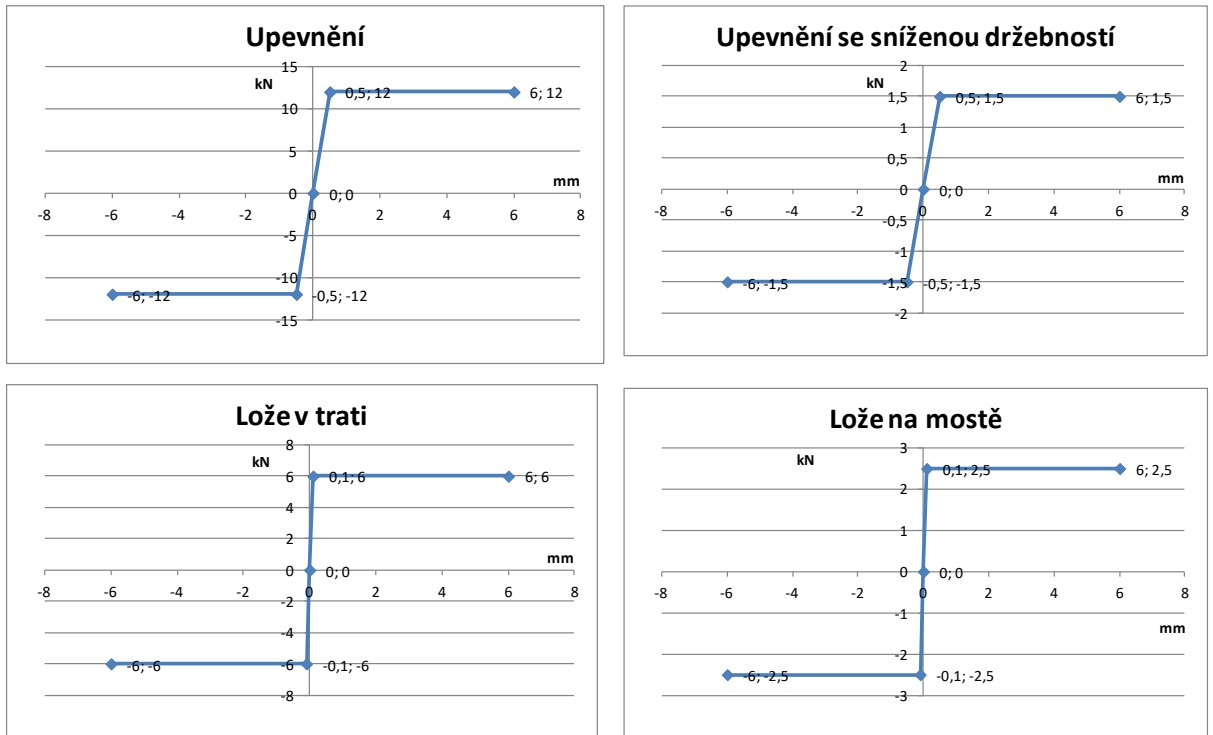
Předcházející způsob vyhodnocení podélných odporů s počátkem v časech 0:00 hodin pro každý příslušný den nemusí být způsob nejvhodnější vzhledem k faktu, že se relativní posuny mezi mostem a kolejí v čase 0:00 nacházejí přibližně v plastické větvi funkce podélných odporů a podélné odpory jsou značně nevyrovnané, což se zdá být nereálné. Z tohoto důvodu bude vyhodnocení doplněno o vyhodnocení odporů s počátkem přibližně v polovině teplotního cyklu mostní konstrukce. Z grafů průběhů průměrných oteplení pro každý daný den je jasně zřetelné, že se polovina teplotních cyklů konstrukce, tedy přechod ze záporných hodnot oteplení do kladných, pohybuje přibližně v rozmezí 7:00 až 10:00. V následujících grafech vyhodnocení podélných odporů budou zahrnuty i porovnání s numerickým modelem. Na každý den byl numerický model naladěn zvlášť. Grafy jsou uvedeny společně s konfigurací koleje modelu tj. nastavením funkcí nelineárních linků pro příslušný den.



