

## **BEZSTYKOVÁ KOLEJ NA MOSTECH**

**Doc. Ing. Otto Plášek, Ph.D**  
**Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební**

### **1. ÚVOD**

V současné době probíhá rozsáhlá odborná diskuze ke spolupůsobení mostní konstrukce a bezстыkové koleje. Bezстыková kolej je méně náročná na údržbu, vyžaduje méně finančních prostředků, s tím souvisí i požadavek na méně výluk a v neposlední řadě má delší životnost než kolej stykovaná. Podle platných předpisů u SZDC ji lze v současné době zřizovat v koleji s otevřeným kolejovým ložem až do směrového poloměru  $R = 200$  m. Podle připravované novelizace předpisu SZDC S3/2 „Bezстыková kolej“ bude možné bezстыkovou kolej za určitých podmínek zřizovat ve směrových obloucích  $R = 150$  m. S rozšířením možnosti zřizování bezстыkové koleje vyvstává potřeba posouzení mnoha případů zřízení průběžné bezстыkové koleje na mostních konstrukcích v úsecích tratí, kde dříve zřizovat bezстыkovou kolej nebylo možné.

Aby mohli konstruktéři, projektanti a správci infrastruktury posoudit interakci, tedy vzájemné působení mezi mostní konstrukcí a kolejí, potřebují jasnou a jednoznačnou metodiku. Ukazuje se, že v některých případech nejsou ustanovení předpisu SZDC S3 „Železniční svršek“, díl XII „Železniční svršek na mostních objektech“ v souladu s výsledky výpočtů podle ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: „Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou“. Je však třeba podotknout, že zásady použití bezстыkové koleje na mostech podle předpisu SZDC S3 jsou prověřeny mnohaletými zkušenostmi, což je možné při posouzení podle zmíněné evropské normy zohlednit.

Tento článek je zaměřen na vysvětlení rozdílů mezi předpisem SZDC S3 a ČSN EN 1991-2. Na nezbytné úrovni bude vysvětlen teoretický základ interakce koleje a mostní konstrukce a také bude vysvětleno, jakým způsobem byl tento teoretický základ aplikován při výpočtu přípustných dilatačních délek mostů z hlediska posunutí a silových (a napěťových) účinků vznikajících v koleji. Uveden je příklad výpočtu mostu s netypickým uspořádáním dilatačních délek a ložisek. Dále budou uvedeny odlišnosti posouzení použití bezстыkové koleje na mostě podle ČSN EN 1991-2 a praktická doporučení pro postup posouzení bezстыkové koleje na mostě.

### **2. TEORETICKÝ POPIS INTERAKCE SYSTÉMU BEZSTYKOVÁ KOLEJ – MOSTNÍ KONSTRUKCE**

Použití bezстыkové koleje je založeno na skutečnosti, že v části bezстыkové koleje, kde nedochází k posunům kolejnic nebo celého roštu ( $du/dx = 0$ ), jsou osově síly v koleji úměrné teplotnímu zatížení a nezávisí na délce koleje, což lze vyjádřit, viz např. [1]:

$$N_x = EA \cdot \left( \frac{du}{dx} - \alpha \cdot \Delta T \right), \text{ [kN]} \quad (1)$$

kde: E je modul pružnosti kolejnicové oceli [MPa],

$N_x$  je osová síla v bezстыkové koleji [kN],

A je průřezová plocha dvou kolejnic [m<sup>2</sup>],

$u$  je podélný posun koleje (kolejového roštu nebo kolejnic) [m],

$\alpha$  je součinitel teplotní roztažnosti kolejnic [K<sup>-1</sup>],

$\Delta T$  je teplotní rozdíl mezi aktuální a upínací (neutrální) teplotou kolejnic [K].

Další síly, které působí v podélném směru na kolej, jsou rozjezdové a brzdné síly od kolejových vozidel. Výpočty, měřeními i praktickými zkušenostmi bylo potvrzeno, že bezстыková kolej je schopná všechny tyto síly přenášet a odolávat jim, je stabilní a bezpečná.

