



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Pravděpodobnostní hodnocení interakce mostu a koleje

Probabilistic assessment of the track–bridge interaction

DISERTAČNÍ PRÁCE

Ing. Jiří Kašpárek

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc.
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. (specialista)
doc. Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D. (specialista)

Praha, 2021



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

PROHLÁŠENÍ

Jméno doktoranda: Ing. Jiří Kašpárek

Název disertační práce: Pravděpodobnostní hodnocení interakce mostu a koleje

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval samostatně pod vedením školitele doc. Ing. Tomáše Rottera, CSc. a specialistů doc. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D. a doc. Ing. Miroslava Sýkory, Ph.D.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla v souvislosti s řešením projektů:

- SGS 2017 „Vliv degradace a klimatických jevů na interakci most–kolej“ (řešitel)
- SGS 2018 „Pravděpodobnostní metodika posouzení interakce most–kolej“ (řešitel)
- SGS 2019 „Pravděpodobnostní metodika posouzení interakce most–kolej“ (řešitel)
- SGS 2020 „Vývoj pokročilých smíšených stavebních konstrukcí“ (člen týmu)

V Praze dne 30. 4 2021

.....
podpis

Poděkování

Předložená disertační práce byla zpracována na Katedře ocelových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební Českého vysokého učení technického v Praze během let 2017 až 2021.

Tímto bych chtěl poděkovat svému školiteli doc. Ing. Tomáši Rotterovi, CSc. a školiteli specialistovi doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, Ph.D. za odborné připomínky, věcné rady a náměty, pečlivou korekturu mé práce a za podporu během doktorského studia. Stejně tak bych chtěl poděkovat školiteli specialistovi doc. Ing. Miroslavu Sýkorovi, Ph.D. za odborné vedení a cenné podněty při zpracovávání numerické části práce.

Srdečně bych chtěl poděkovat svým rodičům Pavlovi a Zdence Kašpárkovým za poskytnutí možnosti vysokoškolského vzdělání a za podporu během celého studia, a své manželce Markétě Kašpárkové za trpělivost a porozumění během psaní této disertační práce.

V neposlední řadě bych chtěl poděkovat za finanční prostředky z interní Studentské grantové soutěže ČVUT v Praze č. SGS17/054/OHK1/1T/11, SGS18/116/OHK1/2T/11 a SGS19/150/OHK1/3T/11.

Abstrakt

Bezстыková kolej je v současné době preferována pro převedení běžné i vysokorychlostní dopravy po mostě. Pro posouzení přídatných sil v bezстыkové koleji se aktuálně používá postup, který je založen na zastaralé metodě dovolených přídatných namáhání. Cílem disertační práce je proto vývoj nové pravděpodobnostní metody pro hodnocení účinků interakce most–kolej a ukázka její aplikace. Práce se dělí na experimentální část, numerickou část a případovou studii. V úvodu práce byl shrnut současný stav problematiky bezстыkové koleje a interakce most–kolej. V experimentální části bylo analyzováno chování mostu s bezстыkovou kolejí na základě dat z dlouhodobého monitoringu ocelového obloukového mostu velkého rozpětí. Zároveň byly získány podklady pro numerickou část (pravděpodobnostní a regresní modely). V numerické části byly definovány pravděpodobnostní modely pro účinky zatížení teplotou a dopravou, včetně pravděpodobnostního popisu kombinací. Následně byly odvozeny dílčí součinitele zatížení a kombinační součinitele. V závěru práce byla provedena případová studie, ve které byla ukázána aplikace navržené pravděpodobnostní metody na příkladu spřaženého ocelobetonového mostu. Pravděpodobnostním postupem byly odvozeny dílčí součinitele zatížení, které byly specificky kalibrovány pro ověření interakce mostu a koleje. Ukazuje se, že zohlednění měření a snížení nejistot v účinku zatížení vede k významné redukci dílčích součinitelů – pro zatížení teplotou na 1,1, pro svislé zatížení dopravou na 1,4 a pro vodorovné účinky od brzdění na 1,3. Byly ověřeny také kombinační součinitele – doporučuje se uvažovat hodnoty podle Eurokódů. V navazujícím výzkumu se doporučuje dosažené výsledky ověřit pro další typy mostů a ověřit pravděpodobnostní modely plastického podélného odporu zatížené koleje a poměru vodorovného a svislého zatížení od železniční dopravy.

Klíčová slova: pravděpodobnostní hodnocení, interakce most–kolej, dlouhodobý monitoring, podélný odpor.

Abstract

Continuous welded rail is currently preferred for bridges supporting both conventional and high-speed tracks. According to current practice, additional forces in continuously welded rail are verified. The approach is based on an outdated method of permissible additional stress in the rail. Therefore, this thesis develops a new probabilistic method for the assessment of the effects of track–bridge interaction and verifies method on a case study. The thesis starts off with an overview of the state-of-the-art information of the continuous welded rail and the track–bridge interaction. The main part consists of an experimental part, a numerical part and the case study. The behaviour of a bridge with continuous welded rail is thoroughly analysed in the experimental part. The analysis is based on data obtained from long-term monitoring of a long-span steel arch bridge. In addition, probabilistic and regression models are determined and utilised subsequently in the numerical part where probabilistic models for the effects of thermal and traffic loads are proposed, including probabilistic description of load combinations. The partial load factors for actions and combinations of actions are then derived. In the case study of a steel-concrete composite bridge, the application of the proposed probabilistic method is demonstrated. The probabilistic approach makes it possible to calibrate partial factors for load effects considering conditions specific for track-bridge interaction. It appears that the partial factors can be significantly reduced when considering measurements from monitoring – the partial factor for thermal actions may be reduced to 1,1, for vertical effects of railway loads to 1,4, and for horizontal effects due to braking to 1,3. The analysis of load combinations shows that the values of combination factors may be considered as recommended in Eurocodes. Within future research, obtained findings should be verified considering other types of bridges. The probabilistic models for plastic longitudinal resistance of a loaded track and for the ratio of horizontal and vertical traffic load should be analysed in detail.

Keywords: probabilistic assessment, track–bridge interaction, long-term monitoring, longitudinal resistance.

Obsah

Seznam použitých zkratk	1
Seznam použitých symbolů	2
1 Úvod	5
2 Současný stav problematiky	6
2.1 Bezстыková kolej	6
2.1.1 Základní pojmy	6
2.1.2 Vývoj a popis bezстыkové koleje	7
2.1.3 Poruchy bezстыkové koleje	8
2.1.4 Teorie bezстыkové koleje v širé trati	10
2.1.5 Teorie bezстыkové koleje na mostě	12
2.1.6 Podélný odpor koleje	13
2.2 Interakce most–kolej	15
2.2.1 Popis interakce most–kolej	15
2.2.2 Způsoby omezení účinků interakce most–kolej	18
2.2.3 Stav interakce most–kolej ve vědecké oblasti	21
3 Cíle disertační práce	24
4 Experimentální část	25
4.1 Popis sledovaného mostu a rozsah experimentu	25
4.1.1 Popis sledovaného mostu	25
4.1.2 Rozsah monitoringu	27
4.1.3 Kompenzování teplotních vlivů u tenzometrů	33
4.2 Vyhodnocení dlouhodobého monitoringu	35
4.2.1 Dlouhodobé chování mostu a koleje	35
4.2.2 Vyhodnocení denních teplotních cyklů	42
4.2.3 Vyhodnocení přejezdů vlaků	44
4.2.4 Souhrn extrémních teplot, posunů a napětí	46
4.2.5 Vyhodnocení vlivu interakce most–kolej od teploty	47
4.2.6 Vyhodnocení podélných odporů	51
5 Numerická část	56
5.1 Pravděpodobnostní model pro účinek zatížení teplotou v širé trati	56
5.1.1 Pravděpodobnostní definice návrhové hodnoty účinku zatížení	56
5.1.2 Modelování extrémních teplot vzduchu	57
5.1.3 Modelování extrémních teplot kolejnice a hlavního nosníku	58
5.1.4 Dílčí součinitele zatížení	62
5.1.5 Závěry kapitoly	64
5.2 Pravděpodobnostní model pro účinek zatížení teplotou na mostě	65

5.2.1	Parametrická studie signifikantních veličin.....	65
5.2.2	Modelování extrémních změn teploty mostu	68
5.2.3	Dílčí součinitele zatížení	69
5.2.4	Závěry kapitoly.....	71
5.3	Pravděpodobnostní model pro účinek zatížení dopravou	73
5.3.1	Parametrická studie signifikantních veličin.....	73
5.3.2	Modelování plastického podélného odporu pro zatíženou kolej.....	78
5.3.3	Modelování koeficientu svislého zatížení	79
5.3.4	Dílčí součinitele zatížení	80
5.3.5	Závěry kapitoly.....	81
5.4	Kombinace zatížení	82
5.5	Mezní stav použitelnosti.....	86
6	Případová studie	87
6.1	Dílčí součinitel zatížení teplotou.....	89
6.2	Dílčí součinitel zatížení dopravou.....	91
6.3	Kombinace zatížení	94
6.4	Diskuse	97
7	Shrnutí a závěry	98
	Reference.....	100
	Příloha – Životopis autora	105

Seznam použitých zkratek

A	akcelerometr
BK	bezstyková kolej
BO	břeclavská opěra
CC	třída následků (anglicky consequences class)
ČSN	česká technická norma
ČSN EN	zavedení evropských norem do souboru ČSN
ČSR	Československá republika
ČVUT	České vysoké učení technické v Praze
DZZ	dynamická zatěžovací zkouška
EN	evropská norma (anglicky European standard)
G-S	Goodmanův–Smithův (diagram)
HN	hlavní nosník
ISD	induktivní snímač dráhy
JCSS	Společná komise pro spolehlivost stavebních konstrukcí (anglicky Joint Committee on Structural Safety)
KDZ	kolejové dilatační zařízení
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
M-W	Meyer–Wunstorf (řídící tyč)
MZ	mostní závěr
NK	nosná konstrukce
O1	opěra 1
O2	opěra 2
ÖBB	Rakouské spolkové dráhy (německy Österreichische Bundesbahnen)
PSD	potenciometrický snímač dráhy
RC	třída spolehlivosti (anglicky reliability class)
RK	rozhraní konfigurace
SB	střední bod
SŘDM	systém řízené dilatace mostu
ST	snímač teploty
STK	snímač teploty kolejnice
STV	snímač teploty vzduchu
SZZ	statická zatěžovací zkouška
TK	tenzometr na kolejnici
TN	tenzometr na nosné konstrukci
UIC	Mezinárodní železniční unie (francouzsky Union Internationale des Chemins de fer)
USAF	Letectvo Spojených států amerických (anglicky United States Air Force)
VO	vídeňská opěra

Seznam použitých symbolů

Symbole specifické pro kapitoly 2, 3 a 4

Velká písmena latinské abecedy

A	průřezová plocha [m ²]
A_k	průřezová plocha kolejnice [m ²]
E	Youngův modul pružnosti oceli [GPa]
EA	normálová (osová) tuhost koleje [N]
$(EA)_m$	normálová (osová) tuhost mostu [N]
L_{ij}	vzdálenost mezi tenzometry na kolejnici nad mostním závěrem a na rozhraní konfigurace koleje [m]
L_ϕ	náhradní délka prvku pro výpočet dynamického součinitele [m]
N	normálová (osová) síla v koleji [N]
R	osová síla v koncovém průřezu bezstykové koleje, představující třecí odpor kolejnicových spojek a při vyčerpání dilatační spáry kontaktní sílu [N]
T	aktuální teplota kolejnice [°C],
T_N	neutrální teplota kolejnice [°C]
ΔT	změna teploty kolejnice [K]

Malá písmena latinské abecedy

c	korekční faktor
k	konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem koleje na zemním tělese [N/m ²]
k_m	konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem koleje na mostě [N/m ²]
l	délka kolejnice [m]
l_k	délka dýchajícího konce [m]
l_m	dilatační délka mostu [m]
q_x	vnější zatížení [N/m]
r	podélný odpor koleje [N na m koleje]
r_0	plastický podélný odpor koleje [N na m koleje]
u	podélné posunutí koleje [m]
u_k	posun koleje v místě mostního závěru [m]
u_m	posunutí mostu vlivem změny teploty [m]
u_0	relativní posun mostu a koleje na mezi plasticity [m]
u_{rel}	relativní posun mostu a koleje [mm]
x	vzdálenost průřezu od konce bezstykové koleje [m]

Velká písmena řecké abecedy

Δl	změna délky kolejnice [m]
------------	---------------------------

Malá písmena řecké abecedy

α_m	součinitel teplotní délkové roztažnosti mostu [K ⁻¹]
α_t	součinitel teplotní délkové roztažnosti kolejnicové oceli [K ⁻¹]
ε	poměrné přetvoření

ν	Poissonovo číslo
σ	normálové (osové) napětí v kolejnici [Pa]
σ_i	napětí v kolejnici z tenzometru nad mostním závěrem [Pa]
σ_j	napětí v kolejnici z tenzometru na rozhraní konfigurace koleje [Pa]

Symbole specifické pro kapitoly 5 a 6

Velká písmena latinské abecedy

E	účinek zatížení
E_d	návrhový účinek zatížení
E_{max}	náhodná veličina závislá na čase t
E_Q	účinek zatížení dopravou, dále zjednodušeně značen Q
H/Q	poměr vodorovného a svislého zatížení
Q	účinek zatížení dopravou
Q_{cd}	průměrná hodnota zatížení dopravou
$Q_{max,d}$	maximum zatížení dopravou
Q_{stat}	statický účinek zahrnující nejistoty ve vlastní tíze železničního vozidla a užitných zatíženích, případně rozmístění nápravových sil
T	účinek teplotního zatížení
$T_{0,k}$	neutrální teplota kolejnice [°C]
$T_{0,m}$	počáteční teplota mostu [°C]
$T_{atm,1max}$	atmosférická teplota, roční maxima [°C]
$T_{atm,1min}$	atmosférická teplota, roční minima [°C]
$T_{atm,25max}$	atmosférická teplota, 25letá maxima [°C]
$T_{atm,25min}$	atmosférická teplota, 25letá minima [°C]
T_{cd}	průměrná hodnota teplotního zatížení
$T_{max,d}$	maximum teplotního zatížení
V	variační koeficient

Malá písmena latinské abecedy

d	označení návrhové hodnoty, index
k	označení charakteristické hodnoty, index
$k_{\nu,1max}$	koeficient svislého zatížení, roční maxima
$k_{\nu,25max}$	koeficient svislého zatížení, 25letá maxima
r_0	plastický podélný odpor, běžná konfigurace koleje [N/m]
$r_{0,zat}$	plastický podélný odpor, běžná konfigurace koleje, zatížená kolej [N/m]
$r_{0,MZ}$	plastický podélný odpor, konf. koleje se žlutými svěrkami u MZ [N/m]
$r_{0,MZ,zat}$	plastický podélný odpor, konfigurace u MZ, zatížená kolej [N/m]
n	počet
p	náhodné číslo generované na intervalu (0,1)
t	uvažovaný časový interval (návrhová doba životnosti)
w	šikmost

Velká písmena řecké abecedy

$\Delta T_{HN,max}$	nejistota modelu maximální teploty HN [°C]
$\Delta T_{HN,min}$	nejistota modelu minimální teploty HN [°C]
$\Delta T_{k,max}$	nejistota modelu maximální teploty kolejnice [°C]
$\Delta T_{k,min}$	nejistota modelu minimální teploty kolejnice [°C]
ΔT_m	teplotní rozdíl mezi aktuální teplotou mostu a teplotou mostu, při níž byla zřízena bezстыková kolej na mostě [K]
$\Delta T_{m,1max}$	změna teploty mostu, roční maxima [°C]
$\Delta T_{m,1min}$	změna teploty mostu, roční minima [°C]
$\Delta T_{m,25max}$	změna teploty mostu, 25letá maxima [°C]
$\Delta T_{m,25min}$	změna teploty mostu, 25letá minima [°C]
$\Delta \sigma_{brz,D4}$	nejistota modelu napětí v kolejnici od brzdění D4 [Pa]
$\Delta \sigma_{brz,LM71}$	nejistota modelu napětí v kolejnici od brzdění LM71 [Pa]
$\Delta \sigma_{sv,D4}$	nejistota modelu napětí v kolejnici od svislého zatížení D4 [Pa]
$\Delta \sigma_{sv,LM71}$	nejistota modelu napětí v kolejnici od svislého zatížení LM71 [Pa]
$\Delta \sigma_{T,int}$	nejistota modelu napětí v kolejnici od interakce [Pa]
Φ	distribuční funkce standardního normálního rozdělení
Φ_3	dynamický součinitel

Malá písmena řecké abecedy

α_E	součinitel citlivosti metody FORM pro účinky zatížení
β	index spolehlivosti
γ_Q	dílčí součinitel zatížení dopravou
$\gamma_{T,max}$	dílčí součinitel zatížení teplotou
θ	nejistota při stanovení účinku zatížení
μ	průměr
σ	směrodatná odchylka
σ_d	návrhová hodnota napětí v kolejnici od zatížení teplotou a dopravou
$\sigma_{Q,k}$	charakteristická hodnota napětí v kolejnici od zatížení dopravou
$\sigma_{T,k}$	charakteristická hodnota napětí v kolejnici od zatížení teplotou
φ	dynamický součinitel
Ψ_Q	kombinační součinitel pro zatížení dopravou
Ψ_T	kombinační součinitel pro zatížení teplotou

1 Úvod

Pro převedení běžné i vysokorychlostní železniční dopravy po mostě se v současné době dává přednost bezстыkové koleji (BK). Použití bezстыkové koleje zvyšuje bezpečnost a jízdní komfort železniční dopravy, ale také má vliv na návrh a koncepci mostu. Kvůli vzájemnému spojení mostu a bezстыkové koleje, takzvané interakci most–kolej, vznikají v koleji i v mostu přídavná namáhání, například normálové napětí v kolejnici a vodorovné síly v ložiskách mostu. Pro posouzení přídavných sil v BK se aktuálně používá postup, který je navzdory implementaci v Eurokódech založen na zastaralé metodě dovolených přídavných namáhání. Tato metoda se narozdíl od metody dílčích součinitelů neopírá o pravděpodobnostní teorii, ale určuje maximální hodnoty přídavného napětí v kolejnici, které jsou stanovené konzervativně.