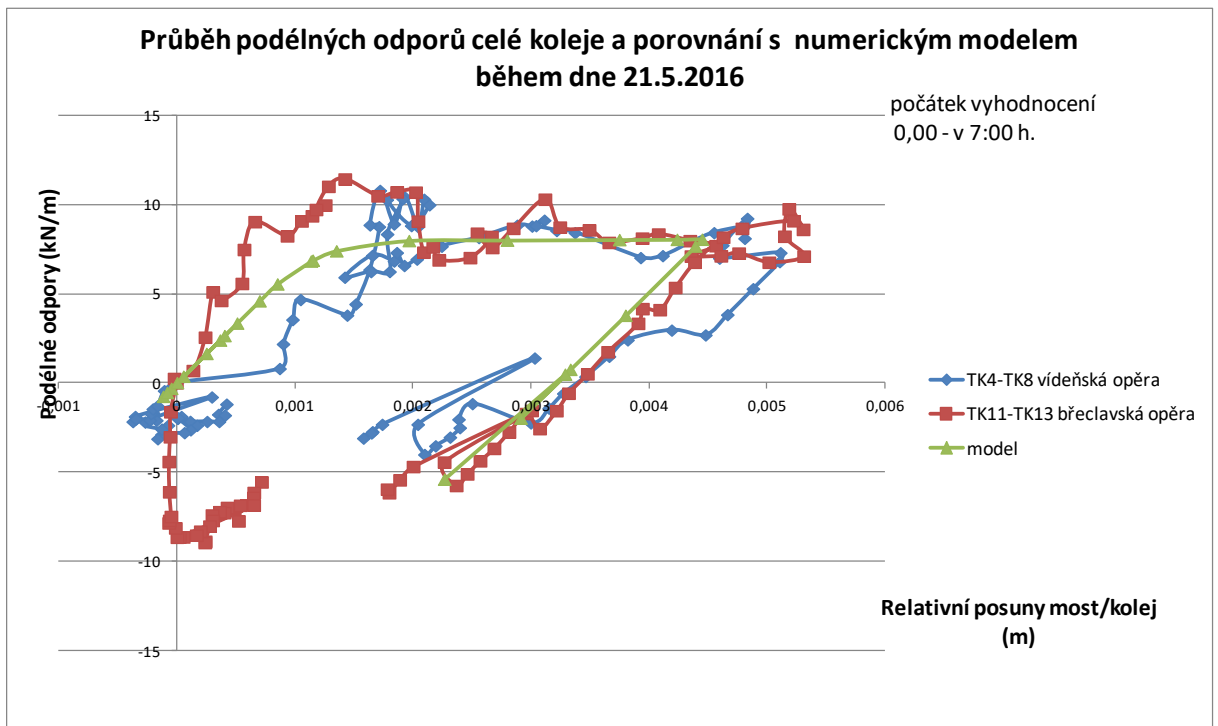
Obr. 177 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 30. 4. 2016



Vlastnosti nelineárních linků pro 30. 4. jsou následující:



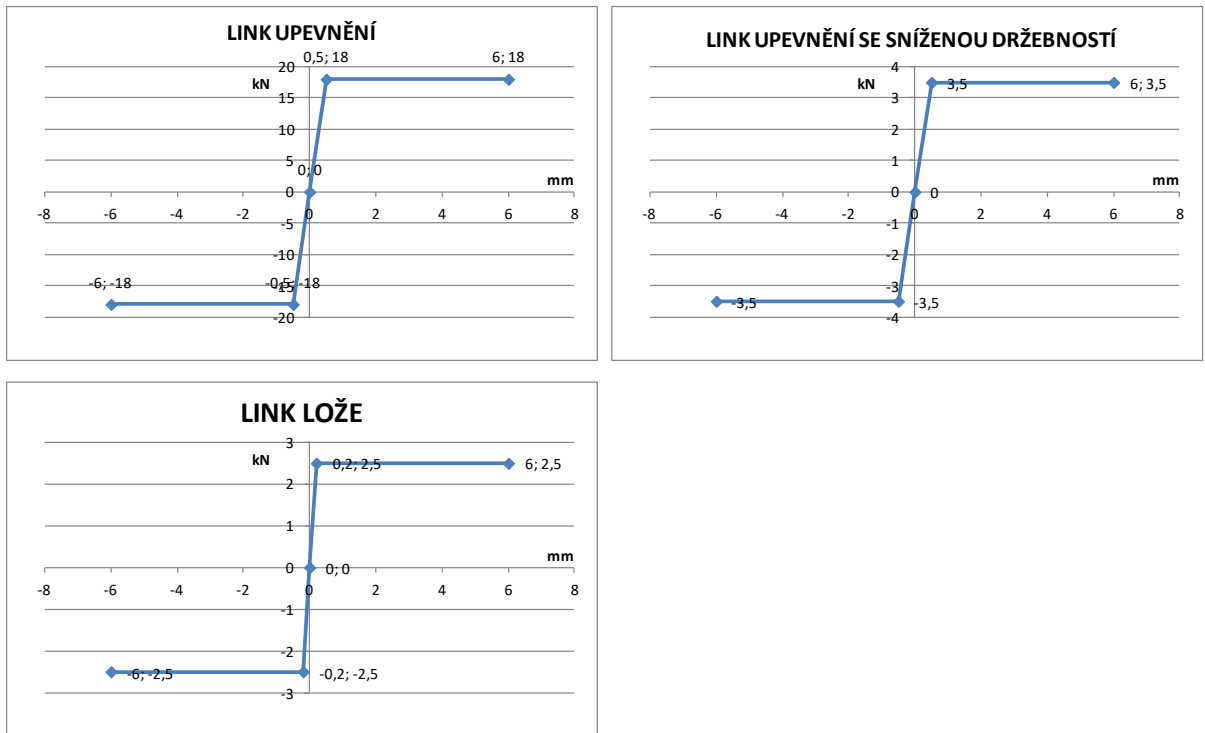
Obr. 178 Grafy nelineárních funkcí linků 30. 4. 2016



