

# POSOUZENÍ VLIVU TUHOSTI NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU NA INTERAKCI BEZSTYKOVÉ KOLEJE NA MOSTĚ

Filip Bláha, \*

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,  
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.  
filip.blaha@fsv.cvut.cz

## ABSTRAKT

Tento článek se zabývá posouzením vlivu tuhosti nosné konstrukce na interakci bezстыkové koleje na mostě, tj. velikostí přídatných sil v kolejnicových pásech a velikostí posunů nosné konstrukce.

Posudek byl proveden na stávajícím železničním mostě na trati Sudoměřice – Votice. Posouzen byl objekt SO 73 20 10, což je třípolový most tvořený dvojicí ocelových I nosníků a železobetonovou deskou. Spodní stavba je tvořena dvěma krajními masivními opěrami a dvojicí mezilehlých pilířů.

V rámci výpočtu byla vždy nejprve posouzena stávající varianta a dále byly měněny tuhosti nosné konstrukce, resp. výšky ocelových nosníků, a byl sledován vliv na změny velikosti přídatného napětí v kolejnicových pásech a velikosti posunů konce nosné konstrukce.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Bezстыková • Kolej • Most • Interakce • Posouzení

## ABSTRACT

This article assesses the influence of the stiffness of the bridge superstructure on the interaction of the continuously welded rail on the bridge, i.e. the magnitude of the additional forces in the rails and the magnitude of displacements of the superstructure.

The assessment was carried out on the existing railway bridge on the line Sudoměřice – Votice. Object SO 73 20 10 was assessed, which is a three-span bridge consisting of a pair of steel I beams and a reinforced concrete slab. The substructure consists of two massive abutments and two pillars.

As part of the calculation, the current variant was assessed first and then the stiffness of the superstructure (the height of the steel girders) was changed and changes of the magnitude of the additional stress in the rails and the sizes of the displacements of the end of the superstructure were monitored.

## KEYWORDS

Continuously • Rail • Bridge • Interaction • Evaluation

## 1. ÚVOD

V současných normách a předpisech je použití bezстыkové koleje omezeno maximální délkou dilatačních celků, nebo musí být použití na daném mostě ověřeno statickým výpočtem. Kritérii pro posouzení je jednak napětí v kolejnicových pásech, jednak maximální horizontální a vertikální posuny horního líce nosné konstrukce.

Z chování bezстыkové koleje však vyplývá, že tyto požadavky jdou vzájemně proti sobě. Při větším podélném odporu jsou posuny nosné konstrukce menší, avšak zároveň se v kolejnicových pásech generuje větší normálové napětí. Naopak při nižším odporu koleje je situace analogicky opačná.

Omezení napětí vychází z materiálových vlastností kolejnicové oceli a jeho maximální či minimální velikost je tak jednoduše opodstatnitelná. Omezení posunů nosné konstrukce však pravděpodobně vychází z jakéhosi historického požadavku a v současné době není zřejmé, z čeho dané limity posunů vychází.

Právě z důvodu omezení posunů nosné konstrukce často dochází k návrhům mostů s nosnou konstrukcí se značnou konstrukční výškou, resp. nízkým poměrem výšky a rozpětí. V rámci numerického modelování byl posuzován vliv změny štíhlosti nosné konstrukce na interakci koleje a mostu, resp. vliv na změny přídatného napětí v kolejnicových pásech a vliv na velikost posunů nosné konstrukce.

## 2. INTERAKCE MOSTU A KOLEJE

Přenos sil z mostu do koleje vzniká při rozdílném posunu horního líce nosné konstrukce a bezстыkové koleje. Velikost tohoto posunu určuje, jak velká síla vznikne v jednotlivých vazbách mezi mostem a kolejí a délka mostní konstrukce udává, kolik vazeb bude spolupůsobit, tzn. jak velká celková síla se vzájemně přenesou. Zjednodušené schéma interakce koleje a mostní konstrukce je přiloženo na následujícím schématu na obrázku 1.