Na jedné straně se při návrhu nových železničních mostů velkého rozpětí podle Eurokódů často stává, že mosty při posouzení přídavných sil v bezстыkové koleji nevyhovují posudku, který je založen na metodě dovolených přídavných namáhání. Nosné konstrukce (NK) mostů na základě tohoto postupu nesplňují požadavky na limitní deformace, což vede k instalaci kolejových dilatačních zařízení (KDZ), jejichž pořizovací cena je vysoká a vyžadují nákladnou a náročnou údržbu. Skutečná přídavná namáhání jsou však často mnohem menší než namáhání předpokládaná tímto statickým výpočtem a bezстыková kolej funguje bez problémů. Ve Francii a Španělsku existují mosty dilatační délky okolo 200 m bez KDZ, které fungují uspokojivě bez překračování limitních napětí v kolejnicích [1]¹. Příkladem železničního mostu velkého rozpětí je i Ponte de São João přes řeku Douro v Portu, viz obr. 1.

Na druhé straně při podcenění nebo zanedbání interakce mostu a koleje může dojít k poruše bezстыkové koleje – vybočení koleje nebo lomu kolejnice. Pro bezpečný a hospodárný návrh mostních konstrukcí s bezстыkovou kolejí je nutné se problematikou kombinované odezvy podrobně zabývat a správně definovat účinky interakce mostu a koleje. Z tohoto důvodu se tato disertační práce zabývá návrhem pravděpodobnostní metody, pomocí které je možné stanovit účinky interakce most–kolej a následně optimalizovat návrh bezстыkové koleje na mostě.



Obr. 1: Železniční most Ponte de São João, Porto, Portugalsko, rozpětí hlavního pole 250 m, v pozadí je historický Ponte de D. Maria Pia od Gustava Eiffela z roku 1877

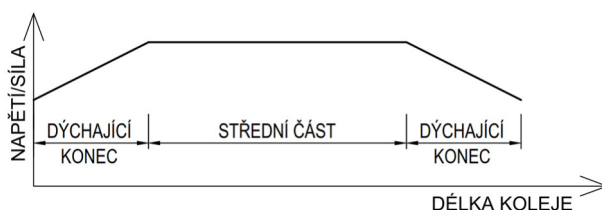
¹ Formát citace „[#]“ znamená, že odkazovaná publikace se týká jedné věty. Pokud je uveden formát „, [#]“, odkazovaná publikace se týká všech předchozích vět v odstavci.

2 Současný stav problematiky

2.1 Bezстыková kolej

2.1.1 Základní pojmy

Bezстыková kolej je kolej s kolejnicovými pásy v kolejích a výhybkách (bez kolejnicových styků) o délce 150 m a větší. Kolejnicové pásy musejí být upnuty při dovolené upínací teplotě. Kolej s kratšími kolejnicovými pásy se za bezстыkovou kolej nepovažuje. [2] Bezстыková kolej se skládá ze dvou dýchajících konců a střední části, viz obr. 2.



Obr. 2: Základní části BK

Dýchající konec je část na začátku a konci BK. V dýchajícím konci dochází v důsledku teplotních změn k dilatačnímu pohybu kolejnic, který se projeví změnou velikosti koncové dilatační spáry. Délka dýchajícího konce závisí na velikosti podélného odporu koleje. Dýchající konec se uvažuje v délce 75 m. [2]

Střední část je část BK mezi dýchajícími konci, v níž kolejnice při dostatečné velikosti podélného odporu koleje nevykazují žádný pohyb [2].

Podélný odpor koleje je odpor proti posunutí koleje ve směru její podélné osy. Na jeho velikost má vliv zejména:

- a) odpor proti posunutí kolejnic v uzlech upevnění,
- b) odpor proti podélnému posunutí kolejového roštu v kolejovém loži, který závisí zejména na hmotnosti kolejového roštu, stavu kolejového lože a na velikosti boční plochy pražců. [2]

V provozované koleji se při dobrém udržovacím stavu koleje dosahuje nejméně následujících hodnot podélných odporů:

- 7 kN proti podélnému posunutí kolejnice na podkladnici nebo pražci v jednom uzlu upevnění kolejnice [2, 3],
- 9 kN proti podélnému posunutí kolejnice na podkladnici nebo pražci v jednom uzlu upevnění kolejnice pro kategorii upevnění D (rychlost vyšší než 250 km/h) [3],
- 10 kN na metr koleje proti podélnému posunutí kolejového roštu v kolejovém loži, tj. 6 kN na příčný pražec při rozdělení „u“ [2].

Příčný odpor koleje je odpor proti směrovému posunutí koleje. Na jeho velikost má vliv zejména hmotnost a tuhost kolejového roštu, stav kolejového lože, druh kolejnicových podpor. [2]

Upínací teplota je teplota kolejnic nebo teplota odpovídající uměle vyvolané změně délky kolejnicových pásů napínáním nebo ohřevem při svaření závěrného svaru a upnutí těchto kolejnicových pásů [2].

Dovolená upínací teplota je stanovené rozmezí teplot kolejnic nebo teplot odpovídajících uměle vyvolané změně délky kolejnicových pásů, při níž smějí být kolejnicové pásy svařeny závěrnými svary a upnuty bez nutnosti dodatečných úprav napětí. Dovolená upínací teplota je

od 17 °C do 23 °C. Teplota kolejnic v klimatických podmínkách ČR dosahuje obvykle hodnot od -30 °C do 60 °C. [2]

Neutrální teplota je teplota kolejnic, při níž jsou kolejnice bez podélného napětí od teplotních změn [2]. Původní hodnota neutrální teploty je teplota upínací, tj. teplota při zřízení bezстыkové koleje. Tato teplota se však vlivem údržby, odstraňování závad, špatného stavu upevnění a následným putováním kolejnic po dobu životnosti bezстыkové koleje mění. [4]

2.1.2 Vývoj a popis bezстыkové koleje

Vývoj bezстыkové koleje je popsán například v [4–6]. V historii se běžně zřizovala pouze stykovaná kolej z kolejnic délky 25 m a kratších. Stykovaná kolej s dilatačními spárami šířky 20 mm umožňuje volnou dilataci kolejnic od teplotních změn a v koleji nevznikají žádné podélné osové síly. Kolejnicové styky jsou zdrojem zvýšeného hluku a dynamického namáhání. Následkem zvýšeného dynamického namáhání koleje dochází k její rychlejší degradaci a potřebě náročné a nákladné opravy nebo výměny. Stykovaná kolej má také negativní vliv na jízdní komfort. Z důvodu redukce kolejnicových styků začala ve světě v průběhu dvacátých let 20. století vznikat kolej s kolejnicovými pásy dlouhými 70 m a delšími. V Německu byly v roce 1935 svařeny kolejnicové pásy o délce 1000 m. V ČSR byl první úsek BK zřízen roku 1954.

Vytvoření bezстыkové koleje odstraněním kolejnicových styků vede ke snížení hlučnosti a dynamického namáhání jízdní dráhy. Díky tomu se zvyšuje životnost koleje i vozidel a snižují se náklady na jejich údržbu a opravy. Absence dilatačních spár má pozitivní vliv na bezpečnou jízdu vlaků a jízdní komfort. Od určité délky souvisle svařených kolejnic dochází ve střední části k ustálení podélných odporů na takové hodnotě, že je kompletně zabráněno dilatačnímu pohybu kolejnic. Vzhledem k zablokovaným posunům pak při změně teploty dochází ve střední části BK ke změně napjatosti a vzniku osových sil. Dilatují jen krajní části bezстыkové koleje – dýchající konce. Podélným osovým a příčným silám vzdoruje kolejový rošt v kolejovém loži. Síly se z kolejnice přenáší do kolejového roštu a odbourávají se aktivací odporů v upevňovacích a odporů v kolejovém loži. Konstrukci BK je možné rozdělit do 3 typů: kolej s kolejovým dilatačním zařízením na konci (KDZ na konci umožňuje posuny), kolej s částečně regulovaným napětím (na koncích koleje jsou vložena vyrovnávací pole) a kolej s plným napětím od teplotních změn (na koncích běžné kolejnicové styky, nejrozšířenější typ).

Podmínky pro zřizování bezстыkové koleje jsou definovány v národních standardech, pro ČR jsou uvedeny v předpisu [2]. BK se smí zřídit, pokud konstrukce železničního svršku v dostatečné míře zajišťuje potřebnou rámovou tuhost a stabilitu koleje. Na mostních objektech se v ČR dává přednost průběžné BK. Zřizuje se všude tam, kde to umožňují podmínky v [7]:

- Při zřizování BK na mostních objektech s otevřeným kolejovým ložem platí bez dalších omezení stejné zásady jako pro bezстыkovou kolej na zemním tělese (viz [2]).
- Při zřizování BK na mostních objektech s kolejovým ložem ve žlabu a s konstrukcemi výhradně bez ložisek (klenby, trubní objekty, rámy, oblouky s klouby apod., konstrukce s přesypávkou i bez přesypávky) platí stejné zásady jako pro BK na zemním tělese (viz [2]). Nadvýšení kolejového lože se však neprovádí.
- Pro zřízení průběžné BK na mostním objektu s konstrukcemi s ložisky jsou rozhodující dilatační délky nosných konstrukcí L_T .
- Nosná konstrukce má jednu nebo dvě dilatační délky. Je-li pevné ložisko na konci nosné konstrukce, má konstrukce jednu dilatační délku. Je-li pevné ložisko mezi pohyblivými ložisky, má konstrukce dvě dilatační délky.
- Průběžnou BK na mostních objektech s dilatujícími konstrukcemi s kolejovým ložem i bez kolejového lože lze zřídit, jsou-li dilatační délky nosných konstrukcí L_T menší nebo rovné největším přípustným dilatačním délkám L_T uvedeným v tab. 1.

Tab. 1: Největší přípustné dilatační délky L_T nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK [7]

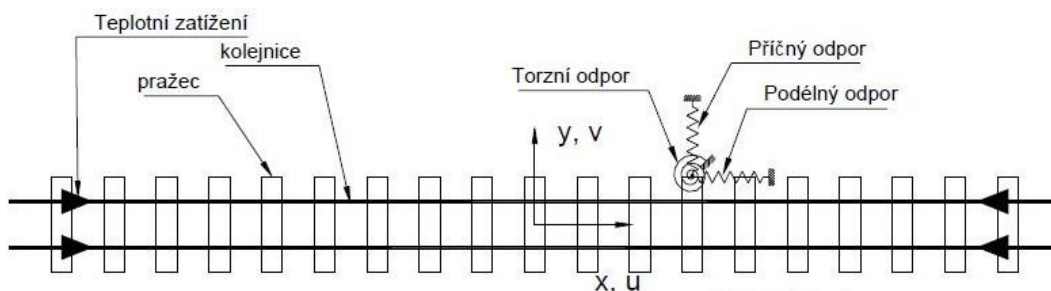
Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatační délka L_T	Tvar kolejnice 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi									
			ocelovými					ocelobetonovými		betonovými		
			s kolejovým ložem		s mostnicemi uloženými		s přímým uložením koleje	s kolejovým ložem		s kolejovým ložem		
			pražce	pražce	centricky	plošně		pražce	pražce	pražce	pražce	pražce
dřevěné		betonové		dřevěné		betonové		dřevěné		betonové		
L _T [m]												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1												
2		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	
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	
	počet konstrukcí není omezen											
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	

2.1.3 Poruchy bezстыkové koleje

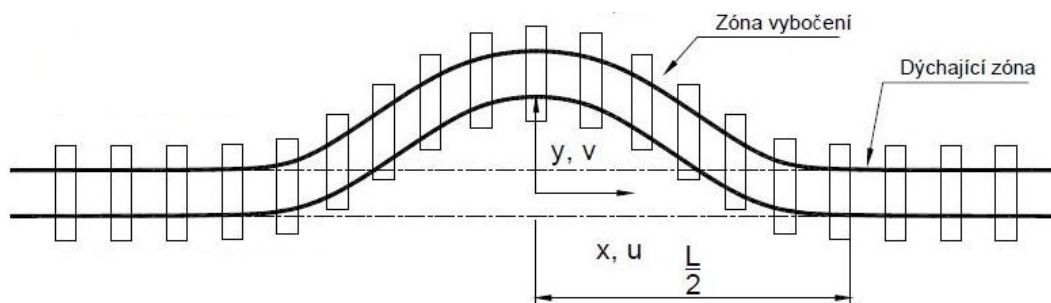
V bezстыkové koleji vzniká v důsledku eliminace dilatačních spár osové namáhání, které může způsobit dva typy poruchy – vybočení koleje a lom kolejnice, viz obr. 3. Vybočení koleje nastává při nadměrném vzpěrném tlakovém namáhání koleje. Tlakové namáhání vzniká při oteplení koleje v letních měsících. Při vybočení dochází k významným výchylkám, které mohou způsobit nebezpečné vykolejení vlaku. Na obr. 4 je nevybočená kolej bez poruchy. Ke ztrátě stability a následnému vybočení dochází především ve vodorovné rovině – v příčném směru vzhledem k jízdni dráze, viz obr. 5 – obr. 7. Vybočení ve vodorovném směru brání příčný a podélný odpor pražců ve šterkovém loži a rámová tuhost koleje. K vybočení ve svislé rovině, tedy proti směru gravitace, dochází méně často, neboť kolej je stabilizována vlastní tíhou kolejového roštu, viz obr. 8. Pokud k této poruše dojde, nastává většinou kombinace vybočení ve svislé a vodorovné rovině. Při vybočení koleje nastává uvolnění podélných posunů koleje a oblasti za deformačními vlnami (dýchající zóny) se začnou chovat jako dýchající konce BK. Vybočení způsobené pouze teplotním zatížením se označuje jako statické vybočení, zatímco vybočení při průjezdu vlaků v kombinaci s teplotním zatížením se označuje jako dynamické. Kolej má větší odolnost proti statickému vybočení než proti dynamickému.



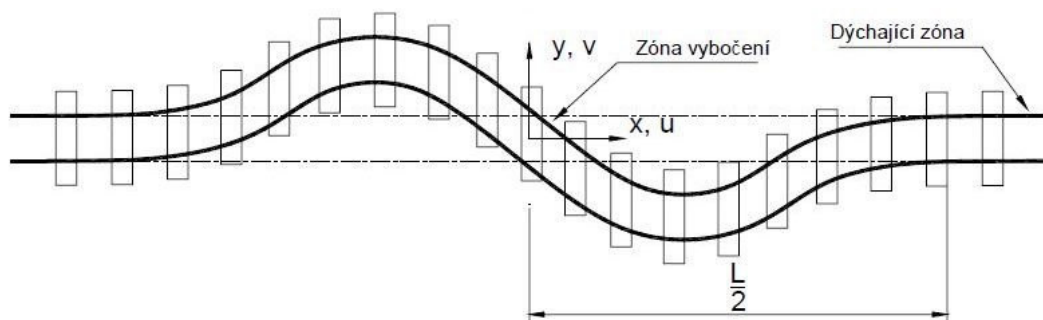
Obr. 3: Vlevo vybočená kolej [8], vpravo lom kolejnice [9]



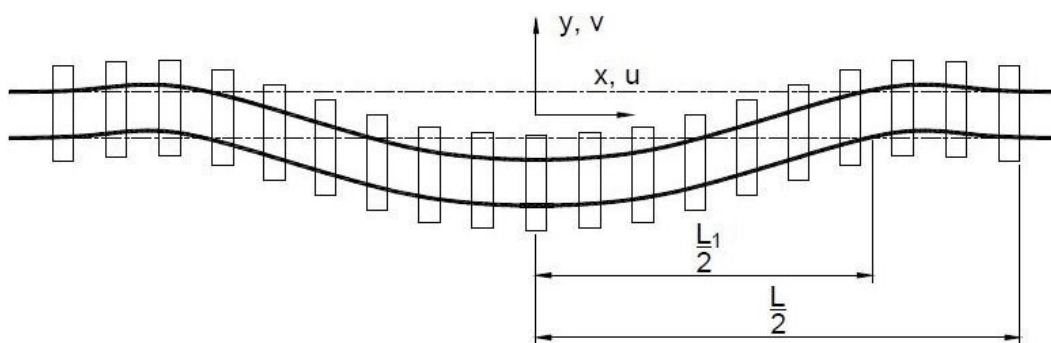
Obr. 4: Nevybočená kolej [4]



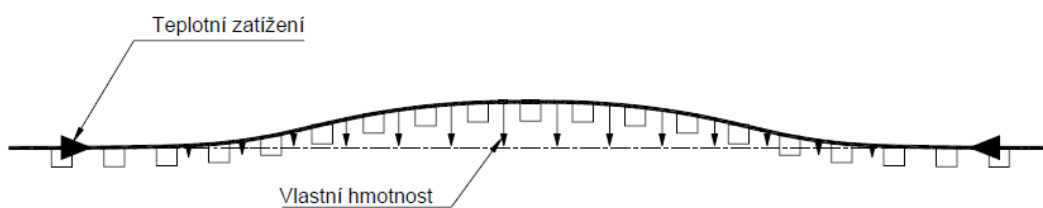
Obr. 5: Symetrický tvar vybočení, 1 půlvlna [4]



Obr. 6: Anti-symetrický tvar vybočení, 2 půlvlny [4]



Obr. 7: Symetrický tvar vybočení, 3 půlvlny [4]



Obr. 8: Vybočení ve svislé rovině [4]

Druhým typem poruchy je lom kolejnice, který nastává při nadměrném tahovém namáhání kolejnice. Tahové namáhání vzniká při ochlazení kolejnice v zimních měsících. Lomy nastávají v místech metalurgických nebo jiných vad. Vzniklý lom není tak nebezpečný jako vybočení koleje, protože většinou nezpůsobuje katastrofické vykolejení vlaku. V koleji s kolejovými obvody je navíc na dálku identifikovatelný. Proto se interval upínacích teplot posouvá k vyšším teplotám, tedy na bezpečnější stranu z hlediska možnosti vykolejení.