Obr. 179 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 21. 5. 2016

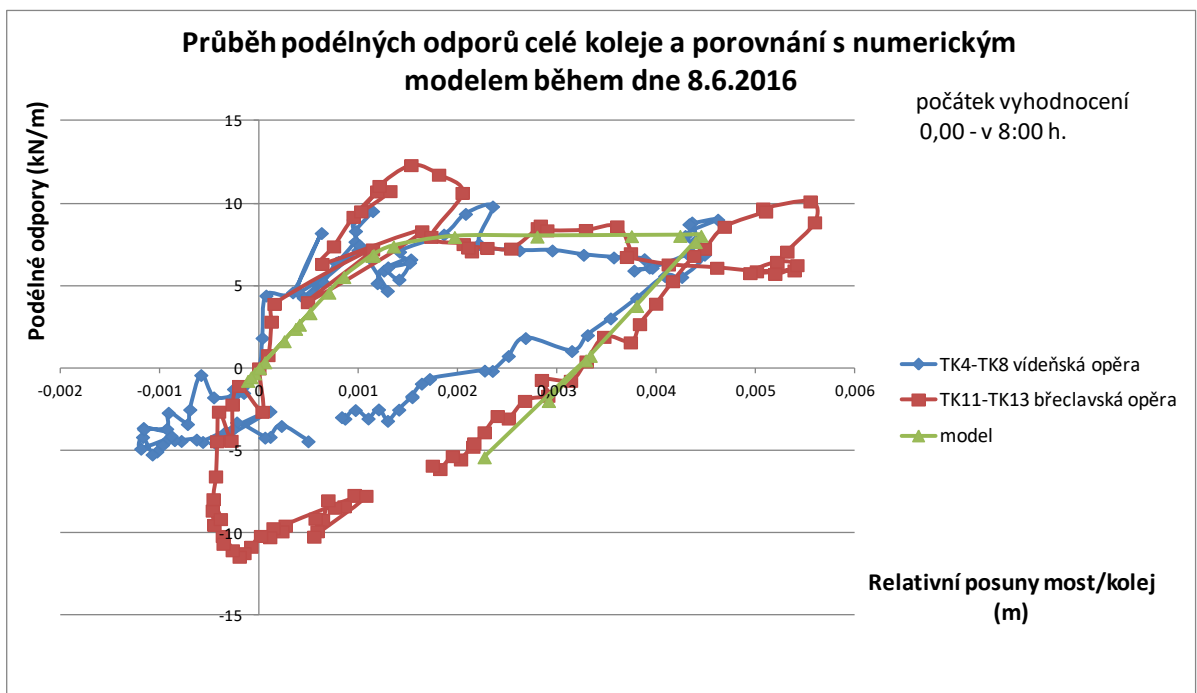


Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 180 Grafy nelineárních funkcí linků 21. 5. 2016