---

\* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

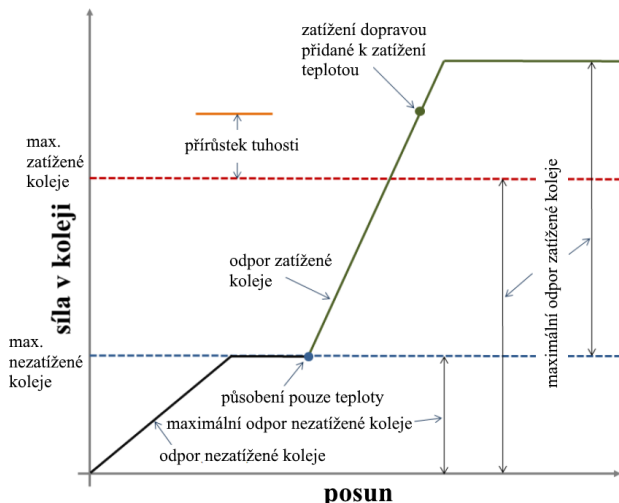


Z hlediska dilatace nosné konstrukce jsou pevná kalotová ložiska umístěna na opěře OP4. Na bezstykové koleji nejsou nad opěrami provedena kolejnicová dilatační zařízení (KDZ), kolejnicové pásy jsou provedené jako průběžné.

#### 4. POSTUP NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ

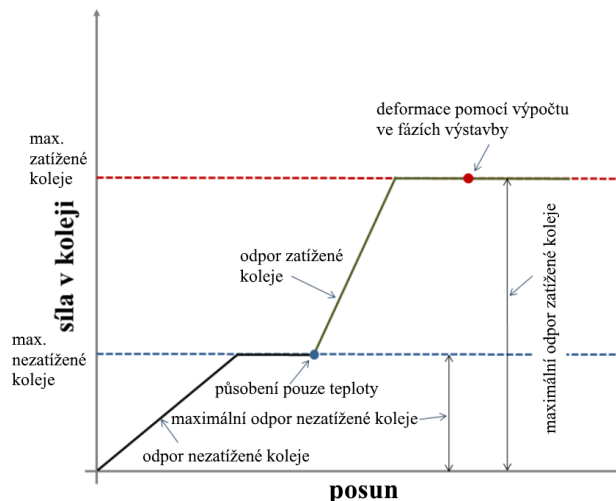
Model pro posouzení kombinované odezvy byl vytvořen v programu Midas Civil pomocí vyvinutého průvodce „Rail Track Analysis Model“. Tento vnitřní program umožňuje zadání kompletní geometrie mostu, ať už se jedná o spojitou konstrukci, řadu prostých nosníků nebo několik spojitých konstrukcí za sebou. U jakéhokoliv typu NK lze nastavit rozmístění ložisek a jejich vlastnosti. U všech prvků je nutné nastavit jejich průřez a použitý materiál. Dále je nutné nastavit polohu kolejí v příčném řezu a nastavení vazeb mezi kolejí a mostovkou. Nastavení vazeb je rozděleno na zatíženou a nezatíženou kolej a je zadáváno formou určení maximální odporové síly dosažené při určitém posunu. Dalším krokem je zadání působícího zatížení. Na výběr je změna teploty kolejnic a NK, dále pak svislé zatížení a brzdné a rozjezdové síly.

V závěru nastavení lze vybrat výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou či kompletní analýzou modelu. Rozdíl mezi těmito možnostmi je ve způsobu výpočtu. U zjednodušené oddělené analýzy je nejprve vypočtena deformace a napětí od účinků teploty s použitím tuhostí pro nezatíženou kolej. V druhém kroku je při použití tuhostí pro zatíženou kolej vypočteno posunutí a napětí od účinků dopravy. Tyto dva oddělené výsledky jsou následně sečteny. Tím ovšem dochází ke zvýšení odporu koleje a vznikají tak větší napětí.



Obrázek 5: Výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou

Druhým způsobem výpočtu je kompletní analýza. V té jsou použity fáze výstavby. V první fázi je konstrukce s tuhostí nezatížené koleje zatěžována teplotou. Následuje druhá fáze, do které jsou převzaty hodnoty posunů z první fáze a jsou vypočteny účinky dopravy na zatíženou kolej. Jelikož výpočty nejsou oddělené, je v koleji zachován stanovený maximální odpor. To vede k příznivějším a reálnějším výsledkům.