2.1.4 Teorie bezstykové koleje v širé trati

Vzhledem k riziku vzniku poruchy bezstykové koleje je potřebné výpočtem nebo měřením stanovit velikost sil, které v koleji vznikají. Teorie bezstykové koleje v širé trati je podrobně popsána například v literatuře [4, 10]. Ve stykované koleji není zabráněno pohybu a kolejnice může volně dilatovat. Při změně teploty dochází ke změně délky kolejnice odpovídající vztahu:

$$\Delta l = l \cdot \alpha_t \cdot (T - T_N) = l \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

kde Δl je změna délky kolejnice [m],

l je délka kolejnice [m],

α_t je součinitel teplotní délkové roztažnosti kolejnicové oceli, $\alpha = 11,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,

T je aktuální teplota kolejnice [°C],

T_N je neutrální teplota kolejnice [°C],

ΔT je změna teploty kolejnice [K].

Ve střední části bezstykové koleje je zabráněno pohybu a kolejnice nemůže volně dilatovat. Při změně teploty nedochází ke změně délky kolejnice, ale v důsledku poměrné deformace dochází ke vzniku normálového napětí podle Hookeova zákona:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = -E \cdot \frac{\Delta l}{l} = -E \cdot \frac{l \cdot \alpha_t \cdot (T - T_N)}{l} = -E \cdot \alpha_t \cdot (T - T_N) \quad (2)$$

kde σ je normálové (osové) napětí v kolejnici [Pa],

E je modul pružnosti kolejnicové oceli, $E = 210 \text{ GPa}$,

ε je poměrné přetvoření [-].

Normálovému napětí vzniklému v kolejnicích odpovídá osová síla v koleji:

$$N = \sigma \cdot A = -E \cdot A \cdot \alpha_t \cdot (T - T_N) \quad (3)$$

kde N je normálová (osová) síla v koleji [N],

A je průřezová plocha dvou kolejnic [m²].

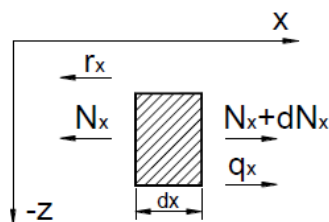
Výpočet osová síly v bezstykové koleji vychází z podmínek rovnováhy na elementu náhradního prutu, viz obr. 9. V náhradním prutu vzniká osová síla N_x . Element je namáhán od teploty a od vnějšího zatížení q_x , proti posunutí koleje působí podélný odpor r_x . Rovnice rovnováhy má tvar:

$$\frac{dN_x}{dx} = r_x - q_x \quad (4)$$

kde N_x je osová síla v koleji [N],

r_x je podélný odpor koleje [N na m koleje],

q_x je vnější zatížení [N/m].



Obr. 9: Síly na prutovém elementu [4]

Pro element prutu platí elementární rovnice analýzy prutu:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} - \alpha_t \cdot (T - T_N) \quad (5)$$

$$N_x = EA \cdot \varepsilon \quad (6)$$

$$\frac{du}{dx} - \alpha_t \cdot (T - T_N) = \frac{N_x}{EA} \quad (7)$$

kde u je podélné posunutí koleje [m],

EA je normálová (osová) tuhost koleje [N].

Dosazením rovnice (7) do rovnice rovnováhy (4) se získá základní diferenciální rovnice:

$$EA \frac{d^2u}{dx^2} = r_x - q_x \quad (8)$$

Ve střední části bezstykové koleje nedochází k posunům ($u = 0$) a v koleji vzniká konstantní napětí a osová síla. Ze vztahů (2) a (3) je patrné, že velikost osové síly ani normálového napětí nezávisí na celkové délce střední části bezstykové koleje, ale jsou přímo úměrné změně teploty kolejnice. Změna teploty kolejnice $\Delta T = 1$ K způsobí v kolejnici napětí $\sigma = 2,415$ MPa. V jedné kolejnici EN 60 E2 o ploše $A = 7650$ mm² způsobí osovou sílu $N = 18,475$ kN. V dýchajícím konci bezstykové koleje není zabráněno posunu a kolejnice může dilatovat ($u \neq 0$). Délka dýchajícího konce se určí ze vztahu:

$$l_k = \frac{EA \cdot \alpha_t \cdot (T_N - T) - R}{r_x} \quad (9)$$

kde l_k je délka dýchajícího konce [m],

R je osová síla v koncovém průřezu bezstykové koleje, představující třecí odpor kolejnicových spojek a při vyčerpání dilatační spáry kontaktní sílu [N].

Po dvojnásobné integraci základní diferenciální rovnice (8) a určení integračních konstant je možné dostat vztah pro posun dýchajícího konce (záporné hodnoty znamenají prodloužení dýchajícího konce, kladné hodnoty zkrácení):

$$u = \frac{r_x}{2EA} (x - l_k)^2 \quad (10)$$

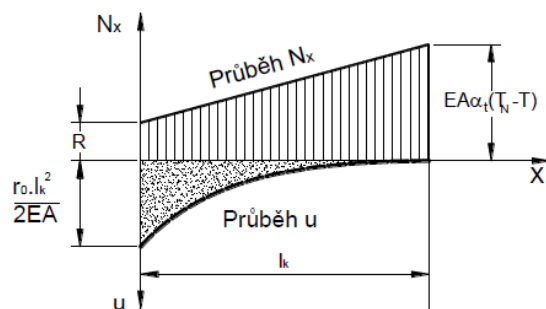
kde x je vzdálenost průřezu od konce bezstykové koleje [m].

Pro příslušné napětí a osovou sílu platí vztahy:

$$\sigma_x = \frac{r_x \cdot x + R}{A} \quad (11)$$

$$N_x = r_x \cdot x + R \quad (12)$$

Průběh posunu a osové síly po délce dýchajícího konce bezstykové koleje je na obr. 10.



Obr. 10: Průběh posunu a osově síly v dýchajícím konci [4]

2.1.5 Teorie bezстыkové koleje na mostě

Teorie bezстыkové koleje na mostě je popsána například v literatuře [10] a v příspěvku [11]. V širé trati vzniká v kolejnicích osově napětí od změny teploty kolejnice a od rozjezdových a brzdných sil. Při převádění bezстыkové koleje přes most se ke změně teploty kolejnice přidává působení teplotní dilatace mostu. V důsledku teplotní dilatace mostu vzniká příspěvek osově síly v kolejnicích a zároveň dochází k posunu koleje v důsledku teplotní dilatace mostu ($u \neq 0$). Analogickou situací je dýchající konec bezстыkové koleje v širé trati. Změna osově síly po délce koleje je úměrná aktivovanému podélnému odporu koleje proti posunutí a spojitému podélnému zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami, viz rovnice rovnováhy (4). Nejvýznamnějším parametrem pro popis chování bezстыkové koleje je podélný odpor koleje r_x , který je nelineárně závislý na podélném posunutí koleje u . Pro výpočet osových sil N_x je potřeba stanovit průběh posunutí u na tělese železničního spodku před a za mostem, a na mostě. Na tělese železničního spodku se často užívá hodnota plastického podélného odporu r_0 nezávisle na hodnotě posunutí u :

$$r_x = 0 \quad \text{pro } u = 0 \quad (13)$$

$$r_x = r_0 \cdot \text{sign}(T_N - T) \quad \text{pro } u \neq 0 \quad (14)$$

kde r_0 je plastický podélný odpor koleje [N na m koleje], [11].

Při tahových osových silách nabývá podélný odpor kladných hodnot, při tlakových silách záporných hodnot. Takový postup není možné použít pro stanovení podélného odporu na mostním objektu. Při jeho použití by síla přenášená z mostu do koleje byla nezávislá na velikosti teplotní dilatace mostu v konkrétním průřezu. Vhodnější je konzervativní postup, kdy se předpokládá lineární závislost podélného odporu na posunutí koleje na tělese železničního spodku a lineární závislost podélného odporu na vzájemném (relativním) posunutí koleje vůči mostu na mostní konstrukci:

$$r_x = k \cdot u \quad \text{na tělese žel. spodku} \quad (15)$$

$$r_x = k_m \cdot (u - u_m) \quad \text{na mostě} \quad (16)$$

kde k je konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem koleje na zemním tělese [N/m^2],

k_m je konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem koleje na mostě [N/m^2],

u_m je posunutí mostu vlivem změny teploty [m], [11].

Při zanedbání vlivu koleje na most, vzhledem k velmi malé průřezové ploše kolejnice oproti průřezu ploše nosné konstrukce mostu, platí:

$$u_m = l_m \cdot \alpha_m \cdot \Delta T_m \quad (17)$$

kde l_m je dilatační délka mostu [m],

α_m je součinitel teplotní délkové roztažnosti mostu [K^{-1}],

ΔT_m je teplotní rozdíl mezi aktuální teplotou mostu a teplotou mostu, při níž byla zřízena bezstyková kolej na mostě [K].

Při uvažování lineární závislosti podélného odporu na posunutí podle (15) a (16) mají základní diferenciální rovnice tvar:

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot u = q_x \quad \text{na tělese žel. spodku} \quad (18)$$

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k \cdot (u - u_m) = q_x \quad \text{na mostě} \quad (19)$$

Osová síla v koleji se určí ze vztahu:

$$N_x = EA \cdot \left(\frac{du}{dx} - \alpha \cdot \Delta T \right) \quad (20)$$

Osová síla v nosné konstrukci mostu se určí jako:

$$N_{m,x} = (EA)_m \cdot \left(\frac{du_m}{dx} - \alpha_m \cdot \Delta T_m \right) \quad (21)$$

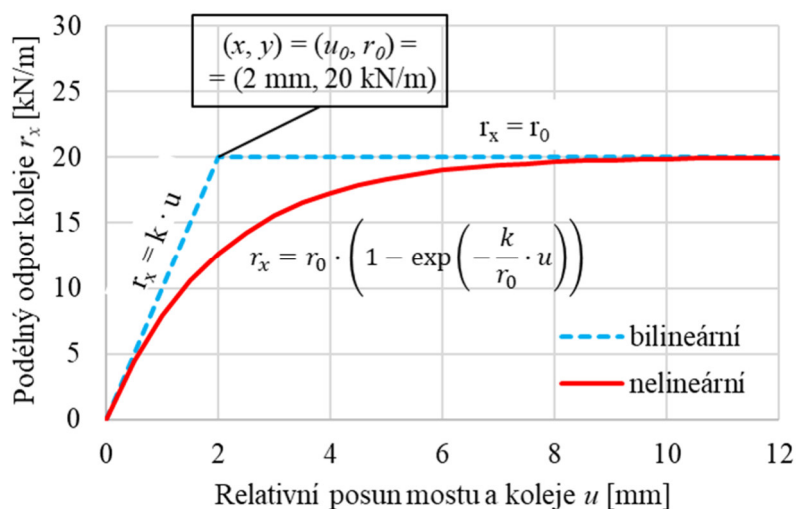
kde $(EA)_m$ je normálová (osová) tuhost mostu [N], [10].

2.1.6 Podélný odpor koleje

Celkový podélný odpor koleje na mostě se skládá z odporu kolejnice v upevňovadle, odporu kolejového roštu ve šterkovém loži a tření mezi mostní konstrukcí a kolejovým ložem. Obecně jsou zkoušky podélného odporu samotného upevnění bilineární (obr. 11). Nelineární závislost (zaoblení) je způsobena vlivem šterkového lože (dvě sériově zapojené pružiny). Nelineární závislost podélného odporu na relativním posunu mostu a koleje je možné modelovat vztahem [11]:

$$r_x = r_0 \cdot \left(1 - \exp \left(-\frac{k}{r_0} \cdot u \right) \right) \quad (22)$$

Na obr. 11 je nelineární model podle vztahu (22) porovnán s bilineárním modelem, který se často uvažuje pro závislosti podélného odporu na relativním posunu mostu a koleje.



Obr. 11: Porovnání nelineární a bilineární závislosti podélného odporu na posunu [11]

V bilineárním modelu se až do dosažení hodnoty relativního posunu na mezi plasticity u_0 uvažuje lineární závislost mezi posunem a napětím v koleji. Po překročení hodnoty u_0 dochází k prokluzu koleje v bodě upevnění a předpokládá se plastické chování koleje, kdy s rostoucím posunem zůstává napětí konstantní a podélný odpor r_x se rovná hodnotě plastického podélného odporu r_0 . Z parametrů u_0 a r_0 je možné stanovit počáteční tuhost upevnění k v pružné oblasti (počáteční sklon křivky) ze vztahu:

$$k = r_0/u_0 \quad (23)$$

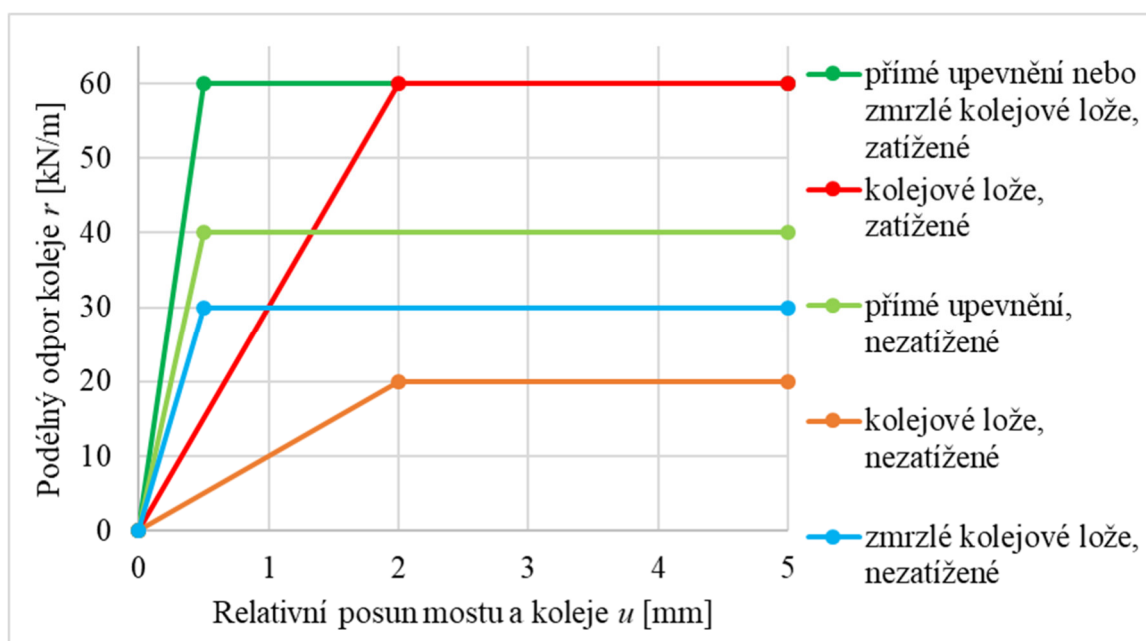
kde k je počáteční tuhost upevnění [N/m na m koleje],

u_0 je relativní posun mostu a koleje na mezi plasticity [m].

V tab. 2 a na obr. 12 jsou shrnuty a graficky znázorněny příklady hodnot u_0 a r_0 pro různé typy a stavy koleje, které uvádí dokument [1], a které vycházející z předpisu UIC 774-3 R [12] a (ČSN) EN 1991-2 [13]. V grafu na obr. 11 byly použity hodnoty $u_0 = 2$ mm a $r_0 = 20$ kN/m pro nezátěženou kolej s kolejovým ložem. Velikost podélného odporu je značně závislá na zatížení koleje. Při svislém zatížení koleje vzrůstá tuhost kolejového lože v důsledku zvýšení tření mezi kolejovým ložem a mostem. S větší tuhostí lože se přenáší větší síly do mostní konstrukce.