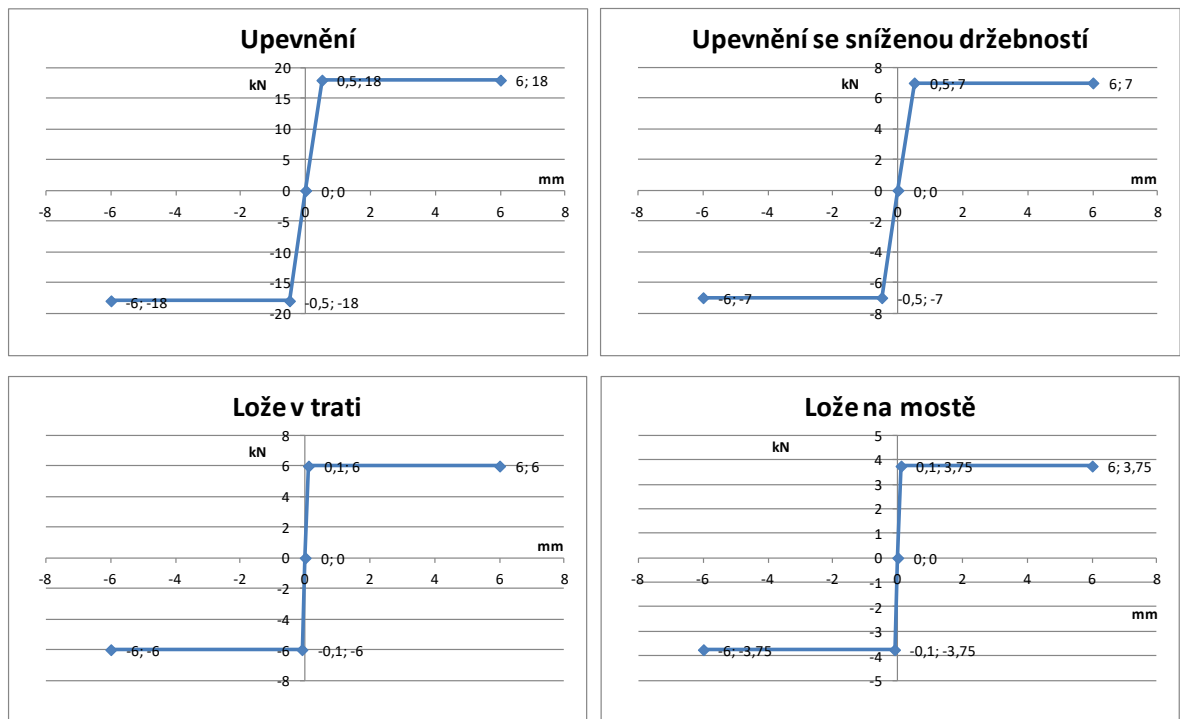
Zde jsou použity pro lože na mostě a v trati stejné linky.



Obr. 181 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 8. 6. 2016



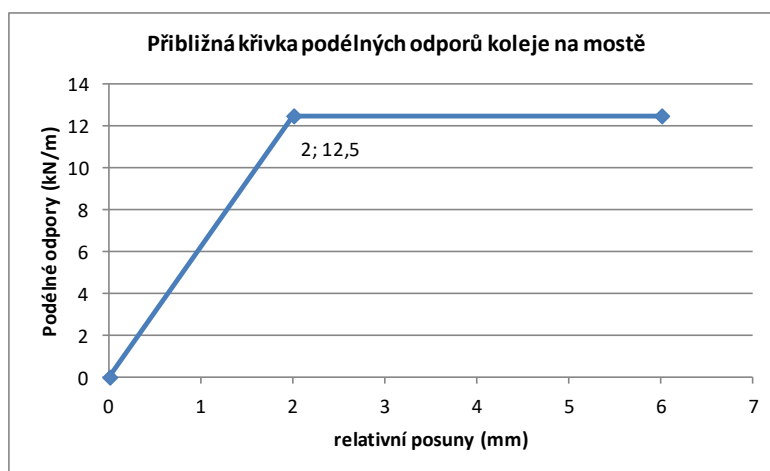
Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách



Obr. 180 Grafy nelineárních funkcí linků 8. 6. 2016

10. Závěr

Průběhy podélných odporů ukazují, že pro všechny dny platí přibližně stejná závislost podélných odporů koleje a relativních posunů, kde se pružná větev grafu vyskytuje vždy v přibližném rozmezí podélných odporů 12,5 kN/m při téměř jednotných celkových relativních posunech 2 mm. Na pružnou větev vždy navazuje větev plastická od hodnoty odporu 12,5 kN/m při celkovém posunu 2 mm. Pro všechny vyhodnocované dny by se průběhy podélných odporů daly proložit následující křivkou:



Obr. 181 Přibližná křivka podélných odporů koleje na mostě

Velikost podélných odporů odpovídá skutečnosti, že ve vyhodnocovaných úsecích koleje se nacházejí výhybkové pražce s upevněním se sníženou držečností a tím i předpokladu projektanta, že by podélný odpor koleje měl být v těchto místech nižší oproti požadavkům norem, kde se uvádí podélný odpor při přechodu z pružné na plastickou větev 20 kN/m při posunu 2 mm.