Na mostní konstrukci se k výše uvedeným podélným silám přidává ještě působení mostní konstrukce v důsledku její teplotní dilatace. Otázka tedy zní, jak velké smí být dilatační délky mostu, aby byla kolej i nadále schopná vzdorovat podélným silám. Při teoretickém popisu musíme na rozdíl od bezстыkové koleje na tělese železničního spodku předpokládat posun koleje v důsledku teplotní dilatace mostní konstrukce. Analogickou situací na tělese železničního spodku je dýchající konec bezстыkové koleje ( $du/dx \neq 0$ ), kde se však po délce směrem ke konci bezстыkové koleje síly snižují. Podstatou tohoto jevu je, že změna osových sil v koleji, uvažovaná po její délce, je úměrná aktivovanému podélnému odporu koleje proti posunutí a spojitému podélnému zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami. Matematicky je to vyjádřeno rovnicí:

$$\frac{dN_x}{dx} = r_x - q_x, \text{ [kN/m]} \quad (2)$$

kde:

$r_x$  je podélný odpor proti posunutí [kN/m],

$q_x$  je spojitě zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami [kN/m].

Pro popis chování bezстыkové koleje je klíčovým parametrem podélný odpor koleje proti posunutí (kolejnice v upevňovacím uzlu a kolejového roštu v kolejovém loži), ať už vůči podloží nebo mostní konstrukci. Podélný odpor je nelineárně závislý na podélném posunutí koleje  $u$ , viz obrázek 1. Výpočet průběhu posunutí  $u$  bezстыkové koleje na tělese železničního spodku před a za mostem a na mostě samém je klíčem ke stanovení osových sil  $N_x$  v bezстыkové koleji.

Pro bezстыkovou kolej na tělese železničního spodku v nejjednodušších analýzách se zpravidla používá model, kdy se uvažuje plastický podélný odpor hodnotou  $r_0$  nezávisle na velikosti posunutí koleje  $u$ . Tento přístup pro bezстыkovou kolej na mostě nelze použít, protože by při výpočtu síla od mostu přenášená do koleje nebyla závislá na velikosti teplotní dilatace mostu v daném řezu. Proto se zpravidla volí konzervativní přístup (tj. na stranu bezpečnou) a uvažuje se lineární závislost podélného odporu na posunutí koleje,  $u$  koleje na mostě na vzájemném posunutí koleje vůči mostní konstrukci:

$$\text{a) na tělese žel. spodku: } r_x = k \cdot u; \quad \text{b) na mostě: } r_x = k_m \cdot (u - u_m) \quad (3)$$

kde

$k$  je konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem na zemním tělese [kN/m<sup>2</sup>],

$k_m$  je konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem na mostě [kN/m<sup>2</sup>],

$u$  je podélné posunutí koleje [m],

$u_m$  je posunutí mostu vlivem změny teploty [m],

přitom při zanedbání vlivu koleje na mostní konstrukci vzhledem k neporovnatelně menší průřezové ploše kolejnic se běžně uvažuje:

$$u_m = l_m \cdot \alpha_m \cdot \Delta T_m, \text{ [m]} \quad (4)$$

kde  $l_m$  je dilatační délka mostu [m],

$u_m$  je posunutí mostu vlivem změny teploty [m],

$\alpha_m$  je součinitel teplotní roztažnosti pro mostní konstrukci

$\Delta T_m$  je teplotní rozdíl mezi aktuální teplotou mostu a teplotou mostu, při níž byla zřízena bezстыková kolej na mostě [K].

Ucelený systém řešení zpracoval a publikoval prof. Frýba v [1] v kapitole 14 – Termické spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu. Z rovnic (1) až (3) lze pro každý úsek po délce koleje napsat základní diferenciální rovnice, jejichž řešení popisuje posunutí bezстыkové koleje po délce a odpovídající průběh osových sil:

$$\text{a) na tělese žel. spodku:} \quad -EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot u = q_x \quad (5)$$

$$\text{b) na mostě:} \quad -EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot (u - u_m) = q_x \quad (6)$$

### 3. STANOVENÍ PŘÍPUSTNÝCH DILATAČNÍCH DÉLEK MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ

Teoretický úvod v minulé kapitole nám objasnil, které veličiny ovlivňují síly a průběh posunutí v bezстыkové koleji na mostě. Pro výpočet a posouzení bezстыkové koleje na mostě je třeba znát zejména:

- podélný odpor koleje  $r_x$  na zemním tělese a na mostě, vyjádřený parametry  $k$  a  $k_m$ , v provozem nezatíženém stavu i zatíženém stavu v případě výpočtu s brzdnými a rozjezdovými silami; hodnoty podélného odporu v běžných, ale i extrémních klimatických podmínkách v zimním období, kdy může dojít k lomu kolejnic; podélný odpor na mostě bude dále záviset na typu mostovky – most s průběžným kolejovým ložem, prvková otevřená mostovka s mostnicemi, přímo pojižděná mostovka;

- součinitele teplotní roztažnosti koleje  $\alpha$  a mostu  $\alpha_m$ . Ačkoliv jsou hodnoty teplotních součinitelů pro kolejnice a konstrukční materiály mostů běžně k dispozici, je třeba si uvědomit, že mostní konstrukce obvykle nedosahují teoreticky vypočtených hodnot podélné teplotní dilatace v důsledku zpravidla nerovnoměrného prohřívání konstrukce, což souvisí s tvarem a typem mostní konstrukce – ocelová, betonová, spřažená ocelobetonová konstrukce. Tento jev může dále případně souviset s odpory bránícími volné dilataci mostu, a to spíše u mostů kratších dilatačních délek;
- extrémní teplotní změny pro kolej i mostní konstrukci.

Na popisu termického spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu, uvedeném v [2], je důležité, že poskytuje ucelený systém vstupních parametrů pro výpočet uvedený v předchozím odstavci. Jako příklad vstupních parametrů výpočtu podle této literatury je možné uvést součinitel teplotní roztažnosti pro mostní konstrukce  $\alpha_m$ . Z tabulky 1 je zřejmé, že pro most se uvažují výrazně nižší součinitele teplotní roztažnosti, dokonce méně než poloviční než udávané pro konstrukční materiál, což významně ovlivňuje výsledky výpočtu.

Most		$\alpha_m [10^{-6} K^{-1}]$
Průběžné kolejové lože	Ocelový	6
	Ocelobetonový	5
	Betonový	5
Prvková otevřená mostovka		9
Kolejnice		12

**Tab.1 Součinitelé teplotní roztažnosti  $\alpha_m$  mostní konstrukce podle typu a kolejnice  $\alpha$**

Výpočtem stanovené průběhy sil, napětí a posunů v bezстыkové koleji na tělese železničního spodku i na mostě se podle [2] posoudí, zda:

- síla v koleji při maximálním oteplení mostu i kolejnic je menší než polovina kritické síly pro vybočení;
- napětí v kolejnici vyhoví z hlediska únosnosti kolejnic pro maximální oteplení a ochlazení mostu i kolejnic, s ojetím kolejnic se napětí zvyšuje;
- spára vzniklá po lomu kolejnice v zimním období je menší než 50 mm;
- síla působící na upevnění kolejnic u mostů bez kolejového lože nepřekročí přípustnou mez; zpravidla se posoudí prostřednictvím hodnoty vzájemného posunutí koleje vůči mostu.

Na základě tohoto posouzení byly stanoveny maximální přípustné dilatační délky mostních konstrukcí tak, jak jsou uvedeny v tabulce 1 dílu XII předpisu SŽDC S3. Je však nutno podotknout, že dříve uskutečněné výpočty nejsou v souladu s ČSN EN 1991-2. K posouzení dle [2] je možné mít výhrady:

- vstupní parametry neodpovídají ČSN EN 1991-2, což se týká součinitele teplotní roztažnosti mostu  $\alpha_m$  a hodnot podélného odporu  $r_x$ ;
- posouzení napětí v kolejnicích neodpovídá platné metodice, uvedené v předpisu SŽDC S3, dílu IV, kapitole IV Posuzování únosnosti kolejnic

a jazyků neodpovídá ani metodice uvedené ČSN EN 1991-2; metody výpočtu i uvažované hodnoty jsou jiné, při výpočetním ověření je kvůli kompatibilitě nutné použít tuto již neplatnou metodiku; sporné je to zejména pro kolejnice 60 E 1 a 60 E 2 (příp. UIC 60), pro něž nejsou uvedeny všechny parametry pro výpočet;

- není jednoznačně stanoven postup výpočtu kritické síly pro vybočení bezстыkové koleje, zejména s ohledem na kolej ve směrovém oblouku a možnou počáteční deformaci geometrických parametrů koleje, použít je možné např. vztah:

$$N_k = -\frac{8EI_z}{R \cdot v_0} + \sqrt{\left(\frac{8EI_z}{R \cdot v_0}\right)^2 + \frac{16EI_z \cdot r_y}{v_0}}, \text{ [N]} \quad (7)$$

kde

$R$  je poloměr směrového oblouku [m],

$r_y$  je příčný odpor proti posunutí koleje, dle předpisu S 3/2 ve výši nejméně 7 kN/m,

$I_z$  je moment setrvačnosti koleje [m<sup>4</sup>],

$v_0$  je amplituda počáteční deformace polohy (např. podle ČSN 73 6360-2 na mezi bezodkladného zásahu IAL) [m].