Tab. 2: Příklady hodnot u_0 a r_0 pro různé typy a stavy koleje [1]

Typ/stav koleje		u_0 [mm]	r_0 [kN na m koleje]
Kolejové lože	Nezatížené	2,0	20
	Zatížené	2,0	60
Zmrzlé kolejové lože	Nezatížené	0,5	30
	Zatížené	0,5	60
Přímé upevnění	Nezatížené	0,5	40
	Zatížené	0,5	60

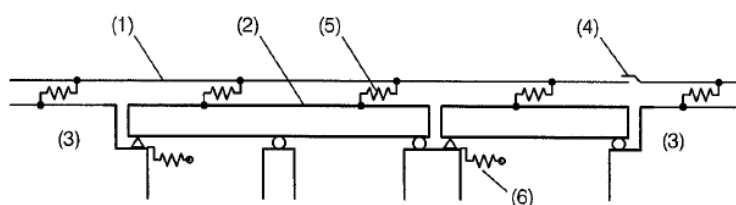


Obr. 12: Bilineární závislosti podélného odporu na posunu pro různé typy a stavy koleje [1]

2.2 Interakce most–kolej

2.2.1 Popis interakce most–kolej

Pro zvýšení bezpečnosti a jízdního komfortu se v současné době pro převedení běžné i vysokorychlostní železniční dopravy na mostě dává přednost bezстыkové koleji, což má vliv na návrh a koncepci mostu [10]. Mostní objekt a bezстыková kolej jsou spolu vzájemně spojené. Kvůli tuhosti rozhraní mezi mostem a kolejí nastává jejich interakce, a most a kolej se vzájemně ovlivňují. Vlivem takzvané interakce most–kolej vznikají v koleji i mostu přídavná namáhání. V koleji vzniká vlivem dilatace mostní konstrukce přídavné osově napětí. Na mostě vznikají přídavné síly v ložiskách, ve vodorovných ztužidlech nebo ve spodní stavbě. [12] Velikost vodorovných sil přenesených přímo na nosnou konstrukci mostu je zanedbatelná, vzhledem k velké průřezové ploše mostu ve srovnání s malou průřezovou plochou koleje. Velikost přídavných sil závisí zejména na rozpětí a dilatační délce mostu, tuhosti spodní stavby a na velikosti podélného odporu koleje, který definuje tuhost rozhraní mezi mostem a kolejí. Spojení koleje a mostu se ve výpočetních modelech nahrazuje nelineárními pružinami, viz obr. 13.



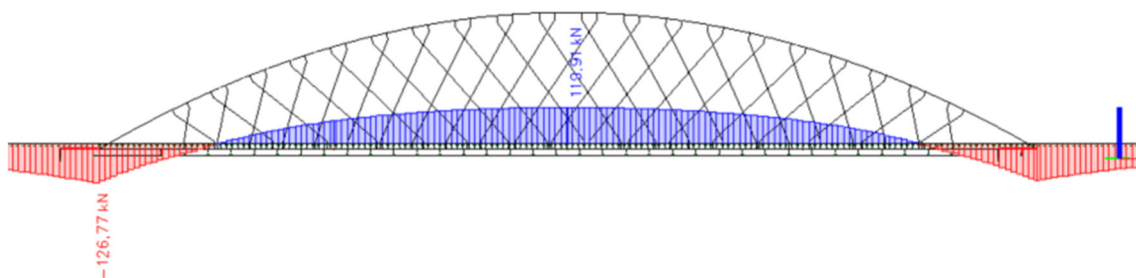
Legenda

- (1) kolej
- (2) nosná konstrukce (znázorněn spojitý nosník o dvou polích a prostý nosník)
- (3) těleso železničního spodku
- (4) kolejničové 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.

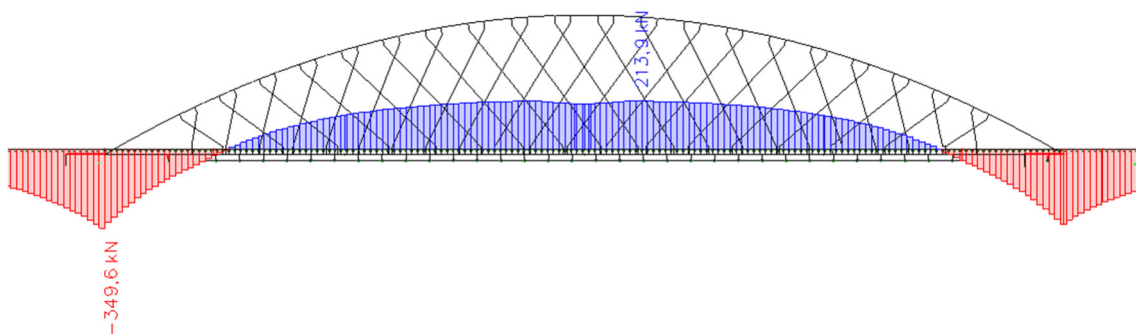
Obr. 13: Model systému interakce most–kolej [13]

Hlavními vlivy, které způsobují vznik přídavných sil kvůli interakci most–kolej, jsou změny teploty mostu, rozjezdové a brzdící síly, a svislý průhyb nosné konstrukce mostu při svislém zatížení železniční dopravou [12]. Při rovnoměrném oteplení nosné konstrukce mostu vzniká v koleji v místě podélně pevného ložiska tahová a v místě podélně posuvného ložiska tlaková osová síla, viz obr. 14. Při svislém zatížení mostu dopravou dochází k průhybu nosné konstrukce uprostřed rozpětí. Zároveň dochází vlivem natočení nosné konstrukce nad podporami k nadzvedávání převislých konců nosné konstrukce a k vodorovným posunům mostu v podélně posuvných ložiskách. Bezстыková kolej přechází přes mostní závěr bez přerušení a může dojít k jejímu nadzvednutí v této oblasti. Nad podporou vzniká v koleji tlaková a uprostřed rozpětí tahová osová síla, viz obr. 15. Při zatížení rozjezdovými a brzdícími silami je svislé zatížení kombinováno s vodorovným zatížením. V závislosti na směru působení způsobuje vodorovné zatížení v koleji nad jednou podporou tahovou a nad druhou podporou tlakovou osovou silou, které se kombinuje s osovou silou od svislého zatížení, viz obr. 16.

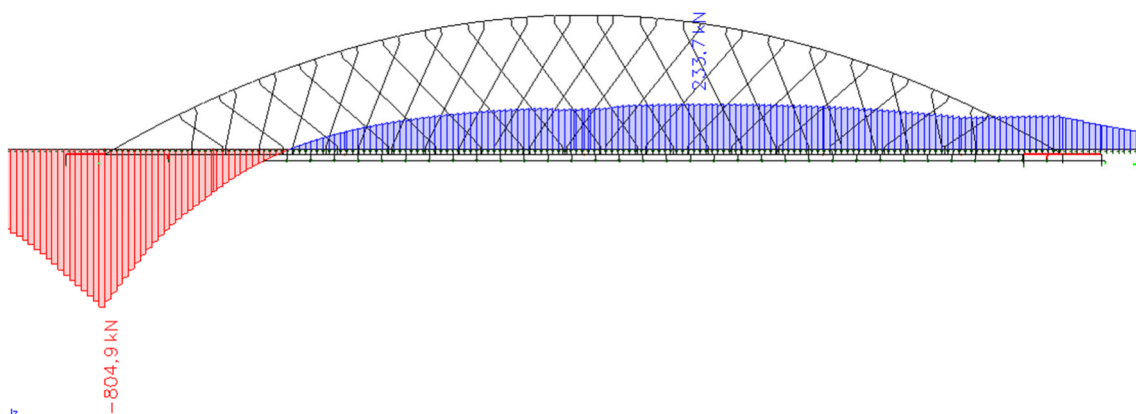
Kromě normálové síly může v koleji vlivem interakce vznikat i ohybový moment, například od nerovnoměrné změny teploty nebo od svislého zatížení dopravou. Tato práce se zaměřuje pouze na vliv normálové síly. Vliv ohybového momentu bude předmětem dalšího výzkumu.



Obr. 14: Osová síla v koleji od rovnoměrného oteplení mostu



Obr. 15: Osová síla v koleji od svislého zatížení



Obr. 16: Osová síla v koleji od brzdňích sil (svislé a vodorovné zatížení)

Velikost přídatných sil od interakce musí být stanovena výpočtem nebo experimentálním měřením. Pokud jsou přídatné síly příliš velké, mohou způsobit tahové porušení kolejnice, vybočení koleje, smykové porušení mostních ložisek, poruchu spodní stavby mostu v podélném směru nebo nadzvedávání koleje [1]. Tím může být ohrožena bezpečnost železniční dopravy a infrastruktury. Pro omezení účinků interakce most–kolej a předejití riziku poruchy vznikly v průběhu vývoje bezстыkové koleje publikace a předpisy, které stanovují limity přídatného napětí, sil a deformací. První publikace zabývající se problematikou spolupůsobení mostu a bezстыkové koleje uveřejnil prof. Ladislav Frýba [14, 15]. Prvním uceleným předpisem podrobně popisujícím danou problematiku je UIC 774-3 R [12]. Interakce mostu a koleje byla později implementována do (ČSN) EN 1991-2 [13]. Dokument [1] problematiku rozvíjí a popisuje z hlediska aktuálnějších požadavků a modernějších trendů. Maximální dovolené přídatné napětí v kolejnici způsobené změnou teploty mostu, brzdňými a rozjezdovými silami a svislým průhybem nosné konstrukce je 72 MPa pro tlakové namáhání a 92 MPa pro tahové namáhání. Přídatné síly mají být zohledněny v mezním stavu použitelnosti (MSP) i mezním stavu únosnosti (MSÚ). [12] Kromě limitních napětí jsou stanoveny i limitní deformace [13]. Vodorovná deformace od rozjezdu/brzdění nesmí překročit hodnoty:

- 5 mm pro bezстыkovou kolej bez KDZ nebo s KDZ na jednom konci NK,
- 30 mm pro KDZ na obou koncích NK, pokud je kolejové lože průběžné na koncích NK.

Vodorovná deformace konce NK od svislého zatížení nesmí překročit hodnoty:

- 8 mm při uvažování kombinované odezvy mostu a koleje (jedno nebo žádné KDZ),
- 10 mm při zanedbání kombinované odezvy mostu a koleje.

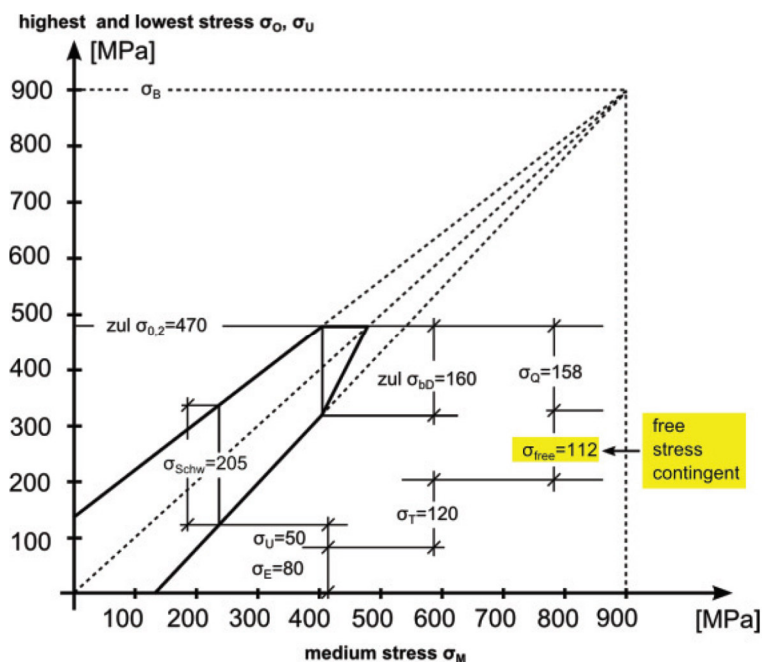
Svislá deformace konce NK od svislého zatížení nesmí překročit hodnoty:

- 3 mm pro maximální rychlost trati v daném místě do 160 km/h včetně,
- 2 mm pro maximální rychlost trati v daném místě větší než 160 km/h.

Dokumenty [12, 13] byly založeny na konvenčních konfiguracích mostů a kolejí, jako jsou mosty s pevnými nebo posuvnými ložisky na tuhých pilířích převádějící kolej s kolejovým ložem a betonovými pražci. Při použití současných trendů, jako jsou integrované mosty a přímé upevnění koleje, by měl být při návrhu zohledněn odklon od koncepce dovolených přídatných namáhání, na které jsou výše citované dokumenty založeny. Dokumenty zahrnují požadavek, že přídatné osově napětí v koleji od interakce most–kolej by nemělo překročit 92 MPa v tahu a 72 MPa v tlaku. Tyto limity platí pro velmi konkrétní případ koleje s kolejovým ložem, těžkými betonovými pražci s roztečí 650 mm a kolejnicemi EN 60 s pevností alespoň 900 MPa (představující „standardní“ skladbu koleje). Pro ostatní konfigurace koleje ale žádný postup není. Proto je důležité rozumět původu vzniku těchto dokumentů. [1]

Počátkem odhadu dovolených přídatných napětí byl Goodmanův–Smithův (G–S) diagram, který zobrazuje únavovou pevnost odpovídajícího typu kolejnice. Odhad byl proveden pro napětí očekávané v kolejnici v širé trati pro výše uvedenou „standardní“ konfiguraci koleje. Výsledky byly odečteny z dovolených přídatných napětí znázorněných v G–S diagramu. Napětí v kolejnici očekávané v širé trati je vztaženo k profilu kolejnice, rozteči pražců a obecné konfiguraci koleje. Následkem toho jsou dovolená přídatná napětí, odhadnutá tímto způsobem, platná pouze pro tuto konkrétní třídu kolejnicové oceli a konfiguraci koleje. Pro detailní návrh BK by bylo vhodné individuálně používat různé limitní hodnoty v závislosti na těchto parametrech, čímž bude docíleno efektivnějších návrhů. [1]

G–S diagram pro tahovou únosnost kolejnice je zobrazen na obr. 17. Pro stanovení hodnoty dovoleného přídatného napětí v kolejnici se od meze kluzu kolejnicové oceli $\sigma_{0,2} = 470$ MPa odečte zbytkové napětí $\sigma_E = 80$ MPa, napětí od změny teploty kolejnice $\sigma_T = 134$ MPa a napětí v patě kolejnice od zatížení dopravou $\sigma_Q = 158$ MPa [16]. Pro „standardní“ konfiguraci koleje je odhadovaná hodnota dovoleného přídatného napětí 112 MPa v tahu, kde je potenciální porucha únava kolejnice, a 72 MPa v tlaku, kde je potenciální porucha vybočení koleje. Z limitu pro tahové namáhání bylo odečteno 20 MPa jako nejhorší případ pro příspěvek osového napětí v koleji kvůli svislému průhybu nosné konstrukce mostu. Tím byly získány hodnoty dovoleného přídatného osového napětí 92 MPa v tahu a 72 MPa v tlaku způsobeného podélnými účinky interakce most–kolej. [17] Použití odhadu 20 MPa na účinky ohybového namáhání bylo důležité, když se při návrhu používaly prutové modely, ale s rozvojem rovinných a prostorových modelů je obecně lepší provést podrobnější výpočet. U mostů velkého rozpětí a u obloukových mostů s dolní mostovkou může být příspěvek osového napětí v koleji od účinků ohybu mostu vyšší než 20 MPa. Snížená hodnota dovoleného přídatného osového napětí v koleji v tlaku 72 MPa je založena na stabilitním výpočtu koleje s kolejovým ložem. U přímého upevnění nemůže vybočení koleje nastat, a není tedy potřeba omezovat tlakové napětí v koleji na nižší hodnotu, než je dovolená pro tahové napětí v koleji. [1]

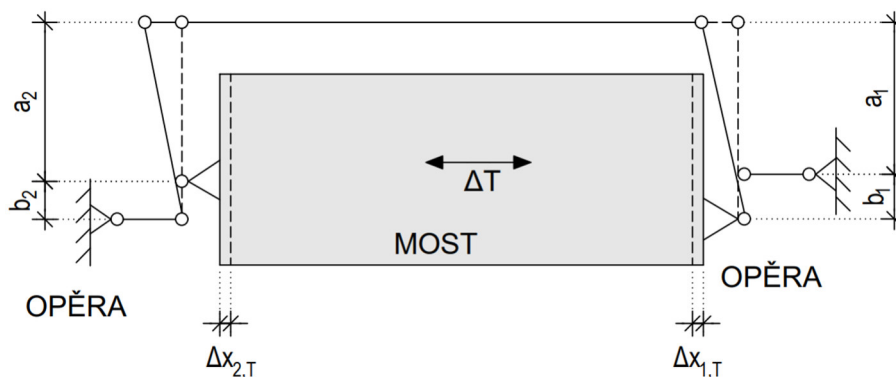


Obr. 17: Goodmanův–Smithův diagram pro tahovou únosnost kolejnice [16]