Chování řídicí tyče je značně ovlivněno třením v sedlech osazených v průchodu tyče příčnými výztuhami. Z grafů posunů řídicí tyče v jednotlivých dnech lze usoudit, že se toto tření časem snižuje vlivem opotřebení sedel a posuny na obou koncích tyče se pak vyrovnávají.

Z vyhodnocení monitoringu plyne nevýhodnost výpočtu podélných odporů od počátku každého dne, jelikož mostní konstrukce s kolejí nemá každý den ve stejný čas stejné okrajové podmínky, čímž jsou myšleny relativní posuny mostu a koleje, osová síla v koleji, stav upevňovadel a stav šterkového lože. Výhodnějším způsobem vyhodnocení podélných odporů je vždy od přibližné poloviny teplotního cyklu každého dne, jak je výše ukázáno. Díky tomuto jsou odpory na každé straně mostu vyrovnanější, což více odpovídá reálnému chování.



SEZNAM OBRÁZKŮ

- Obr. 1 Elementární díl prutu
- Obr. 2 Průběh normálové síly po délce bezстыkové koleje
- Obr. 3 Průběh osových sil a napětí na dýchajícím konci [1]
- Obr. 4 Vybočení kolejového roštu ve svislé rovině [1]
- Obr. 5 Tvary vybočení bezстыkové koleje ve vodorovné rovině [1]
- Obr. 6 Průběh boční výchylky při vybočení bezстыkové koleje [1]
- Obr. 7 Teoretická křivka pro explozivní vybočení [1]
- Obr. 8 Průběh osových sil v koleji po vybočení [1]
- Obr. 9 Element prutu [1]
- Obr. 10 Vybočení přímého prutu s příčným odporem lineárně závislým na výchylce [1]
- Obr. 11 Závislost kritické síly na délce vlny a koeficientu lineární závislosti [1]
- Obr. 12 Vybočení bezстыkové koleje [1]
- Obr. 13 Závislost T_k a L_k na počáteční výchylce v_0 [1]
- Obr. 14 Průběh boční výchylky u dynamicky zatěžované bezстыkové koleje [1]
- Obr. 15 Průběh svislého zatlačení koleje pod jedoucím vlakem [1]
- Obr. 16 Typický průběh příčného odporu v závislosti na příčné výchylce koleje [1]
- Obr. 17 Lateral resistance track in ballast [3]
- Obr. 18 Působení podélných sil po délce bezстыkové koleje
- Obr. 19 Detail rozložení sil v uložení pražce ve šterkovém loži [4]
- Obr. 20 Průběh podélného posunu v závislosti na osovém zatížení pro různé druhy pražců [2]
- Obr. 21 Rámové a kloubové spojení pražce a kolejniče
- Obr. 22 Odpor proti pootočení v zóně vybočení
- Obr. 23a Příklad průběhu podélného odporu v závislosti na podélném posunutí u [6]
- Obr. 23b Závislost podélného odporu koleje v kolejovém loži na relativním posunu koleje k mostu (60E1, W14, Skl 14,B91 S/1, rozdělení „u“) [15]
- Obr. 23c Závislost podélného odporu přímého upevnění na relativním posunu koleje k mostu (60E1, DFF 300, Skl B 15, rozdělení „u“) [15]
- Obr. 24 Rozdělení sil a posunů mezi kolejí a mostem [6]
- Obr. 25 Příklad průběhu osové síly v koleji vlivem dilatace mostu [6]
- Obr. 26 Bilineární funkce vodorovného zatížení pro zatíženou a nezatíženou kolej dle UIC 774-3 [6]
- Obr. 27 Analýza nelineárním výpočtem s časovou historií [6]
- Obr. 28 Příklad průběhu podélného odporu v upevnění Vossloh s pružnými svěrkami W14 [6]
- Obr. 29 Příklad zatížené koleje na mostní konstrukci [6]
- Obr. 30 Mechanismus vzniku tlakové síly v koleji vlivem průhybu mostní konstrukce [6]
- Obr. 31 Výpočetní model interakce mostu a bezстыkové koleje [8]
- Obr. 32 Stanovení vodorovné tuhosti pilířů [8]
- Obr. 33 Princip působení řídicí tyče Mayer/Wunstorf, a) při změně teploty, b) od působení brzdných sil [10]
- Obr. 34 Konstrukce řídicí tyče Mayer/Wunstorf (příklad mostu v Drážďanech) [10]
- Obr. 34 Pohled na levou konstrukci mostu směrem od vídeňské opěry
- Obr. 35 Pohled od tratě na portál nad vídeňskou opěrou
- Obr. 36 Situace mostu [11]
- Obr. 37 Pohled zprava na most [11]