Hodnoty teplotního součinitele pro most, uvedené v tabulce 1 jen přibližně popisují skutečné chování konstrukcí. V rámci nedávno ukončeného kontinuálního monitoringu Znojemskeho viaduktu (na kterém ale není bezстыková kolej) byl vyhodnocen teplotní součinitel  $\alpha_m$  pomocí regresní analýzy pro hodnoty podélné dilatace mostu a teploty mostní konstrukce, nasnímané v průběhu dvou let v intervalu každé sekundy. Přehled výsledků regresní analýzy je v tabulce 2, odkud je zřejmé, že hodnota tohoto součinitele se výrazně odlišuje od uvažovaného v systému posouzení dle [2]. Regresní analýza pro měsíc duben roku 2011 je znázorněna graficky na obrázku 2 a patrné také je, že hodnota vypočteného součinitele  $\alpha_m$  mírně v jednotlivých měsících kolísala.

Dilatační délka konstrukce	Součinitel $\alpha_m$	Rozpětí teplot	Vypočtený rozsah dilatace	Zjištěný rozsah dilatace
[m]	[10 <sup>-6</sup> .K <sup>-1</sup> ]	[K]	[mm]	[mm]
220,97	9,7	51,4	110	111

Tab. 2 Regresní analýza dilatace Znojemskeho viaduktu vlivem teplotních změn

## 5. PŘÍKLAD POSOUZENÍ KONSTRUKCE

Příkladem posouzení interakce most – kolej je posouzení bezстыkové koleje na nově navržené železniční estakádě v km 255,740 až 256,116 trati Česká Třebová – Praha (žst. Ústí nad Orlicí). Navržená železniční estakáda převádí dvoukolejnou trať v směrovém oblouku o poloměru kolejí 752,00 m a 756,75 m. Kolejové lože na železniční estakádě je průběžné. Estakáda je složena celkem ze tří oboustranně dilatujících mostních konstrukcí různých délek (viz obrázek 3). Hlavním důvodem pro individuální posouzení konstrukce bylo netypické umístění pohyblivých ložisek

dvou dilatačních délek proti sobě na jednom pilíři a překročené přípustné dilatační délky podle tabulky 1 dílu XII předpisu SŽDC S3.

Analytické metody řešení termického spolupůsobení mostní konstrukce a bezстыkové koleje neumožňují jednoduchým způsobem zohlednit umístění mostu ve směrovém oblouku. Z tohoto důvodu bylo provedeno paralelní řešení analytickou metodou a metodou konečných prvků, která ve výpočtu zohledňuje tuto geometrii konstrukce (viz [3]).

Vstupní parametry a podmínky pro posouzení byly převzaty z [2]. Analytický přístup úlohu zjednodušuje na soustavu spolupůsobících nosníků umístěných v přímé a nahrazujících vztah mezi kolejí a mostní konstrukcí soustavou lineárních pružin. Přístupem v modelu konečných prvků byla zohledněna oblouková geometrie konstrukce, bylo uvažováno nelineární kontaktní spojení šterkového lože a ocelové konstrukce mostů a do výpočtu byla zavedena vlastní tíha konstrukce. Na druhé straně v modelu metodou konečných prvků jsou na okraji modelu a nad pevnými ložisky zaneseny nerealistické okrajové podmínky zjednodušením modelování spodní stavby mostu jako absolutně tuhé. Celkově je možné konstatovat, že výsledky se dobře shodují (viz obrázky 5 a 6) a vlivy směrového oblouku na most s ohledem na charakteristiky mostu v příčném směru je možné při výpočtu zanedbat. Vliv směrového oblouku a deformace prostorové polohy je v každém případě nutné vzít v potaz při stanovení kritické osově síly při vybočení bezстыkové koleje, viz vztah (7).