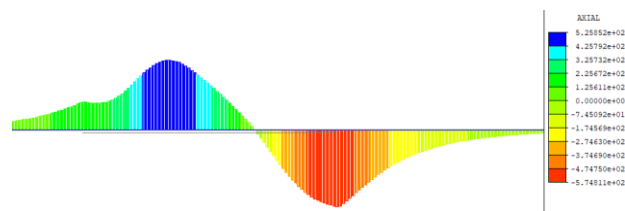


Obrázek 6: Výpočet kompletní analýzou modelu

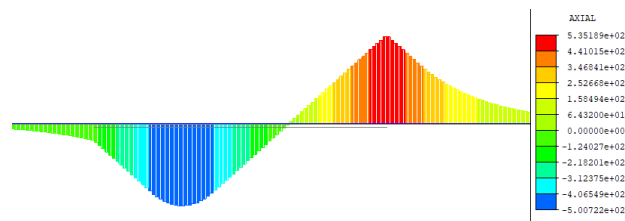
Jak již bylo řečeno v úvodu, přídavné síly v kolejnicových pásech či posuny horního lince nosné konstrukce jsou v rámci interakce koleje a mostu způsobeny od 3 zatížení. Jedná se o nesilové zatížení nosné konstrukce, kdy dochází k její rovnoměrné teplotní změně. Dále se jedná o vertikální silové zatížení koleje železniční dopravou a o horizontální silové zatížení brzdnými a rozjezdovými silami.

#### 4.1. Účinky rovnoměrné změny teploty nosné konstrukce

V normě ČSN EN 1991-2 je stanoveno, že teplotní změny NK  $\Delta T_N$  se mají uvažovat dle normy EN 1991-1-5. V poznámce 2 je uvedeno, že pro zjednodušené výpočty lze změnu teploty NK uvažovat hodnotou  $\Delta T_N = \pm 35 \text{ K}$ . V rámci výpočtu byly použity tyto hodnoty. Na následujících obrázcích 7 a 8 jsou znázorněny přídavné normálové síly v kolejnicových pásech pro ohřátí a ochlazení nosné konstrukce.



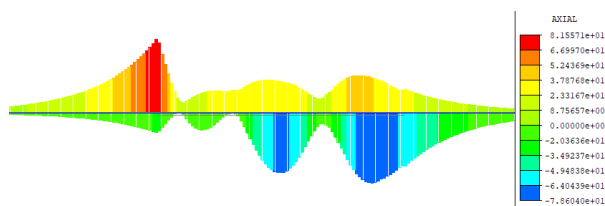
Obrázek 7: Normálové síly v kolejnicích od ohřátí NK o +35°C



Obrázek 8: Normálové síly v kolejnicích od ochlazení NK o -35°C

## 4.2. Svislé zatížení

Dvoukolejný most bude svisle zatěžován modelem LM71 buď na jedné, nebo současně na obou kolejích. Největší účinek samozřejmě nastává při současném zatížení obou kolejí. Bohužel v rámci posouzení kombinované odezvy koleje a mostu nelze přímo ve vestavěném modulu „Rail Track Analysis Model Wizard“ použít pohyblivé zatížení, byl tento krok proveden zvlášť. V modelu byly provedeny pojezdy pohyblivým zatížením. Pro zjištění extrémů přídatných sil v kolejnicích byla zjištěna poloha svislého zatížení, která byla ve finálním kroku použita pro výpočet interakce koleje pomocí Rail Track Analysis Model. Obálka normálových sil v kolejnicích je zobrazena na následujícím obrázku 9.

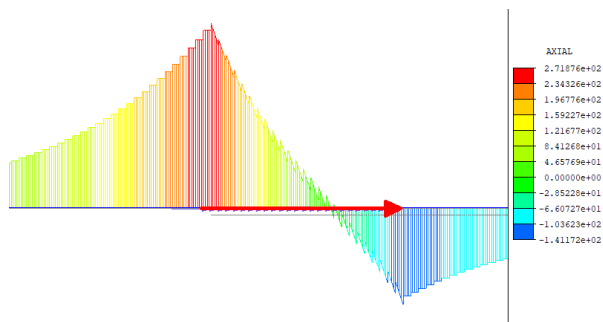


Obrázek 9: Normálové síly v kolejnicích od svislého zatížení LM71

## 4.3. Brzdné a rozjezdové síly

Rozjezdové a brzdné síly se uvažují jako rovnoměrné spojitě zatížení v temenech kolejnicových pásů. Rozjezdové síly jsou stanoveny jako spojitě zatížení  $Q_{lak}=33 \text{ kN/m}$  na příčinnující délce, ovšem jejich celkový účinek je omezen maximální silou 1000 kN. Brzdné síly tvoří spojitě zatížení s menší hodnotou  $Q_{lbk}=20 \text{ kN/m}$ , avšak jejich celkový účinek může být až 6000 kN. Na mostě nebude uvažován stejnosměrný provoz na obou kolejích, tím pádem mohou být vzájemně kombinovány pouze brzdné a rozjezdové síly.