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

- Obr. 38 Charakteristický příčný řez mostu [11]
- Obr. 39 Průřezy trámů hlavních nosníků [11]
- Obr. 40 Rozdělení průřezů oblouku v délce hlavních nosníků [11]
- Obr. 41 Průřezy oblouků [11]
- Obr. 42 Tvar zárodkové části [11]
- Obr. 43 Geometrie ztužidel 1. část [11]
- Obr. 44 Geometrie ztužidel 2. část [11]
- Obr. 45 Průřezy ztužidel [11]
- Obr. 46 Rozmístění táhel vnějších nosníků [11]
- Obr. 47 Rozmístění táhel vnitřních nosníků [11]
- Obr. 50 Tvar mostovky [11]
- Obr. 51 Detail podélných výztuh při vnějším trámu [11]
- Obr. 52 Šikmý příčný řez koncovou výztuhou [11]
- Obr. 53 Půdorys koncové oblasti [11]
- Obr. 54 Průřez koncového příčniku [11]
- Obr. 55 Schéma ložisek a SŘDM [11]
- Obr. 56 Půdorys SŘDM NOK1 při vídeňské opěře [11]
- Obr. 57 Půdorys SŘDM NOK1 při břeclavské opěře [11]
- Obr. 58 Podélný řez pákou řídicí tyče při břeclavské opěře [11]
- Obr. 59 Podélný řez pákou řídicí tyče při vídeňské opěře [11]
- Obr. 60 Fotografie páky SŘDM NOK2 při vídeňské opěře
- Obr. 61 Umístění výhybkových pražců a svěrek se sníženou drážebností
- Obr. 62 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi
- Obr. 63 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi
- Obr. 64 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – popis nosné konstrukce nad břeclavskou opěrou
- Obr. 65 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou
- Obr. 66 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou
- Obr. 67 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad břeclavskou opěrou
- Obr. 68 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – SŘDM nad na vídeňskou opěrou
- Obr. 69 Výpočetní prutový model mostu Oskar v Břeclavi – uložení bezstykové koleje na mostě a zemním tělese
- Obr. 70 Rendrovaný pohled na model – v popředí vnější hlavní nosník
- Obr. 71 Rendrovaný pohled na model
- Obr. 71a Fialový průřez – vnější trám
- Obr. 72 Šedý průřez – vnější trám
- Obr. 72 Červený průřez – vnější trám
- Obr. 73 Žlutý průřez – vnitřní trám
- Obr. 74 Modrý průřez – vnitřní trám
- Obr. 75 Bleděmodrý průřez – vnitřní trám
- Obr. 76 Žlutý průřez – vnější oblouk, portál
- Obr. 77 Bleděmodrý průřez – vnější oblouk, meziportál
- Obr. 78 Modrý průřez – vnitřní oblouk, portál
- Obr. 79 Fialový průřez – vnitřní oblouk, meziportál
- Obr. 80 Portálová diegonála
- Obr. 81 Příčle