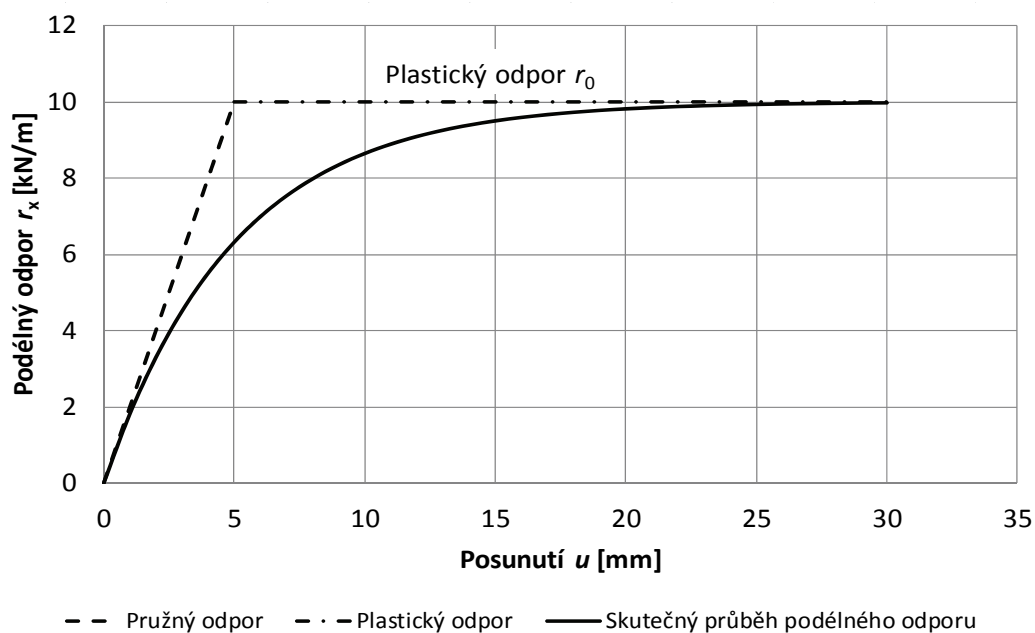
## 6. ZÁVĚR

V současné době by každá mostní konstrukce, na které je použita bezстыková kolej, měla být posouzena podle ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: „Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou“. Tento standard poskytuje také základní hodnoty vstupních parametrů, pro výpočet a posouzení interakce most - kolej. Při jejich použití na mostní konstrukce, jejichž dilatační délky jsou podle tabulky 1 dílu XII předpisu SŽDC S3 přípustné, nemusí být posouzení bezстыkové koleje v souladu s tímto standardem.

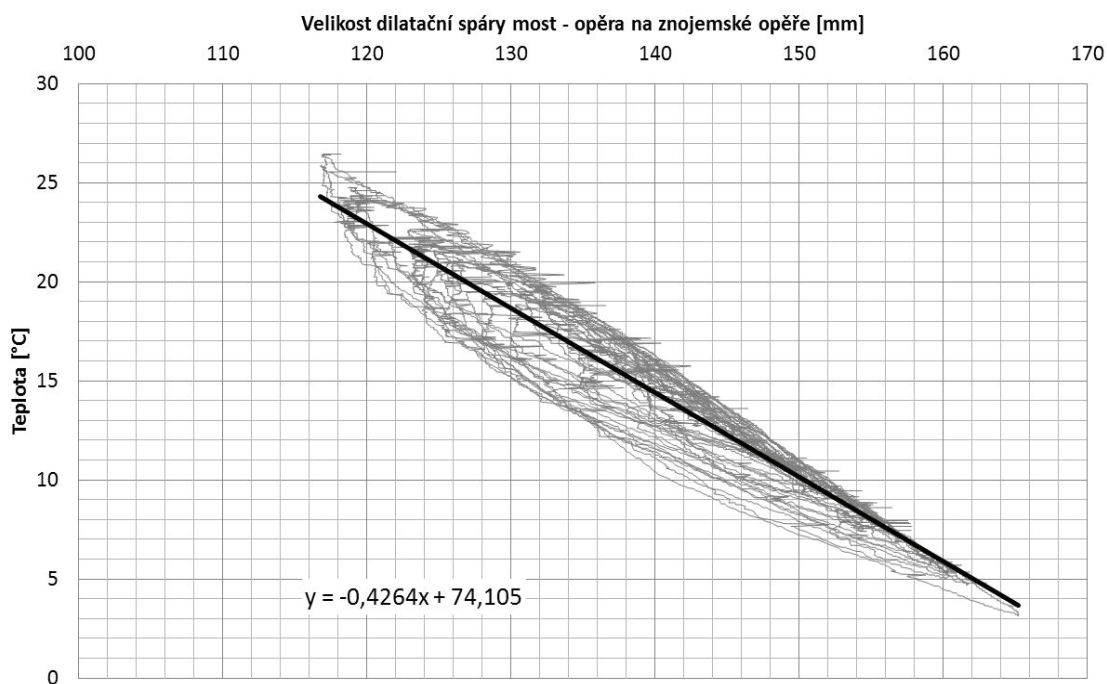
Řešení této situace je možné za předpokladu, že budou pro výpočet dle EN použity vstupní parametry prověřené letitou zkušeností z provozování, potvrzené monitoringem mostů a koleje. Tabulku přípustných dilatačních délek mostů pro použití bezстыkové koleje v předpisu SŽDC S3 pak bude možné nově přehodnotit podle metodiky výpočtu uvedené EN.