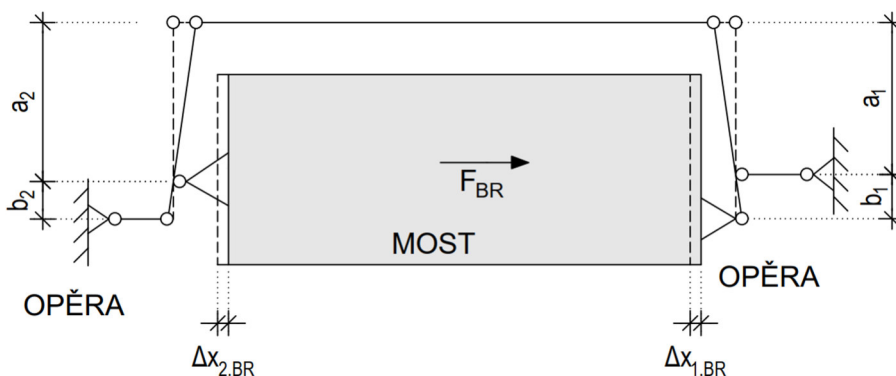
Při návrhu stavebních konstrukcí je jednoznačné rozlišení mezi podmínkami pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Zatěžovací stavy pro MSÚ (současně extrémní klimatické vlivy a těžké nákladní vlaky) popisují extrémní podmínky, které nastávají velmi vzácně, ale mohou způsobit katastrofické poruchy konstrukce nebo její části. Zatěžovací stavy pro MSP (běžné klimatické vlivy a osobní vlaky) popisují podmínky, které nastávají velmi často a způsobují postupnou degradaci konstrukce vlivem únavy a opotřebení. Žádné takové rozlišení neexistuje pro návrh koleje, který mnohem více spoléhá na empirická data a sestavy standardních součástí, které se v praxi dobře osvědčily. Kombinace zatížení pro MSÚ a MSP včetně kombinačních pravidel, dílčích součinitelů zatížení a kombinačních součinitelů jsou definovány v [18]. Tyto součinitele společně s dílčími součiniteli vlastností materiálů slouží pro ověření, že návrhová odolnost je rovna nebo vyšší než odpovídající návrhový účinek zatížení. Součin dílčích součinitelů zatížení a vlastností materiálu představuje efektivní celkový součinitel bezpečnosti proti překročení mezních stavů. Tento postup není obecně převzat pro návrh koleje, kde je součinitel bezpečnosti zahrnut v odpovídajících limitech odolnosti (např. napětí v koleji). [1]

2.2.2 Způsoby omezení účinků interakce most–kolej

Velikost účinků interakce most–kolej značně závisí na dilatační délce mostu a na uspořádání ložisek, zejména umístění pevného ložiska. Vliv interakce je nutné uvážit již při prvotním návrhu a koncepci mostu. Návrhem vhodné konstrukce je možné významně snížit dilatační délku mostu a redukovat účinky interakce most–kolej, zejména napětí v koleji. Dilatační délku mostu je také možné snížit pomocí systému řízené dilatace mostu (řídící tyče). Řídící tyč Meyer–Wunstorf se skládá ze soustavy pák, která vytváří virtuální pevný bod v polovině rozpětí mostu. Při změně teploty most dilataje od středu rozpětí rovnoměrně na obě strany, viz obr. 18, a dilatační délka je snížena na polovinu. U mostů s větší dilatační délkou tím odpadá nutnost použití kolejových dilatačních zařízení, která mají vysoké pořizovací náklady, vyžadují náročnou a nákladnou údržbu, a nemají příliš dlouhou životnost. Pro umožnění dilatace mostu na obě strany jsou na opěrách použita podélně pohyblivá ložiska. Vodorovné rozjezdové a brzdné síly jsou rovnoměrně rozděleny na obě opěry, viz obr. 19, což redukuje zatížení na spodní stavbu mostu.

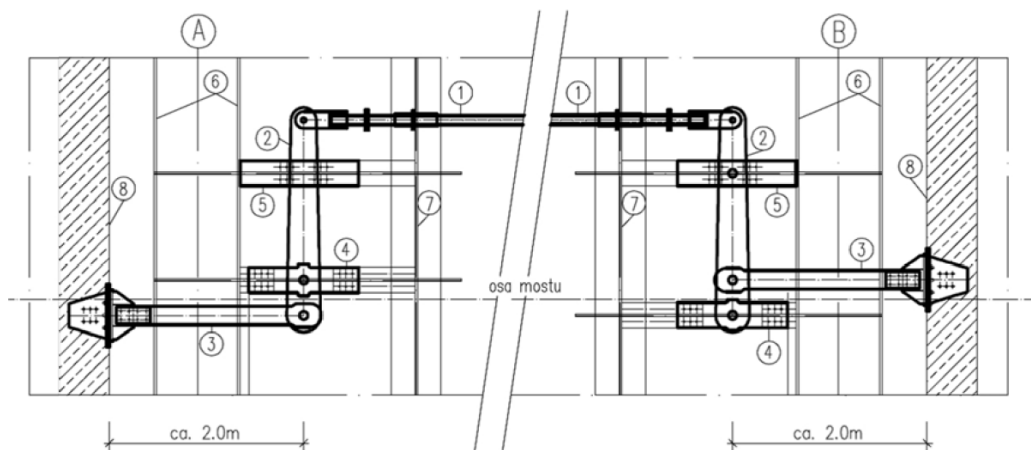


Obr. 18: Odezva řídicí tyče na změnu teploty [19]

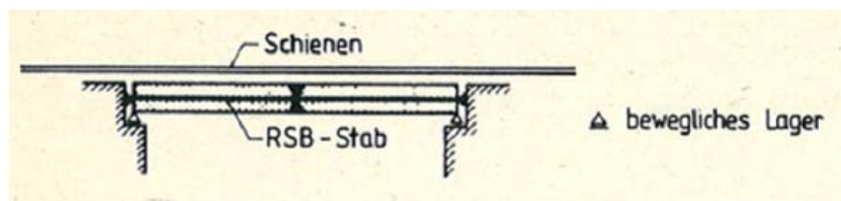


Obr. 19: Odezva řídicí tyče na rozjezdové/brzděné síly [19]

Schéma řídicí tyče Meyer–Wunstorf (M–W) je na obr. 20. Řídicí tyč (1) je pomocí pák (2) spojena s kotevními tyčemi (3), které jsou upevněny na opěrách (8). Všechna spojení v rámci mechanismu jsou kloubová. Systém pák je staticky určitý a nevznikají v něm žádné vnitřní síly. Princip řídicí tyče M–W je podrobně popsán v článkách [19, 20]. Chování mostu vybaveného řídicí tyčí M–W je analyzováno v článku [21]. Dalším typem systému řízení dilatace mostu je řídicí tyč RSB, jejíž schéma je na obr. 21. Mezi opěry je umístěn tuhý prut, který je ve středu rozpětí pevně spojen s mostovkou. Dilatační délka je opět snížena na polovinu, zatímco brzděné a rozjezdové síly jsou rovnoměrně rozděleny na obě opěry. Nevýhodou řídicí tyče RSB je, že v ní vzniká normálové napětí a je nutné omezit její deformaci, proto má velkou průřezovou plochu. Řídicí tyče RSB se používaly velmi zřídka a v současné době byly nahrazeny řídicími tyčemi M–W.



Obr. 20: Schéma řídicí tyče Meyer–Wunstorf [19]



Obr. 21: Schéma řídicí tyče RSB [19]

Velmi jednoduchým a spolehlivým způsobem omezení interakce mostu a koleje je použití pružného systému upevnění kolejnice. Součástí pružného systému upevnění kolejnice jsou dvě pružné svěrky, které působí svislou přitlačnou silou na patu kolejnice. Držebnost svěrek je cca 20 kN v jednom uzlu upevnění. Držebnost závisí především na tvaru svěrky. Dalšími součástmi systému upevnění jsou dva boční izolátory nebo boční úhlové vložky a podložka pod patu kolejnice. [1] Použitím pružných svěrek dochází ke snížení podélného odporu koleje a následně ke snížení napětí v koleji od interakce mostu a koleje. Správa železnic, s. o. používá pružné svěrky výrobců Vossloh a Pandrol. Pružná svěrka systému Vossloh má označení Skl 12 pro podkladnicové upevnění a Skl 14 pro bezpodkladnicové upevnění, viz obr. 22 vlevo. Systém Pandrol má označení „e“ pro podkladnicové upevnění a označení FastClip pro upevnění bezpodkladnicové, viz obr. 22 vpravo. [4] Dalšího snížení napětí může být dosaženo použitím pružných svěrek se sníženou držebností, s nulovou držebností (působí jen proti nadzdvižení), nebo použitím podložky pod patu kolejnice s nízkým třením. Rozdíl mezi pružnými svěrkami a svěrkami se sníženou držebností byl experimentálně zkoumán v článku [22].



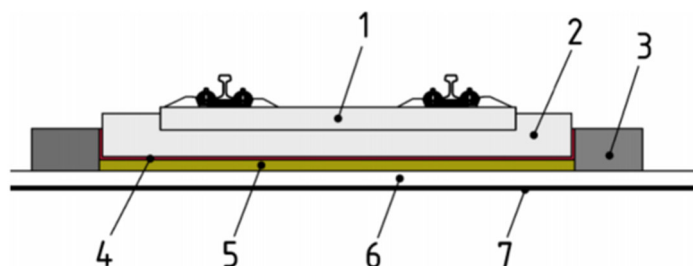
Obr. 22: Vlevo Vossloh W14 se svěrkou Skl 14, vpravo Pandrol FastClip

Analýzou vlivu přímého upevnění s nízkou držebností na účinky interakce most–kolej u mostů velkého rozpětí se zabývá článek [23]. Tuhost různých typů systému upevnění kolejnice byla experimentálně stanovena v článku [24]. Betonový pražec, kolejnice a upevnění byly v laboratorním prostředí zatěžovány tahovou silou až do prokluzu kolejnice v upevnění. Z osové síly a posunu při prokluzu byly stanoveny tuhosti a odpory proti podélnému posunutí kolejnice. Souhrn výsledků je uveden v tab. 3.

Tab. 3: Porovnání tuhosti různých typů upevnění [24]

Typ upevnění	Odpor proti podélnému posunutí kolejnice [kN]	Podélná tuhost [N/mm]
Upevnění Vossloh KS, svěrka Vossloh Skl 12, bez podložky pod patou kolejnice	10,5	14 000
Upevnění Vossloh KS, svěrka Vossloh Skl 12, EVA plochá podložka pod patou kolejnice	12,6	14 000
Upevnění Vossloh KS, svěrka Vossloh Skl 12, EVA plochá podložka pod patou kolejnice, dotaženo momentem 250 Nm	16,6	36 000
Upevnění K (GEO), bez podložky pod patou kolejnice	20,5	40 000
Upevnění K (GEO), EVA plochá podložka pod patou kolejnice, dotaženo momentem 250 Nm	26,5	51 400

U krátkých mostů do 25 m délky je možné použít koncept koleje uložené na kluzné desce (sliding slab track). Kolej je v podélném směru oddělena od nosné konstrukce mostu a účinky interakce most–kolej jsou téměř eliminovány. Kolej (1) v betonové desce (2) je uložena na kluzné vrstvě (4), viz obr. 23. V příčném směru je deska držena betonovými prahy (3). Pod kluznou vrstvou se nachází vrstva z pevné pěny (5), ochranný beton (6) a izolace mostu (7). [1] Konceptem koleje uložené na kluzné desce se zabývají články [25, 26].



Obr. 23: Kolej uložená na kluzné desce (sliding slab track) [1]

Pokud nelze přídatné napětí v koleji dostatečně snížit, je možné ho eliminovat instalací kolejových dilatačních zařízení. Kolejové dilatační zařízení lokálně umožňuje volnou dilataci kolejnic a v koleji nevzniká napětí. Historicky byla problematika interakce mostu a koleje řešena instalací KDZ v blízkosti mostních závěrů na delších mostech. KDZ jsou nákladná na pořízení i na údržbu, především na vysokorychlostních tratích. Na mnoha městských železnicích je nutné snížit počet KDZ, aby se odstranil zdroj hluku, i přes nízké rychlosti vlaků. Pokud je to možné, je výhodnější použití KDZ předejít vhodným návrhem mostu nebo jinými výše uvedenými způsoby omezení interakce most–kolej.

2.2.3 Stav interakce most–kolej ve vědecké oblasti

Ruge a kol. (2004) se zaměřují na výpočet podélných sil v koleji na mostě a na jejich správnou superpozici. Pro tu je nutné analyzovat zatěžovací stavy najednou, ne každý zvlášť a jednotlivé síly sečíst. [17] Ruge a Birk (2007) toto téma rozvíjejí a představují postup nelineárního výpočtu, který zohlední vliv historie zatížení na síly v koleji. Zatěžovací stavy nejsou počítány každý samostatně s uvažováním nelineárního průběhu tuhosti koleje, ale jsou spojeny do nelineárního výpočtu pro navazující zatěžovací stavy – změnu teploty, změnu tuhosti koleje při příjezdu vlaku na most, ohyb mostu od svislého zatížení a brzdění. [27] Vliv

historie zatížení při změnách tuhosti koleje při příjezdu vlaku na most dále analyzují Ruge, Widarda a Birk (2009). Problematika je řešena numericky a na parametrických studiích. [28]

Freystein (2010) detailně rozebírá vliv konfigurace ložisek, typu upevnění koleje, velikosti podélného odporu a tuhosti spodní stavby na přídavná napětí v koleji. Zároveň řeší limitní hodnoty pro přídavná namáhání v tahu a v tlaku a upozorňuje na možnost zvýšení limitních hodnot při provedení výpočetního posudku koleje a také na možnost rozdělení limitů pro BK v kolejovém loži a pro její přímé upevnění. [29] Freystein a Geißler (2013) uvádějí příklady posudku bezстыkové koleje na mostech různých rozpětí na základě výpočetního modelu. Dále se pozastavují nad nejasností, jestli pro přechodovou oblast při zatížení mostu modelem LM71 zvolit podélný odpor pro zatíženou nebo nezatíženou kolej a jestli je nutné zároveň se zvýšeným podélným odporem oblast zatížit a naopak, což by mělo být v budoucích předpisech sjednoceno. [30]

Ryjáček a Vokáč (2014) vyhodnotili podélný odpor koleje a koeficient teplotní roztažnosti na základě dlouhodobého monitoringu [31]. Ryjáček a kol. (2014) dále vyhodnotili přídavné napětí v koleji během statické zatěžovací zkoušky [32]. Diachenko, Benin a Diachenko (2018) představili nelineární výpočet interakce most–kolej a provedli numerickou analýzu na případových studiích. Je ukázán vliv délky mostu, statického schématu mostu a podélné tuhosti pilířů na velikost sil vznikajících v koleji. [33] Strauss a kol. (2018) představili alternativní způsob modelování spojení mezi kolejí a mostem na základě kompozitního materiálu, který může předejít nevýhodám pružinových modelů. Nelineární model celého systému byl vytvořen pro kolejové lože i přímé upevnění. Model pro přímé upevnění byl kalibrován na základě monitoringu mostu se systémem pružně podepřené desky ÖBB–PORR. [34] Zhang, Wu a Li (2015) provedli laboratorní experimenty pro stanovení podélného odporu přímého upevnění koleje s nízkým odporem typu WJ-2 umístěném po 0,6 m. Dále představili metodu nelineární analýzy interakce most–kolej, která byla aplikována na případové studii. [35] Zhang a kol. (2019) tuto metodu nelineární analýzy dále vyšetřovali a experimentálně validovali [36].