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

- Obr. 82 Diagonála
Obr. 83 Táhla v koncových oblastech – bleděmodrá
Obr. 84 Ostatní táhla – fialová
Obr. 85 Podélná výztuha 1
Obr. 86 Podélná výztuha 2
Obr. 87 Průřez ztužení mostovky
Obr. 88 Průřez příčné výztuhy
Obr. 89 Průřez koncové příčné výztuhy
Obr. 90 Průřez kotevní tyče
Obr. 91 Průřez páky
Obr. 92 Průřez řídicí tyče
Obr. 93 Průřez kolejnice 60E1 Obr. 94 Pražec B91s
Obr. 95 Vlastnosti linků koleje
Obr. 96 Pružnoplastický model upevnění v podélném směru ($r_0 = 7 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)
Obr. 97 Pružnoplastický model upevnění se sníženou drážebností v podélném směru ($r_0 = 4,2 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)
Obr. 98 Plastický model šterkového lože v podélném směru ($r_0 = 3 \text{ kN}$, $u_0 = 0,01 \text{ mm}$)
Obr. 99 Vlastnosti linků 20, 21, 22
Obr. 100 Vlastnosti linků 23 a 26
Obr. 101 Vlastnosti linků 24 a 25
Obr. 102 Schéma rozmístění snímačů při vídeňské opěře [12]
Obr. 103 Schéma rozmístění snímačů ve středu rozpětí mostu [12]
Obr. 103 Schéma rozmístění snímačů při břeclavské opěře [12]
Obr. 104 Legenda ke schémátům rozmístění snímačů a tenzometrů [12]
Obr. 105 Rozmístění snímačů teplot v příčném řezu nad vídeňskou opěrou [12]
Obr. 106 Rozmístění snímačů teplot v příčném řezu ve středu rozpětí mostu [12]
Obr. 107 Snímač teploty v bodu ST1 [12]
Obr. 108 Snímač teploty v bodu ST2 po aplikaci ochrany [12]
Obr. 109 Snímač teploty v bodu ST3 po aplikaci ochrany [12]
Obr. 110 Snímač teploty v bodu ST4 [12]
Obr. 111 Snímač teploty v bodu ST5 po aplikaci ochrany [12]
Obr. 112 Snímač teploty v bodu ST7 [12]
Obr. 113 Snímač teploty v bodu ST8 [12]
Obr. 114 Snímač teploty v bodu ST9 [12]
Obr. 115 Snímač MSLPC [12]
Obr. 116 Snímač MLPC [12]
Obr. 117 Potenciometrický snímač dráhy PSD1 [12]
Obr. 118 Potenciometrický snímač dráhy PSD2 [12]
Obr. 119 Potenciometrický snímač dráhy PSD3 [12]
Obr. 120 Potenciometrický snímač dráhy PSD4 [12]
Obr. 121 Snímač ISDT [12]
Obr. 122 Konzola pro připevnění snímače ISD1
Obr. 123 Snímač posunu koleje – ISD1 [12]
Obr. 124 Schéma foliového tenzometru [13]
Obr. 125 Schéma s polohou podélného tenzometru [12]



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

- Obr. 126 Tenzometr na kolejnici v bodu TK4 [12]
Obr. 127 Tenzometr na kolejnici v bodu TK12 [12]
Obr. 128 Kompenzační kolejnice bodu TK21
Obr. 129 Schéma Wheatstoneova můstku [14]
Obr. 130 Schéma zapojení – čtvrtmost [14]
Obr. 131 Schéma zapojení – polomost [14]
Obr. 132 Schéma zapojení – polomost [14]
Obr. 133 Schéma zapojení – plný most [14]
Obr. 134 Měřicí ústředna EMS DV 803 [12]
Obr. 135 Ústředna směr Höhenau – Master [12]
Obr. 136 Ústředna směr Höhenau – Master (MJ-1), detail ústředny [12]
Obr. 137 Skříň s ústřednou směr Břeclav, Slave (MJ-2) [12]
Obr. 138 Ústředna směr Höhenau – Master (MJ-1), přehled kanálů a snímačů [12]
Obr. 139 Ústředna směr Břeclav– Slave(MJ-2), přehled kanálů a snímačů [12]
Obr. 140 Úsek vyhodnocování podélných odporů TK4-TK8 při vídeňské opěře
Obr. 141 Úsek vyhodnocování podélných odporů TK11-TK13 při břeclavské opěře
Obr. 142 Graf průběhu podélného odporu v hodinovém intervalu 30.4.
Obr. 143 Graf průběhu podélného odporu 30. 4. 2016
Obr. 144 Graf posunů ložisek 30. 4. 2016
Obr. 145 Graf relativních posunů koleje a mostu 30. 4. 2016
Obr. 146 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 30. 4. 2016
Obr. 147 Graf průběhu podélného odporu 21. 5. 2016
Obr. 148 Graf posunů ložisek 21. 5. 2016
Obr. 149 Graf relativních posunů koleje a mostu 21. 5. 2016
Obr. 150 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 21. 5. 2016
Obr. 151 Graf průběhu podélného odporu 8. 6. 2016
Obr. 152 Graf posunů ložisek 8. 6. 2016
Obr. 153 Graf relativních posunů koleje a mostu 8. 6. 2016
Obr. 154 Graf průběhu oteplení mostu a koleje 8. 6. 2016
Obr. 155 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 30. 4. 2016
Obr. 156 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 21. 5. 2016
Obr. 157 Graf průběhu relativních posunů řídicí tyče a mostu 8. 6. 2016
Obr. 158 Pružnoplastický model upevnění v podélném směru ($r_0 = 7 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)
Obr. 159 Pružnoplastický model upevnění se sníženou držežbností v podélném směru ($r_0 = 4,2 \text{ kN}$, $u_0 = 2 \text{ mm}$)
Obr. 160 Plastický model šterkového lože v podélném směru ($r_0 = 3 \text{ kN}$, $u_0 = 0,01 \text{ mm}$)
Obr. 161 Podélné odpory pro skutečné teploty nosné konstrukce a počáteční konfiguraci koleje
Obr. 162 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska pro skutečné teploty a počáteční konfiguraci koleje
Obr. 163 Pružnoplastický finální model upevnění
Obr. 164 Pružnoplastický finální model upevnění se sníženou držežbností
Obr. 165 Plastický finální model šterkového lože v širé trati
Obr. 166 Pružnoplastický finální model šterkového lože na mostě směrem k vídeňské opěře
Obr. 167 Pružnoplastický finální model šterkového lože na mostě směrem k břeclavské opěře
Obr. 168 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 30. 4. 2016
Obr. 169 Průběh součinitele α 30. 4. 2016