### LITERATURA:

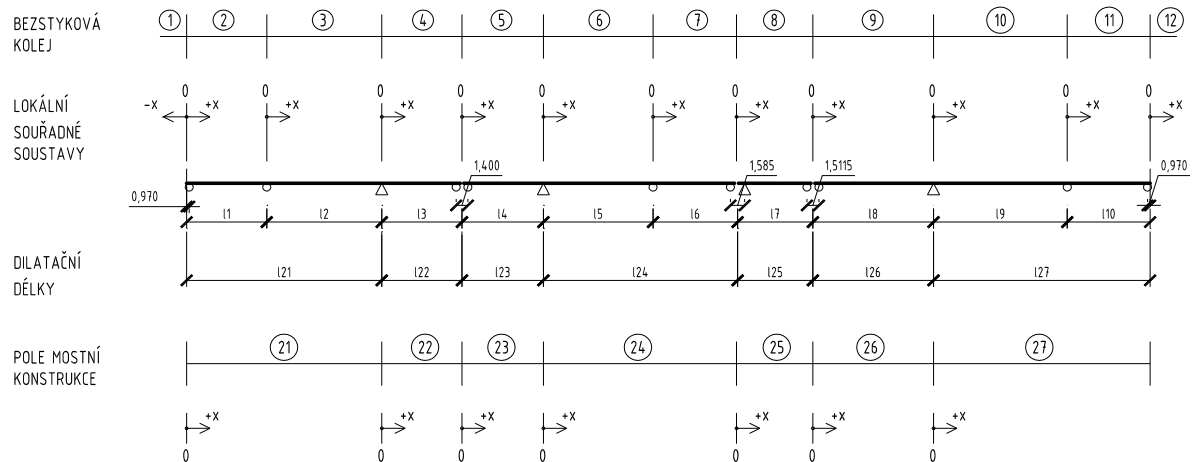
- [1] PLÁŠEK, O., ZVĚŘINA, P., SVOBODA, R., MOCKOVČIAK, M.: *Železniční stavby. Železniční spodek a svršek*. 1. vyd., Brno: CERM, 2004. 291 str. ISBN 80-214-2621-7
- [2] FRÝBA, L.: *Dynamika železničních mostů*. 1.vyd., Academia, Praha 1992. 328 str. ISBN 80-200-0262-6
- [3] MRÓZEK, M.; BRAŤKA, M.; PLÁŠEK, O.; SALAJKA, V., *Analysis of Continuous Welded Rail at Railway Bridge*, příspěvek na konferenci Engineering Mechanics 2009, Svatka, Česká republika, 2009, ISBN 978-80-86246-35-2