Následující skupina článků byla použita pro rešerši podélných odporů nezatížené koleje. Esveld (1998) stanovil pro betonové pražce v kolejovém loži typickou hodnotu podélného odporu okolo 11 kN/pražec, což odpovídá 18,3 kN/metr koleje. Pro typický pružný systém upevnění kolejnice byl stanoven podélný odpor okolo 19 kN/ pražec pro obě kolejnice. Tato hodnota je, jak známo, ovlivněna použitým typem upevnění, podložky pod patu kolejnice a pražce. [37] Tyto závěry byly prezentovány i v dokumentu ERRI D 202/RP 12 [38]. Queiroz (2006) stanovil podélný odpor koleje pro čtyři různé typy pražců. K tomu použil čtyři experimentální modely, každý se skládal ze 7 pražců uložených v kolejovém loži po 0,6 m, kolejnic TR-68 a upevnění Pandrol. Výsledky jsou prezentovány v tab. 4. [39]

Tab. 4: Výsledky podélných odporů pro 4 různé druhy pražců [39]

Pražec	Odpor [kN/pražec]	Odpor [kN/metr koleje]
Dřevěný	7,6	12,6
Předpjatý betonový monoblok	9,9	16,4
Předpjatý betonový dvoublok	8,9	14,8
Ocelový	6,4	10,7

De Iorio a kol. (2018) se zabývali podélným a příčným odporem koleje při různé konfiguraci šterku okolo pražců. Experiment byl proveden na třech segmentech koleje, skládajících se z 6 pražců FSV35P uložených v kolejovém loži po 0,6 m a kolejnic EN 60. U prvního segmentu bylo lože mezi pražci i na čelech pražců. U druhého segmentu bylo lože pouze mezi pražci, na čelech pražců nebylo. U třetího segmentu nebylo lože mezi pražci ani na jejich čelech. Výsledky jsou prezentovány v tab. 5. Příspěvky lože mezi pražci, lože na čelech pražců a lože pod pražci na podélný odpor jsou postupně 60 %, 30 % a 10 % celkového podélného odporu koleje. [40]

Tab. 5: Výsledky podélných odporů pro 3 konfigurace kolejového lože [40]

Konfigurace	Popis	Odpor [kN/pražec]	Odpor [kN/metr koleje]
BBB	lože mezi pražci i na čelech pražců	9,385	15,641
BBU	lože mezi pražci, na čelech pražců není	8,173	13,622
BCU	lože není mezi pražci ani na čelech pražců	2,667	4,445

Mohammadzadeh, Esmaeili a Khatibi (2018) experimentálně stanovili podélný odpor koleje na testovacím segmentu délky 70 m. Segment koleje se skládal ze 108 pražců B70 uložených v kolejovém loži po 0,6 m, kolejnic EN 60 a upevnění Pandrol e-clip. Byl stanoven podélný odpor 9,63 kN/pražec, který odpovídá 16,1 kN/metr koleje. [41] Yun a kol. (2019) analyzovali chování koleje na novém mostě před uvedením do provozu. Kolej se skládala z pražců PSC uložených v kolejovém loži po 0,6 m, kolejnic EN 60 a upevnění Pandrol e-clip. Byla stanovena hodnota podélného odporu 11,7 kN/pražec, tedy 19,5 kN/metr koleje. [42]

Další články byly použity pro řešení podélného odporu zatížené koleje. Stančík, Ryjáček a Vokáč (2017) analyzovali podélný odpor zatížené a nezatížené koleje pro dva typy přímého upevnění Vossloh DFF 300. U prvního typu byla použita pružná svěrka Skl 15 a u druhého typu pružná svěrka Skl B 15 se sníženou drážebností. Z experimentu byly pro tyto svěrky zjištěny rozdílné hodnoty podélného odporu zatížené i nezatížené koleje. Rozdíl podélného odporu pro zatíženou a nezatíženou kolej byl ale v obou případech stejný. [22] Bláha (2017), respektive Bláha a Foglar (2018) provedli experiment, ve kterém byly stanoveny hodnoty plastického podélného odporu pro zatíženou a nezatíženou kolej. Experiment byl proveden na segmentu koleje délky 4,2 m v uzavřeném kolejovém loži, které bylo umístěno v železobetonové vaně simulující mostovku. Kolej se skládala z předpjatých betonových pražců B 91 S/1, bezpodkladnicového pružného upevnění Vossloh W14 a kolejnic EN 60 E1. Experiment proběhl nejprve na koleji bez svislého přitížení, poté se svislým přitížením a byly určeny plastické podélné odpory nezatížené koleje 28 kN/m a zatížené koleje 76 kN/m. [43, 44]

3 Cíle disertační práce

Hlavním cílem disertační práce je vývoj nové pravděpodobnostní metody pro hodnocení účinků interakce most–kolej a ukázka její aplikace. Vývojem se má zdokonalit v současnosti používaný postup vycházející z kombinace metody dovolených přídavných namáhání a metody mezních stavů s využitím dílčích součinitelů, které nebyly specificky kalibrované pro ověřování této interakce. Navrhovaná metoda se zaměřuje na popis účinků zatížení od železniční dopravy (svislé i vodorovné) a od atmosférické teploty. Pro stanovení těchto účinků a jejich kombinací je cílem navrhnout pravděpodobnostní modely na základě velkého množství experimentálních dat doplněných o doporučení v literatuře.

Pro dosažení cílů se využívá komplexní systém experimentálních (dlouhodobý monitoring, tenzometrie) a numerických metod (modelování MKP, pravděpodobnostní analýzy). Práce obsahuje i kapitolu případové studie, jejímž cílem je pilotně ověřit využití navrhované metody.

Cílem experimentální části disertační práce je prověřit možnosti analýzy chování mostu s bezстыkovou kolejí na základě dat z dlouhodobého monitoringu a získat podklady pro navazující numerický rozbor. Experimentální analýza má následující dílčí cíle:

1. kriticky vyhodnotit data z dlouhodobého monitoringu a ukázat jejich zpracování pro účely dalšího využití pro posouzení interakce most–kolej,
2. popsat extrémní účinky zatížení teplotou a dopravou na základě experimentálních dat a kriticky je porovnat se zobecněnými modely, o které se opírají postupy v normativních dokumentech,
3. analyzovat chování mostu a bezстыkové koleje při zatížení teplotou a dopravou a porovnat výsledky experimentů s teoretickými modely,
4. získat podklady pro numerickou část (pravděpodobnostní a regresní modely).

Cílem numerické části je navrhnout metodu pravděpodobnostního hodnocení a odvození dílčích součinitelů pro interakci most–kolej a ukázat její aplikaci. Dílčí cíle zahrnují:

1. stanovení modelových nejistot na základě porovnání teoretických modelů a experimentů,
2. pravděpodobnostní modelování účinků zatížení teplotou, dopravou a jejich kombinace:
 - definování pravděpodobnostních modelů pro účinky zatížení teplotou a dopravou a pravděpodobnostní popis jejich kombinací,
 - odvození dílčích součinitelů zatížení teplotou a dopravou,
 - odvození kombinačních součinitelů,
3. definování metodiky pro praktické aplikace a aplikace navrhované metody na případové studii.

4 Experimentální část

4.1 Popis sledovaného mostu a rozsah experimentu

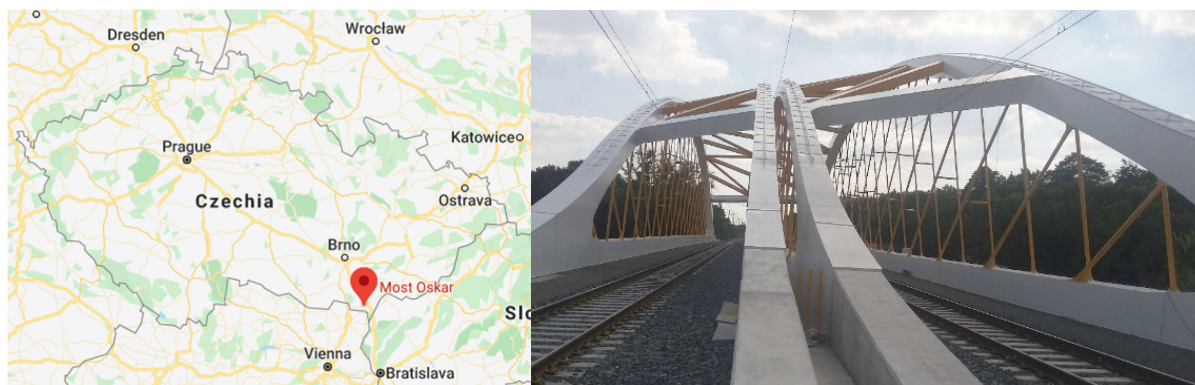
Pro analyzování chování mostu s bezстыkovou kolejí bylo nutné získat data z vhodného mostu, která budou sloužit jako potřebný podklad pro tuto práci. Velmi významné bylo jednak zachycení napjatosti v koleji a současně také zachycení několika ročních teplotních cyklů. Po prozkoumání možností existujících monitoringů přicházely do úvahy tyto mosty:

- Most přes Masarykovo nádraží na Novém spojení, kde ale chybí měření napětí na kolejnici,
- Most v km 99,297 tr. ú. Šatov – Znojmo, Znojemský viadukt, zde byla na obou koncích mostu umístěna kolejová dilatační zařízení,
- Železniční most přes Labe v Kolíně, tento most obsahoval kombinaci více typů upevnění,
- Železniční most v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov,
- Nový železniční most v km 91,301, přemostění dálnice D3 u Chotovin, pouze roční monitoringu na bezстыkové koleji.

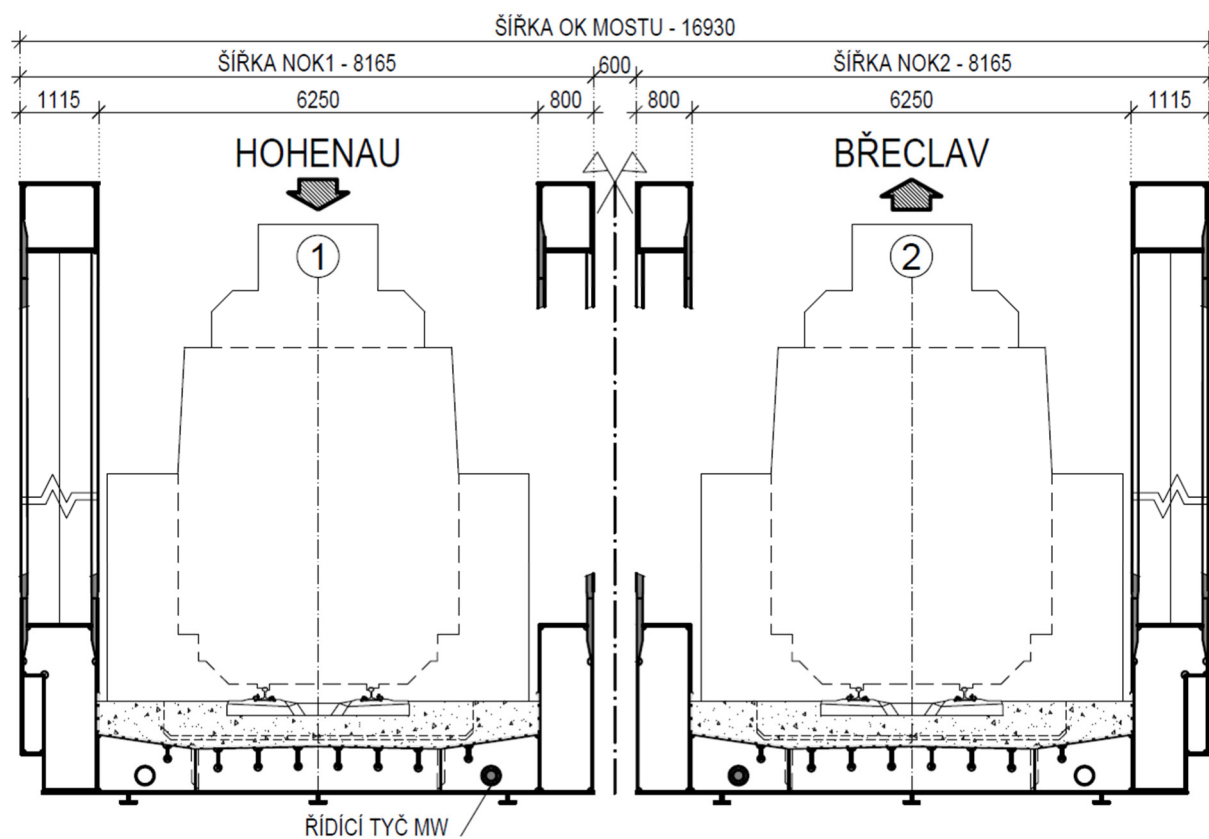
Po vyhodnocení charakteru uvedených mostů a vzhledem k nejrozsáhlejším datům byl vybrán nový ocelový obloukový železniční most v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov se vžitým názvem „Oskar“. Most byl postaven v roce 2015 a zároveň na něm byl v téže roce spuštěn dlouhodobý monitoring. Vzhledem k velkému rozpětí mostu, umístění na trati s bezстыkovou kolejí s dovolenou rychlostí 160 km/h a lokalizaci v oblasti s vysokými teplotami je most ideální volbou pro analýzu chování mostu a koleje. Díky vybavení systémem řízené dilatace mostu je možné analyzovat i chování mostů související s tímto prvkem.

4.1.1 Popis sledovaného mostu

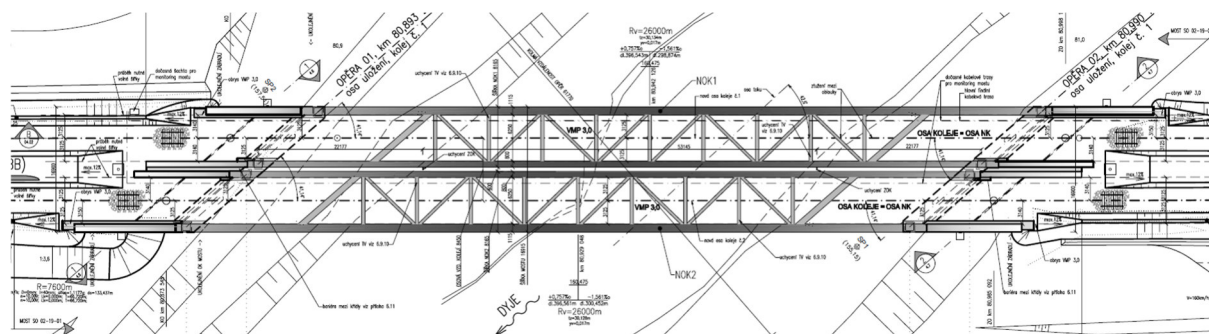
Nový ocelový obloukový železniční most zvaný „Oskar“ byl postaven v roce 2015 na trati Hohenau (ÖBB) – Přerov blízko Břeclavi, viz obr. 24 vlevo. Most je rozdělen na dvě samostatné konstrukce, z nichž každá převádí jednu bezстыkovou kolej. Nosnou konstrukci mostu tvoří ocelový hlavní nosník vyztužený ocelovým síťovaným obloukem s rozpětím 97,5 m a extrémní šikmostí 41°. Oblouky a hlavní nosníky jsou komorového průřezu a jsou propojeny pomocí závěsů z kulatiny, které tvoří síť. Závěsy byly před namontováním předepnuty na požadovanou sílu a následně přivařeny k oblouku a hlavnímu nosníku. Oblouky nosné konstrukce jsou spojeny příčnými ztužidly. Mostovka je ocelová ortotropní s příčnými a podélnými výztuhami. Pohled na most zepředu od Břeclavi je uveden na obr. 24 vpravo. Příčný řez mostu je uveden na obr. 25, půdorys mostu je na obr. 26 a pohled na most zprava je na obr. 27. Most byl navržen společností Exprojekt s.r.o. a realizován společností FIRESTA a.s.



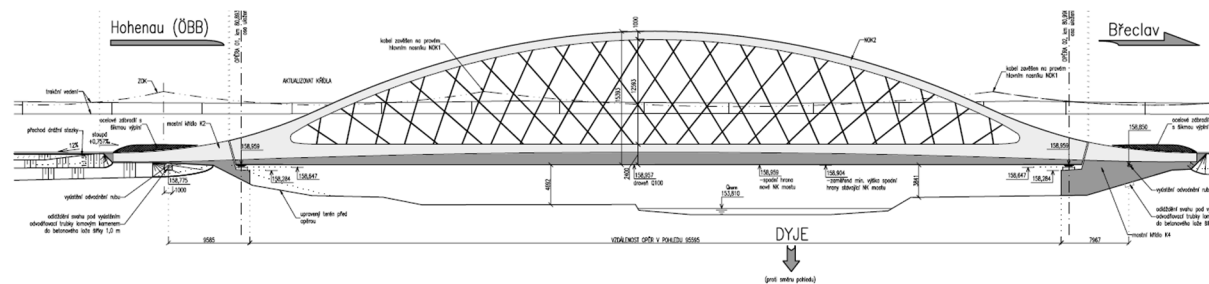
Obr. 24: Vlevo poloha mostu Oskar, vpravo pohled na most zepředu od Břeclavi



Obr. 25: Příčný řez mostu, kóty v [mm]



Obr. 26: Půdorys mostu [45]



Obr. 27: Pohled na most zprava [45]

Pro minimalizaci účinků interakce most–kolej je vhodné navrhovat mosty s malými dilatačními délkami. Kvůli velkému rozpětí bylo nutné zkoumaný most vybavit systémem řízení dilatace mostu (SŘDM), konkrétně řídicí tyčí Meyer-Wunstorf (MW). Řídicí tyč snižuje napětí v kolejnicích od interakce most–kolej vytvořením virtuálního pevného bodu uprostřed rozpětí mostu. Dilatační délka je redukována na polovinu a most může rovnoměrně dilatovat

na obě strany, viz obr. 28 vlevo. Rozdělení vodorovných rozjezdových a brzdých sil je téměř rovnoměrné na obě opěry, zatímco dilataci není zabráněno. Řídící tyč je kotvena do opěr pomocí kotevních tyčí. V současné době jsou v České republice pouze dva provozované mosty vybavené SŘDM a dalších pět mostů je ve výstavbě.



Obr. 28: Vlevo pohled na most zleva, vpravo dvě různé konfigurace koleje na mostě – běžná konfigurace (svěrky bez PKO) a konfigurace snižující účinky interakce (žluté svěrky)

Na mostě jsou použity dvě různé konfigurace koleje v kolejovém loži, viz obr. 28 vpravo a obr. 29. Běžná konfigurace železničního svršku na mostě se skládá z kolejnic EN 60 E2, předpjatých betonových pražců B 91 S a bezpodkladnicového pružného upevnění Vossloh W14 s pružnými svěrkami Skl 14. Pro snížení účinků interakce most–kolej jsou u obou opěr deset metrů před a deset metrů za dilatačními spárami použity přejezdové betonové pražce VPS od ŽPSV a.s. a podkladnicové upevnění KS s pružnými svěrkami Skl 12 B se sníženou drážebností kolejnice (žluté svěrky), které spolu s řídicí tyčí MW redukuje napětí v kolejnicích. Přejezdové pražce mají vyšší příčnou tuhost než pražce B 91S a lépe tak drží kolejnice proti vybočení.