Interakce ocelového šikmého mostu s řídicí tyčí MW při dlouhodobých teplotních změnách

Obr. 170 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 30. 4. 2016

Obr. 171 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 21. 5. 2016

Obr. 172 Průběh součinitele α 21. 5. 2016

Obr. 173 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 21. 5. 2016

Obr. 174 Posuny ložiska modelu a skutečné posuny ložiska nad vídeňskou opěrou 8. 6. 2016

Obr. 175 Průběh součinitele α 8. 6. 2016

Obr. 176 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 8. 6. 2016

Obr. 177 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 30. 4. 2016

Obr. 178 Grafy nelineárních funkcí linků 30. 4. 2016

Obr. 179 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 21. 5. 2016

Obr. 180 Grafy nelineárních funkcí linků 21. 5. 2016

Obr. 181 Porovnání podélných odporů získaných z modelu a z monitoringu 8. 6. 2016

Obr. 180 Grafy nelineárních funkcí linků 8. 6. 2016

Obr. 181 Přibližná křivka podélných odporů koleje na mostě

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Comparison between the forces and displacements for the studied sleepers [2]

Tab. 2 Největší přípustné diletující délky LT nosných konstrukcí mostů pro zřízení bezstykové koleje [9]

Tab. 3 Shmutí dnů v 2. čtvrtletí roku 2016 s maximálními rozdíly teplot mostu a koleje

Tab. 4 Výpočet podélného odporu - 1. část

Tab. 5 Výpočet podélného odporu - 2. část

Tab. 6 Výpočet vstupních hodnot změn teplot koleje

Tab. 7 Výpočet vstupních hodnot změn teplot nosné konstrukce – 1. část

Tab. 8 Výpočet vstupních hodnot změn teplot nosné konstrukce – 2. část

Tab. 9 Výpočet součinitele α a ekvivalentních teplot



SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ

- [1] O. Plášek, P. Zvěřina, V. Svoboda a V. Langer, „ŽELEZNIČNÍ STAVBY II, MODUL 6, BEZSTYKOVÁ KOLEJ“.
- [2] R. C. Queiroz, „Longitudinal Track-Ballast Resistance of Railroad Tracks Considering Four Different Types of Sleepers,“ Sao Paulo State University, Bauru (SP).
- [3] J. v. ‘. Zand a J. Moraal, „BALLAST RESISTANCE UNDER THREE DIMENSIONAL LOADING,“ Delft University of Technology, DELFT.
- [4] H. Krejčířiková, „ŽELEZNIČNÍ STAVBY 2,“ České vysoké učení technické, Praha, 2011.
- [5] O. Plášek, „BEZSTYKOVÁ KOLEJ NA MOSTECH,“ v 17. KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTA, Praha, 2012.
- [6] P. Ryjáček, „Přednáška Ocelové mosty 2: Interakce mezi kolejí a mostem“.
- [7] L. Frýba, Dynamika železničních mostů 1. vyd., Praha: Academia, 1992.
- [8] ČSN EN 1991-2.
- [9] Předpis SŽDC S3.
- [10] R. Buba, „Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů,“ München.
- [11] Výkresová dokumentace mostu.
- [12] Dokumentace monitoringu
- [13] https://www.google.cz/search?q=odporov%C3%A9+foliov%C3%A9+tenzometry&client=firefox-b&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjknKG3-qvRAhXdeVAKHQ_yB5wQ_AUICCgB&biw=1366&bih=667#imgrc=SKTqhKTgdYhySM%3A
- [14] M. Polák, EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘOVÁNÍ KONSTRUKCÍ 10, Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999.
- [15] http://www.cesti.cz/technicke_listy/tl2013/2013_WP3_TL3_XIV.pdf