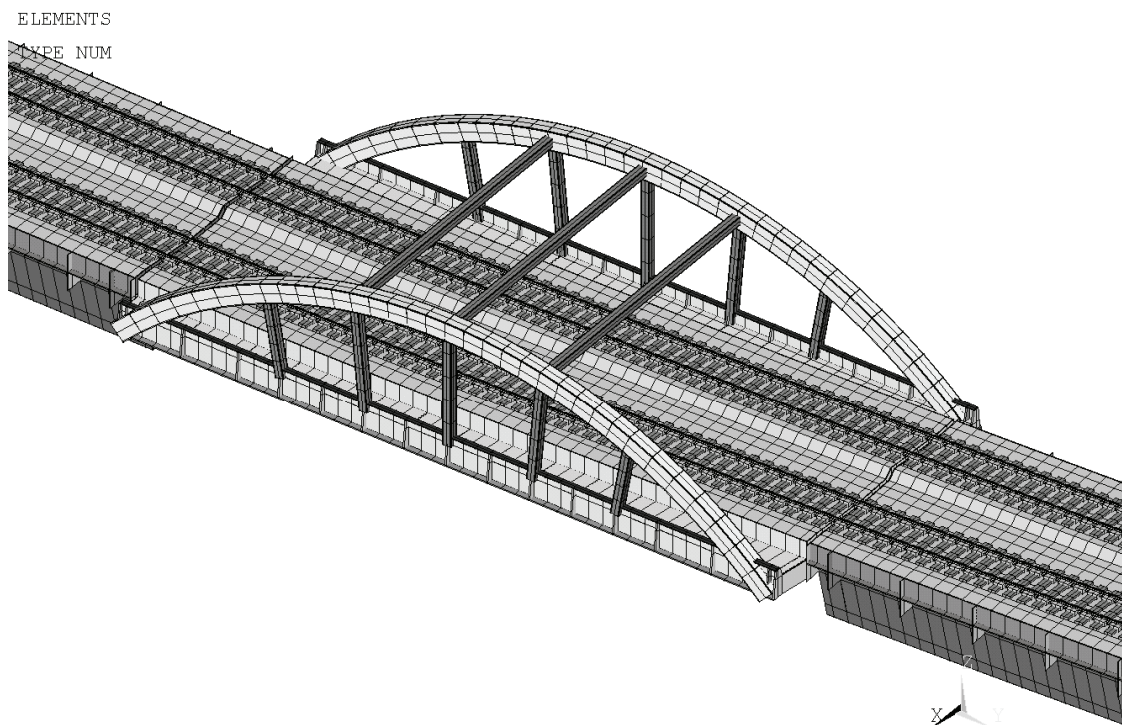
Obr. 1 Příklad průběhu podélného odporu v závislosti na podélném posunutí  $u$



Obr. 2 Závislost dilatace mostní konstrukce na teplotě v IV.2011  
(Pozn.: Regrese je sestavena pro převrácenou veličinu, odpovídá  $\alpha_m = 9,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ )

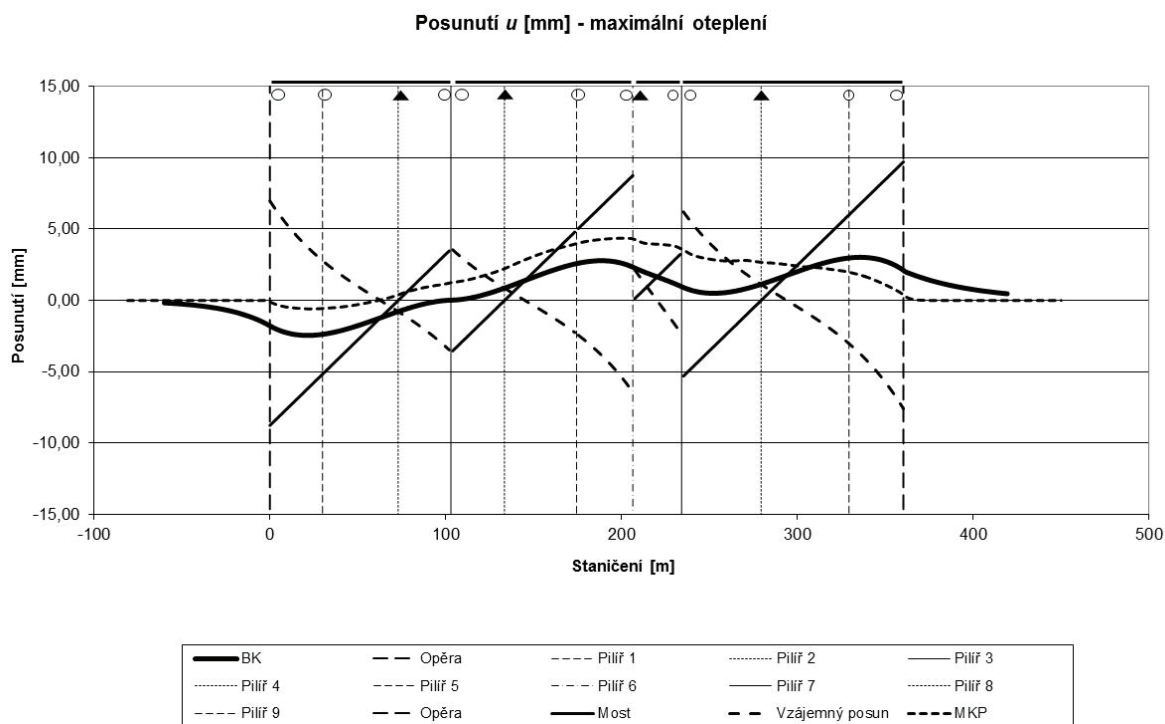


Obr. 3 Schéma uspořádání mostní estakády v Ústí nad Orlicí – varianta uspořádání ložisek

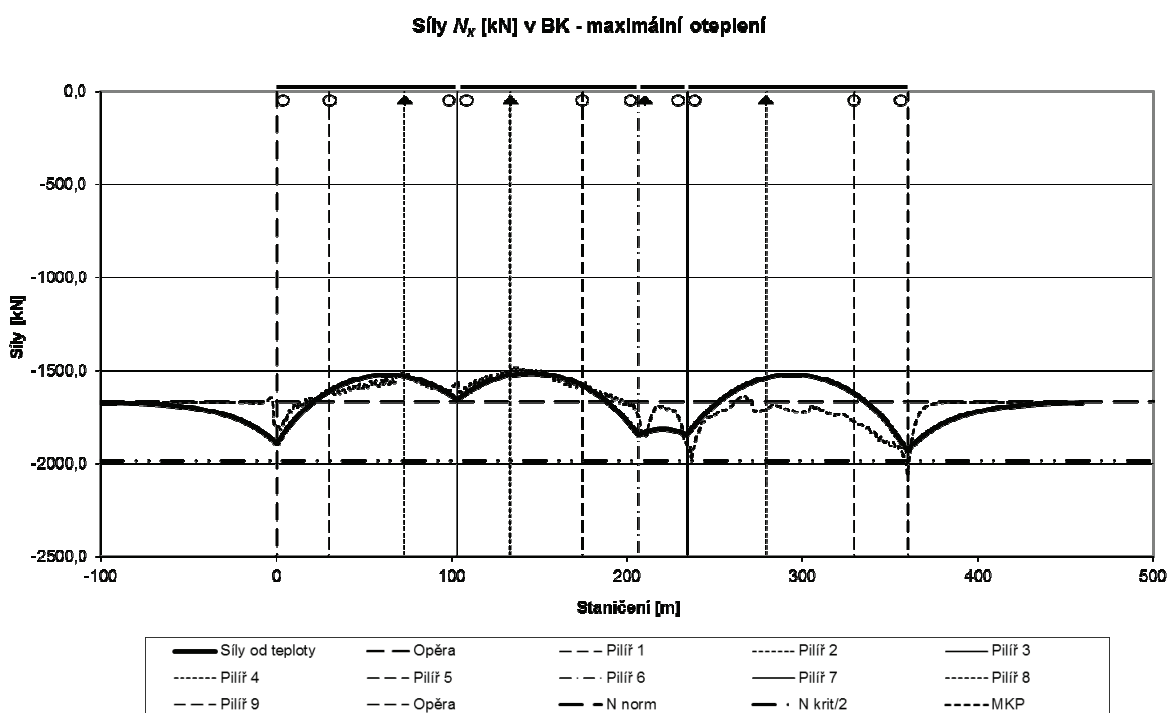


Obr. 4 Detail konečně prvkového modelu mostní estakády v Ústí nad Orlicí – oblast pole č. 8





**Obr. 5** Posunutí koleje pro maximální oteplení – porovnání analytické metody a metody konečných prvků (MKP)



**Obr. 6** Síly v koleji pro maximální oteplení – porovnání analytické metody a metody konečných prvků (MKP – na koncích modelu a nad ložisky výpočetní singularity)

Lektoroval: Ing. Petr Szabó, SZDC Praha