4.1.2 Rozsah monitoringu

Konfigurace mostu Oskar a bezстыkové koleje na sledovaném mostě je neobvyklá. Jedná se o síťovaný oblouk velkého rozpětí a extrémní šikmosti, který je vybaven SŘDM. Zároveň jsou na mostě použity dvě různé konfigurace koleje. Z těchto důvodů představuje most Oskar unikátní stavbu nejen v ČR, ale i v Evropě. Pro porozumění chování mostu byl v prosinci 2015 spuštěn rozsáhlý dlouhodobý monitoring, který byl v provozu i v březnu 2020. Původní plánovaná délka 4 roky byla bez významnějších problémů dosažena a monitoring pokračoval i nadále. Délka a rozsah monitoringu umožňují sledovat odezvu mostu a koleje na denní cyklické změny teploty i odezvu na přejezdy vlaků. I když není dlouhodobý monitoring přímo zaměřen na vyhodnocení podélného odporu, je možné stanovit plastický podélný odpor koleje [46]. Data byla také použita pro analýzu dynamického chování mostu Oskar [47].

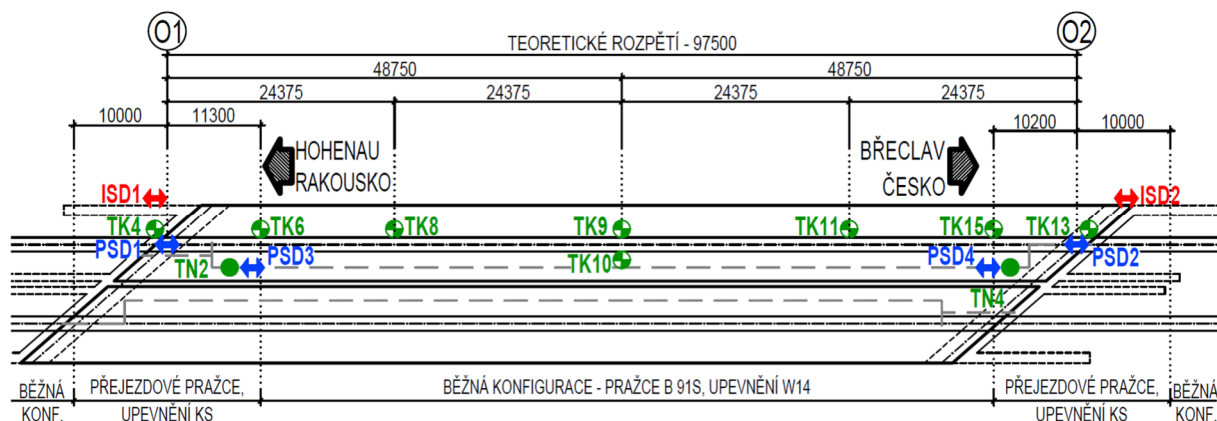
Na mostě je umístěno celkem 61 snímačů, z toho 50 na NK1, 10 na NK2 a jeden snímač teploty vzduchu (STV). Mezi snímači je 33 tenzometrů, 10 snímačů dráhy, 12 teploměrů a 6 akcelerometrů. Snímače jsou zapojené do dvou ústředí EMS DV 803, každá s 32 kanály. Primární ústředna se nachází blízko Vídeňské opěry (VO), přehled jejích kanálů a zapojených snímačů je uveden v tab. 6. Sekundární ústředna se nachází blízko Břeclavské opěry (BO), přehled jejích kanálů a zapojených snímačů je uveden v tab. 7. Obě ústředny jsou vybavené jedním kanálem pro synchronizaci, který umožňuje časové srovnání záznamů obou ústředí. Dlouhodobý monitoring byl zřízen Fakultou stavební ČVUT v Praze a je provozován společností EXprojekt s.r.o. a Fakultou stavební ČVUT v Praze. Schéma snímačů, významných pro vyhodnocení monitoringu, je na obr. 29.

Tab. 6: Přehled kanálů a snímačů v primární ústředně u Vídeňské opery [48]

Primární ústředna					
Kanál	Štítek	Popis	Umístění	NK	Zapojení
S01	TN1	Tenzometr NK	Kotevní tyč u VO	1	Plný most
S02	TN3	Tenzometr NK	Koncový příčnick u VO	1	Polomost
S03	TN2	Tenzometr NK	Řídící tyč u VO	1	Plný most
S04	TN9	Tenzometr NK	Koncový příčnick u VO	2	Polomost
S05	TN7	Tenzometr NK	Kotevní tyč u VO	2	Plný most
S06	TK1	Tenzometr kolejnice	25 m před VO	1	Čtvrtmost
S07	TN8	Tenzometr NK	Řídící tyč u VO	2	Plný most
S08	TK2	Tenzometr kolejnice	25 m před VO	1	Čtvrtmost
S09	TK3	Tenzometr kolejnice	12,5 m před VO	1	Čtvrtmost
S10	TK4	Tenzometr kolejnice	Nad VO	1	Čtvrtmost
S11	TK5	Tenzometr kolejnice	Nad VO	1	Polomost
S12	TK6	Tenzometr kolejnice	1/10 rozpětí	1	Čtvrtmost
S13	TK7	Tenzometr kolejnice	Nad VO	1	Polomost
S14	TK8	Tenzometr kolejnice	1/4 rozpětí	1	Čtvrtmost
S15	TK9	Tenzometr kolejnice	1/2 rozpětí	1	Čtvrtmost
S16	TK10	Tenzometr kolejnice	1/2 rozpětí	1	Čtvrtmost
S17	TK19	Tenzometr kolejnice	Komp. kol. u VO	1	Čtvrtmost
S18	A1	Akcelerometr NK	1/4 rozpětí LHN	1	Akcelerometr
S19	A4	Akcelerometr NK	1/4 rozpětí PHN	1	Akcelerometr
S20	A5	Akcelerometr NK	1/2 rozpětí PHN	1	Akcelerometr
S21	PSD1	Snímač dráhy	Ložisko na VO	1	Potenciometr
S22	PSD3	Snímač dráhy	Řídící tyč u VO	1	Potenciometr
S23	PSD5	Snímač dráhy	Ložisko na VO	2	Potenciometr
S24	PSD7	Snímač dráhy	Řídící tyč u VO	2	Potenciometr
S25	ST1	Teplota	LHN nahoře u VO	1	Teploměr
S26	ST2	Teplota	LHN dole u VO	1	Teploměr
S27	ST3	Teplota	Mostovka u VO	1	Teploměr
S28	ST4	Teplota	PHN nahoře u VO	1	Teploměr
S29	ST7	Teplota	Kolejnice u VO	1	Teploměr
S30	STK1	Teplota komp. kolej.	Komp. kol. před VO	1	Teploměr
S31	ISD1	Snímač dráhy	Kolejnice nad VO	1	LVDT
S32	SYNC1	Synchronizace	-	-	-

Tab. 7: Přehled kanálů a snímačů v sekundární ústředně u Břeclavské opěry [48]

Sekundární ústředna					
Kanál	Štítek	Popis	Umístění	NK	Zapojení
S01	TN4	Tenzometr NK	Řídící tyč u BO	1	Plný most
S02	TN6	Tenzometr NK	Koncový příčnick u BO	1	Polomost
S03	TN5	Tenzometr NK	Kotevní tyč u BO	1	Plný most
S04	TN12	Tenzometr NK	Koncový příčnick u BO	2	Polomost
S05	TN10	Tenzometr NK	Řídící tyč u BO	2	Plný most
S06	TK11	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>3/4 rozpětí</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S07	TN11	Tenzometr NK	Kotevní tyč u BO	2	Plný most
S08	TK12	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>Nad BO</i>	<i>1</i>	<i>Polomost</i>
S09	TK13	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>Nad BO</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S10	TK14	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>Nad BO</i>	<i>11</i>	<i>Polomost</i>
S11	TK15	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>9/10 rozpětí</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S12	TK16	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>12,5 m před BO</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S13	TK17	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>25 m před BO</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S14	TK18	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>25 m před BO</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S15	TK20	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>Komp. kol. 1/2 rozpětí</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S16	TK21	<i>Tenzometr kolejnice</i>	<i>Komp. kol. u BO</i>	<i>1</i>	<i>Čtvrtmost</i>
S17	-	neobsazen	-	-	-
S18	A2	Akcelerometr NK	1/2 rozpětí LHN	1	Akcelerometr
S19	A3	Akcelerometr NK	3/4 rozpětí LHN	1	Akcelerometr
S20	A6	Akcelerometr NK	3/4 rozpětí PHN	1	Akcelerometr
S21	PSD2	Snímač dráhy	Ložisko na BO	1	Potenciometr
S22	PSD4	Snímač dráhy	Řídící tyč u BO	1	Potenciometr
S23	PSD6	Snímač dráhy	Ložisko na BO	2	Potenciometr
S24	PSD8	Snímač dráhy	Řídící tyč u BO	2	Potenciometr
S25	ST5	Teplota	LHN dole 1/2 rozpětí	1	Teploměr
S26	ST6	Teplota	Mostovka 1/2 rozpětí	1	Teploměr
S27	ST8	Teplota	Kolejnice 1/2 rozpětí	1	Teploměr
S28	ST9	Teplota	Kolejnice u BO	1	Teploměr
S29	STV	Teplota vzduchu	Nad BO	2	Teploměr
S30	STK2	Teplota komp. kolej.	Komp. kol. před BO	1	Teploměr
S31	ISD2	Snímač dráhy	Kolejnice nad BO	1	LVDT
S32	SYNC2	Synchronizace	-	-	-



Obr. 29: Schéma snímačů na NK1, významných pro vyhodnocení monitoringu, a schéma konfigurace koleje, kóty v [mm]

Odporové tenzometry na kolejnici (TK) zaznamenávají poměrné přetvoření v podélném směru kolejnice. Tenzometry jsou nalepené v neutrální ose kolejnice, díky tomu je sledován pouze účinek normálové síly. Účinky ohybového momentu od svislého zatížení projíždějícími vlaky jsou eliminovány. Pro kompenzaci teplotních účinků jsou tenzometry zapojeny do Wheatstoneova můstku buďto jako čtvrtmost s externím kompenzačním tenzometrem na samostatném kusu kolejnice nebo jako polomost, viz obr. 30. Na mostě je 18 měřených míst – 4 zapojená do polomostu, 14 zapojených do čtvrtmostu a navíc 3 kompenzační tenzometry. Kromě externí kompenzace jsou tenzometry ještě kompenzovány vnitřně pro feritickou ocel, tedy $\alpha = 10,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.



Obr. 30: Vlevo tenzometr TK6 (čtvrtmost), vpravo TK7 (polomost)

Odporové tenzometry na nosné konstrukci (TN) jsou rozděleny do dvou skupin. První skupinou jsou tenzometry na koncovém příčnicku, které zaznamenávají poměrné přetvoření způsobené svislým zatížením od vlaku. Díky tomu je možné identifikovat přejezd vlaku při vyhodnocování dat z monitoringu. Tenzometry na koncovém příčnicku jsou kvůli kompenzaci teplotních účinků zapojené do Wheatstoneova můstku jako polomosty, viz obr. 31 vlevo. Na mostě jsou 4 měřená místa, jedno na koncovém příčnicku na obou operách u obou NK.

Druhou skupinou jsou tenzometry na řídicích a kotevních tyčích, které zaznamenávají poměrné přetvoření v podélném směru daných prvků, viz obr. 31 vpravo. Tenzometry jsou zapojené do Wheatstoneova můstku jako plný most, což umožňuje sledování pouze účinku normálové síly. Účinek ohybového momentu je eliminován a teplotní účinky jsou kompenzovány. Na mostě je 8 měřených míst – 4 na kotevních tyčích (jedno na kotevní tyči na obou operách u obou NK) a 4 na řídicích tyčích (jedno na obou koncích obou řídicích tyčí).



Obr. 31: Vlevo tenzometry na řídicí tyči TN2 (další 2 tenzometry jsou umístěny z druhé strany), vpravo tenzometry na koncovém příčniku TN6

Potenciometrické snímače dráhy (PSD) jsou použity pro měření vodorovného posunu mostu v ložiskách a měření podélného posunu řídicích tyčí vůči příčniku, viz obr. 32. Na mostě je celkem 8 potenciometrických snímačů dráhy – 4 na ložiskách (na obou opěrách obou NK) a 4 na řídicích tyčích (na obou koncích obou řídicích tyčí).



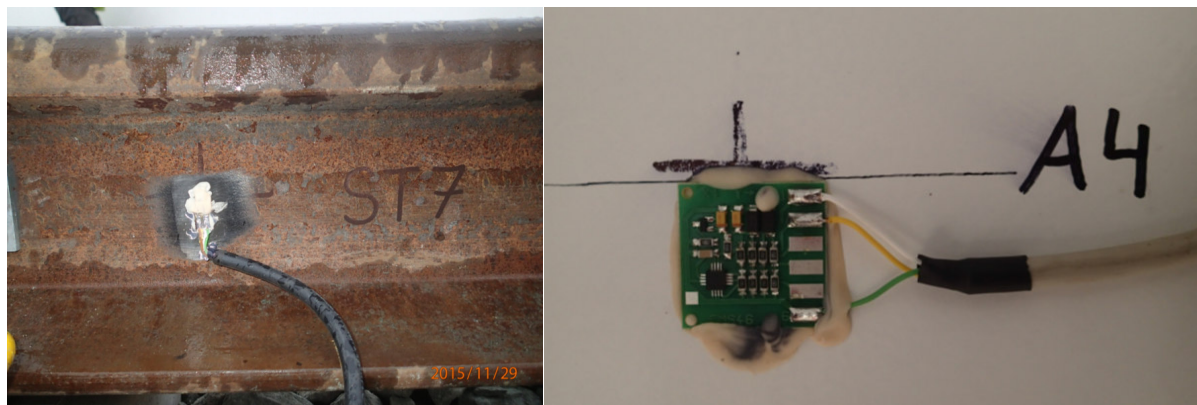
Obr. 32: Vlevo snímač posunu mostu v ložiskách PSD5, vpravo snímač posunu ŘT PSD10

Induktivní snímače dráhy (ISD) jsou uchyceny speciálním přípravkem k mostním opěrám. Hroty snímačů jsou opřeny o profil tvaru L, který je připevněna na kolejnici, viz obr. 33. Na mostě jsou použity 2 indukční snímače dráhy pro měření posunu koleje vůči opěře v místě mostního závěru (jeden nad každou opěrou NK1).

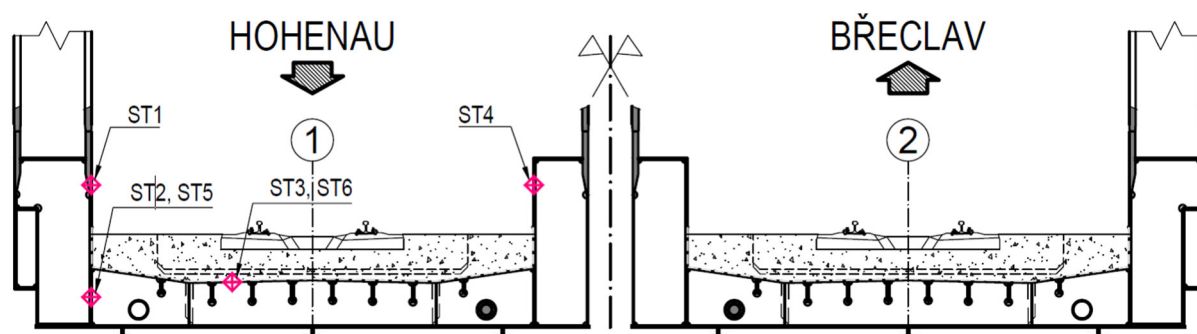


Obr. 33: Vlevo indukční snímač ISD1 a tenzometr TK4 nad Vídeňskou opěrou, vpravo indukční snímač ISD2 nad Břeclavskou opěrou

Snímače teploty (ST) jsou nalepené přímo na mostě nebo na kolejnici a měří teplotu daných prvků, viz obr. 34 vlevo. Na mostě je 12 měřených míst – 6 na mostovce NK1, 5 na kolejnici na NK1 a jeden snímač teploty vzduchu. Schéma rozmístění snímačů teploty v příčném řezu mostu je na obr. 35. Akcelerometry (A) měří zrychlení svislé deformace hlavního nosníku mostu a jsou nalepené přímo na stojinách hlavních nosníků, viz obr. 34 vpravo. Na mostě je 6 měřených míst ve čtvrtinách rozpětí obou hlavních nosníků NK1. Podrobný popis všech snímačů, kabeláže a dalších prvků měřicí linky je ve zprávě [48].



Obr. 34: Vlevo snímač teploty kolejnice ST7, vpravo akcelerometr A4



Obr. 35: Schéma rozmístění snímačů teploty v příčném řezu mostu

Data jsou zaznamenávána s velmi jemnou vzorkovací frekvencí 12,5 Hz (záznam každých 0,08 vteřiny), což umožňuje pozorování chování mostu a koleje během přejezdů vlaků. Pro analýzu podélného odporu a chování mostu a koleje během teplotních cyklů jsou naměřená data zbytečně podrobná, velká pro uchování a jejich zpracování je pomalé. Proto byla z těchto původních naměřených „ostrých dat“ vytvořena „redukovaná data“, která obsahují pouze jednu maximální, jednu minimální a jednu kvazi-statickou hodnotu za každých 15 minut záznamu.