V rámci výpočtu bylo zjištěno, že maximální tahový účinek vzniká v místě „začátku“ působení normálového spojitě zatížení a naopak maximální tlakový účinek na jeho „konci“. Umístění podélných brzdných a rozjezdových sil bylo provedeno ručně dle polohy vyšetřovaného tahového či tlakového extrému. Příklad účinku rozjezdových sil je na následujícím obrázku 10.

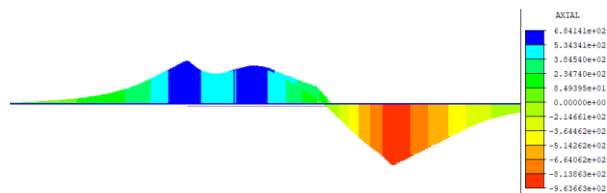


Obrázek 10: Účinek podélných (brzdných či rozjezdových) sil

## 4.4. Varianty nosné konstrukce

Pro stanovení vlivu tuhosti, resp. štíhlosti nosné konstrukce byly finální výpočty provedeny na modelech s rozdílnou tuhostí nosné konstrukce. Pro tyto potřeby byly v rámci výpočtu

měněny pouze výšky ocelových nosníků, zbylé parametry zůstaly zachovány. Stávající nosná konstrukce má výšku nosníků v poměru k nejdélšímu střednímu poli cca  $L/13,5$ . Interakce byla dále posouzena na nosnicích s poměrem výšky ku rozpětí  $L/12$ ,  $L/16$  a  $L/20$ . Na následujícím obrázku 11 jsou znázorněny přídatné normálové síly pro maximální tlakové účinky. Normálové síly byly pro potřeby posouzení přepočteny na normálové napětí.



Obrázek 11: Normálové síly v kolejnicových pásch od interakce mostu a koleje (zobrazení tlak. extrému)

## 5. VÝSLEDKY

V rámci výpočtu kombinované odezvy bezстыkové koleje a předmětného mostu byl zjištěn poměrně malý vliv tuhosti nosné konstrukce. To je dáno zejména malou dilatační délkou nosné konstrukce a poměrně malým rozpětím polí. Pro tento most je rozhodující zejména kritérium průhybu v mezním stavu použitelnosti (MSP), kterým se však posudek interakce koleje na mostě nezabývá. Změny maximálních/minimálních normálových napětí v kolejnicových pásch a velikosti posunů  $\delta_B$  a  $\delta_H$  pro jednotlivé štíhlosti nosné konstrukce jsou přehledně zobrazeny v následující tabulce 1.

	L/12	L/13.5	L/16	L/20
$\sigma$ [MPa]	62.35/ -62.42	62.58/ -62.82	62.96/ -63.50	63.70/ -64.75
$\delta_B$ [mm]	4.07	4.09	4.12	4.17
$\delta_H$ [mm]	2.55	2.93	3.50	4.44

Tabulka 1 : Výsledky interakce mostu a koleje pro různé štíhlosti nosné konstrukce

## 6. ZÁVĚR

V rámci výpočtu interakce mostu a koleje pro různé štíhlosti nosné konstrukce byl na předmětném mostě zjištěn poměrně malý vliv. To je dáno zejména výběrem mostu, který má relativně malou dilatační délku a malé rozpětí polí.

V rámci disertační práce je předpokládáno, že obdobné výpočty budou provedeny na větším mostě, kde účinky kombinované odezvy koleje a mostu budou více patrné. Zároveň se předpokládá výpočet variant se změněnou tuhostí spodní stavby, která má největší vliv na limitní kritérium posunu nosné konstrukce od podélných brzdných a rozjezdových sil. V tomto případě tento vliv nemohl být posouzen, neboť předmětný most má pevné ložisko na opěře, která má na rozdíl od štíhlých pilířů násobně větší tuhost v podélném směru.

## Reference

Směrnice UIC 774-3 R (Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations), 2nd edition, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9

ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. 2015.

VLASÁK, Martin, FOGLAR Marek. Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (metodický základ mvl 150). Praha 2015. [online]. Dostupné z: [http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met\\_komb\\_od\\_kce\\_kol.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met_komb_od_kce_kol.pdf)

Předpis SŽDC S3/2 Bezстыková kolej

LEE, HyeYeon. Rail structure Interaction Analysis. [online]. Dostupné z: <https://www.scribd.com/document/355224083/Czech-MIDAS-Techtalk-Rail-Structure-Interaction-Analysis>