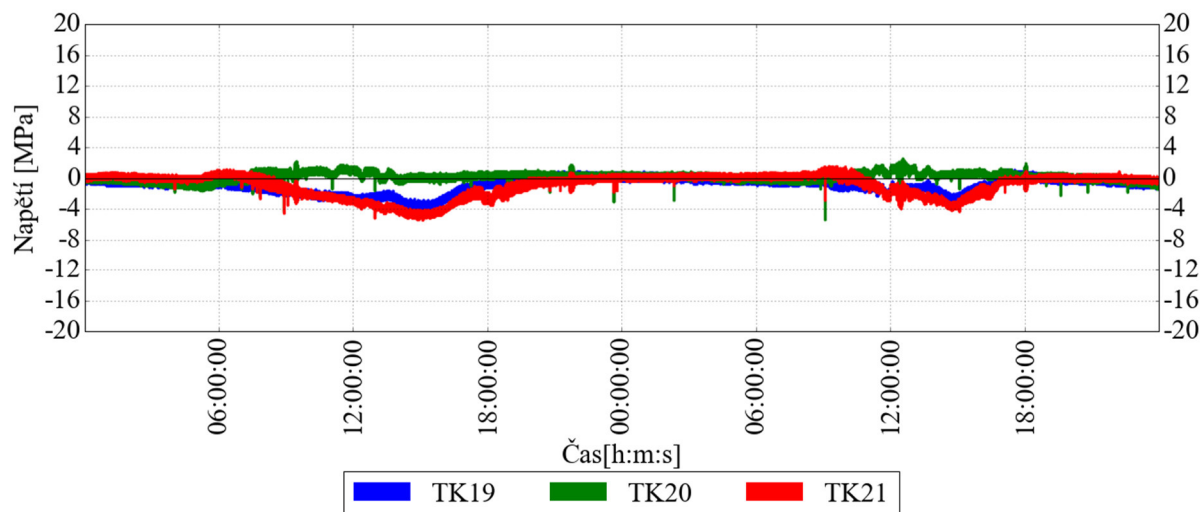
Tab. 8: Kalendář významných událostí v průběhu monitoringu

	NK1	NK2
Zahájení monitoringu	29. 11. 2015	20. 6. 2016
Statická zatěžovací zkouška	3. 12. 2015	4. 7. 2016
Dynamická zatěžovací zkouška	24. 8. 2016	25. 8. 2016
Přemístění snímačů TK6 a TK15	4. 5. 2017	

4.1.3 Kompenzování teplotních vlivů u tenzometrů

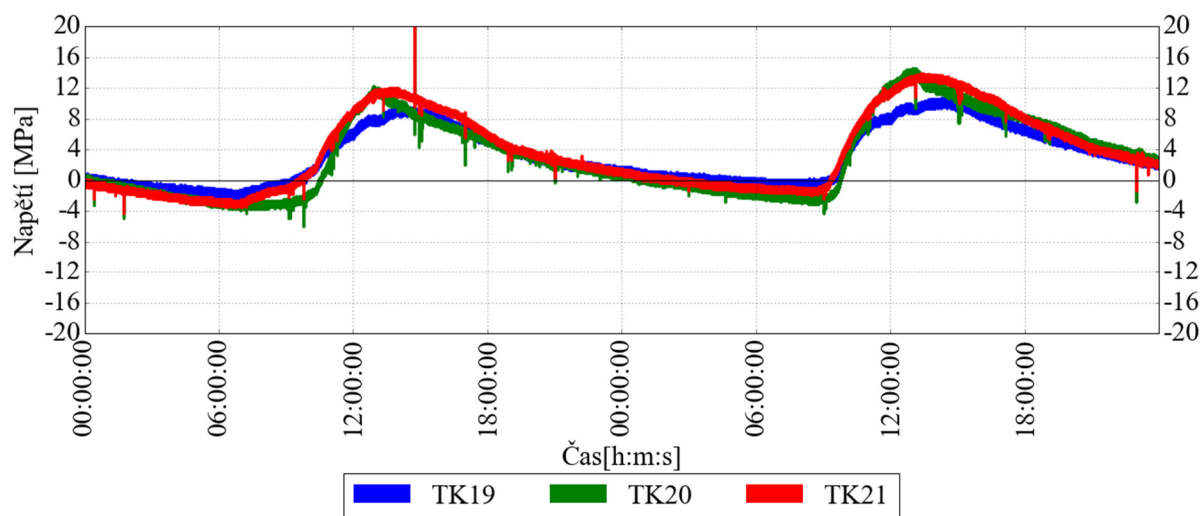
Pro tenzometry zapojené do Wheatstoneova můstku jako polomosty nebo plné mosty je kompenzace teplotních vlivů provedena v rámci tohoto typu zapojení. Většina tenzometrů na kolejnicích je ale do Wheatstoneova můstku zapojená jako čtvrtmost s externím kompenzačním tenzometrem. Externí kompenzační tenzometry TK19, TK20 a TK21, jsou umístěny na samostatných, volných kusech kolejnic. Odečtením hodnot naměřených na kompenzačních tenzometrech od hodnot z běžných tenzometrů se redukuje chyba měření tenzometrů, takzvaná kompenzace. Přesnost měření tenzometru závisí na teplotě, zejména při nízkých teplotách roste chyba měření téměř exponenciálně. Z tohoto důvodu je především v zimním období nezbytné používat kompenzaci. Vzhledem k proměnnému průběhu teploty po délce mostu (například kvůli lokálnímu zastínění) je ideální pro jednotlivé běžné tenzometry používat co nejbližší umístěný kompenzační tenzometr.

Průběh snímačů TK19 a TK21 v rámci celého monitoringu není kompletní. Kvůli poruchám a vandalismu bylo měření několik měsíců nefunkční a muselo být navazováno. Průběh snímače TK20 je dlouhodobě stabilní, proto byl použit pro kompenzaci všech tenzometrů, aby se minimalizovala chyba měření za nízkých teplot. V zimním období není tak patrný rozdíl, jestli se daný tenzometr kompenzuje pomocí TK19, TK20 nebo TK21, protože jejich průběhy jsou téměř totožné, viz obr. 36. Důležité je především vůbec nějakou kompenzaci v zimním období používat. Pak je průběh hodnot na tenzometrech zapojených do čtvrtmostu v podstatě shodný s průběhem na tenzometrech zapojených do polomostu.



Obr. 36: Průběh napětí na kompenzačních tenzometrech 11. a 12. července 2016

V letním období jsou mezi průběhy TK19, TK20 a TK21 větší rozdíly než v zimním období, protože se více liší teplota ve stínu a na slunci, viz obr. 37. Nicméně za vyšších teplot je obecně chyba měření tenzometrů malá, takže lze v případě nestabilního měření používat ke kompenzaci všech snímačů pouze TK20.



Obr. 37: Průběh napětí na kompenzačních tenzometrech 20. a 21. ledna 2017

4.2 Vyhodnocení dlouhodobého monitoringu

Fakulta stavební ČVUT v Praze spravuje data získaná z dlouhodobého monitoringu. Pro účely disertační práce byly autorovi poskytnuty textové soubory s původními naměřenými „ostrými“ daty a tabulkové soubory s „redukovanými daty“ ze všech snímačů v dlouhodobém monitoringu. Jak již bylo uvedeno výše – „redukovaná data“ obsahují pouze jednu maximální, jednu minimální a jednu kvazi-statickou hodnotu za každých 15 minut záznamu. Veškeré další zpracování, kompenzování, převody a vyhledávání v datech bylo provedeno autorem disertační práce. Ze záznamů snímačů je možné získat nejrůznější data:

- napětí a posuny v kolejnicích bezстыkové koleje (TK1–TK18, ISD1 a ISD2)
- posuny mostu v ložiskách (PSD1, PSD2, PSD5 a PSD6)
- napětí v řídicích tyčích SŘDM (TN2, TN4, TN8 a TN10)
- posuny v řídicích tyčích SŘDM (PSD3, PSD4, PSD7 a PSD8)
- napětí v kotevních tyčích SŘDM (TN1, TN5, TN7 a TN11)
- teplotu mostu, kolejnic a vzduchu (ST1–ST9 a STV)
- teplotu a napětí v kompenzačních kolejnicích (STK1, STK2, TK19–TK21)
- napětí na koncovém příčniku (TN3, TN6, TN9 a TN12)
- zrychlení svislé deformace hlavního nosníku (A1–A6)

Posuny a teploty se získávají přímo z naměřených dat, zatímco napětí bylo nutné přepočítat z naměřeného poměrného přetvoření podle typu zapojení do Wheatstoneova můstku. Pro zapojení tenzometrů do čtvrtmostu u snímačů TK1–TK21 se napětí získá ze vztahu [49]:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 0,21 \cdot \varepsilon \quad (24)$$

kde σ je normálové napětí [MPa],

ε je poměrné přetvoření [$\cdot 10^{-6}$],

E je Youngův modul pružnosti oceli, $E = 210$ GPa.

Pro zapojení tenzometrů do polomostu u snímačů TN3, TN6, TN9 a TN12 platí pro přepočet napětí z poměrného přetvoření rovnice [49]:

$$\sigma = (E \cdot \varepsilon)/(1 + \nu) = 0,21 \cdot \varepsilon/1,3 \quad (25)$$

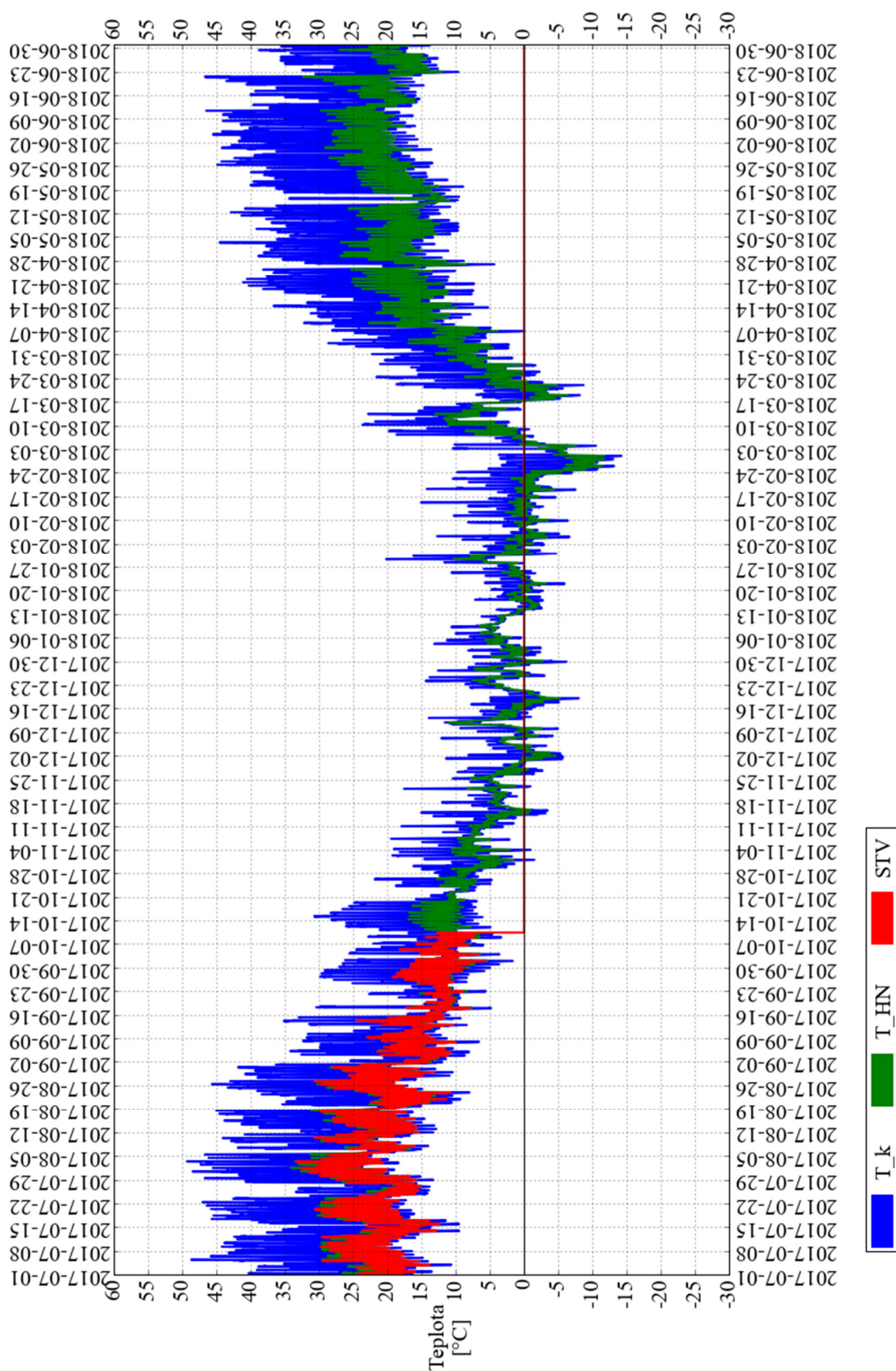
kde ν je Poissonovo číslo oceli, $\nu = 0,3$.

Pro zapojení tenzometrů do plného mostu TN1, TN2, TN4, TN5, TN7, TN8, TN10 a TN11 platí pro přepočet napětí z poměrného přetvoření rovnice [49]:

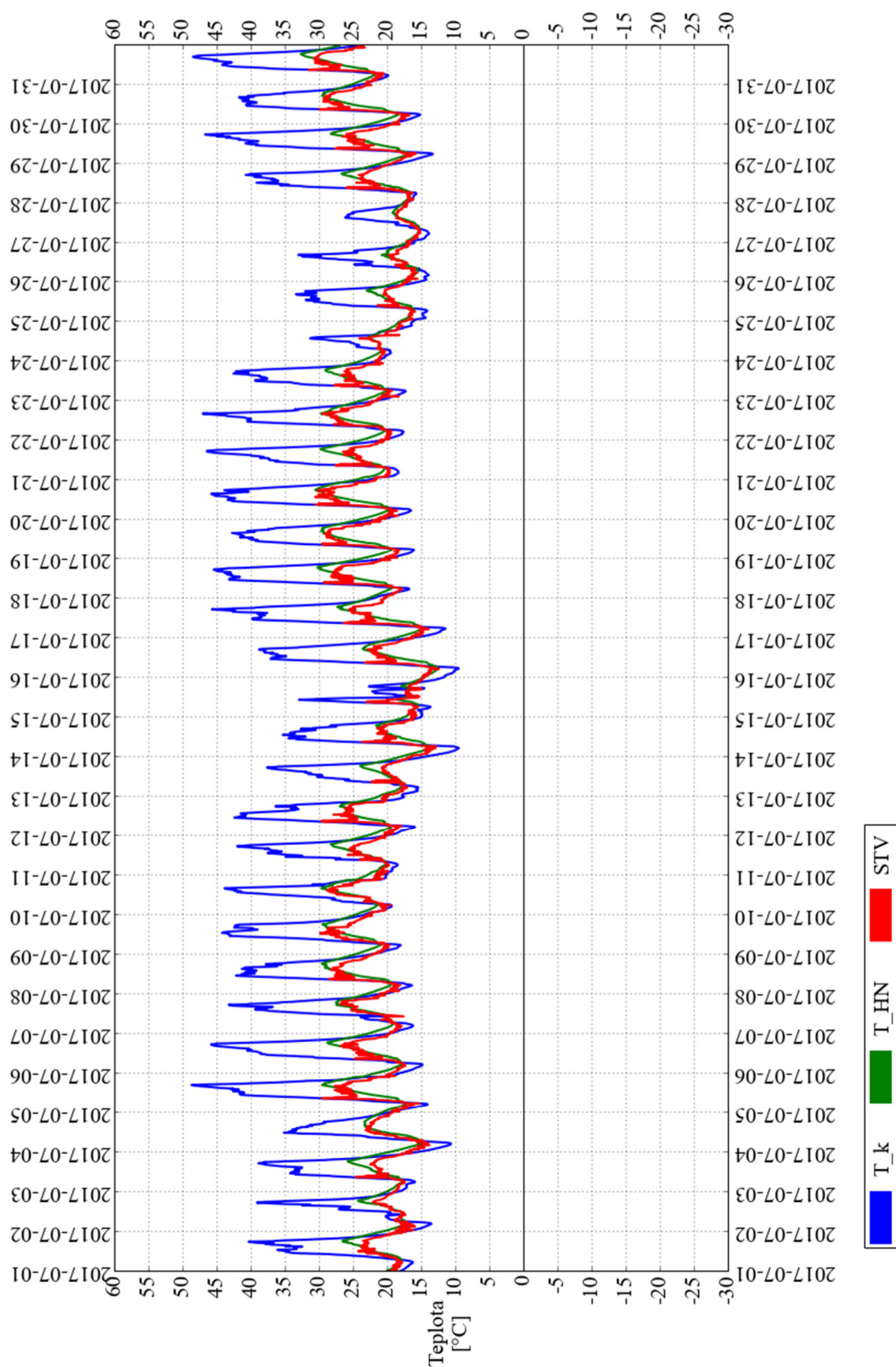
$$\sigma = (E \cdot \varepsilon)/[2 \cdot (1 + \nu)] = 0,21 \cdot \varepsilon/2,6 \quad (26)$$

4.2.1 Dlouhodobé chování mostu a koleje

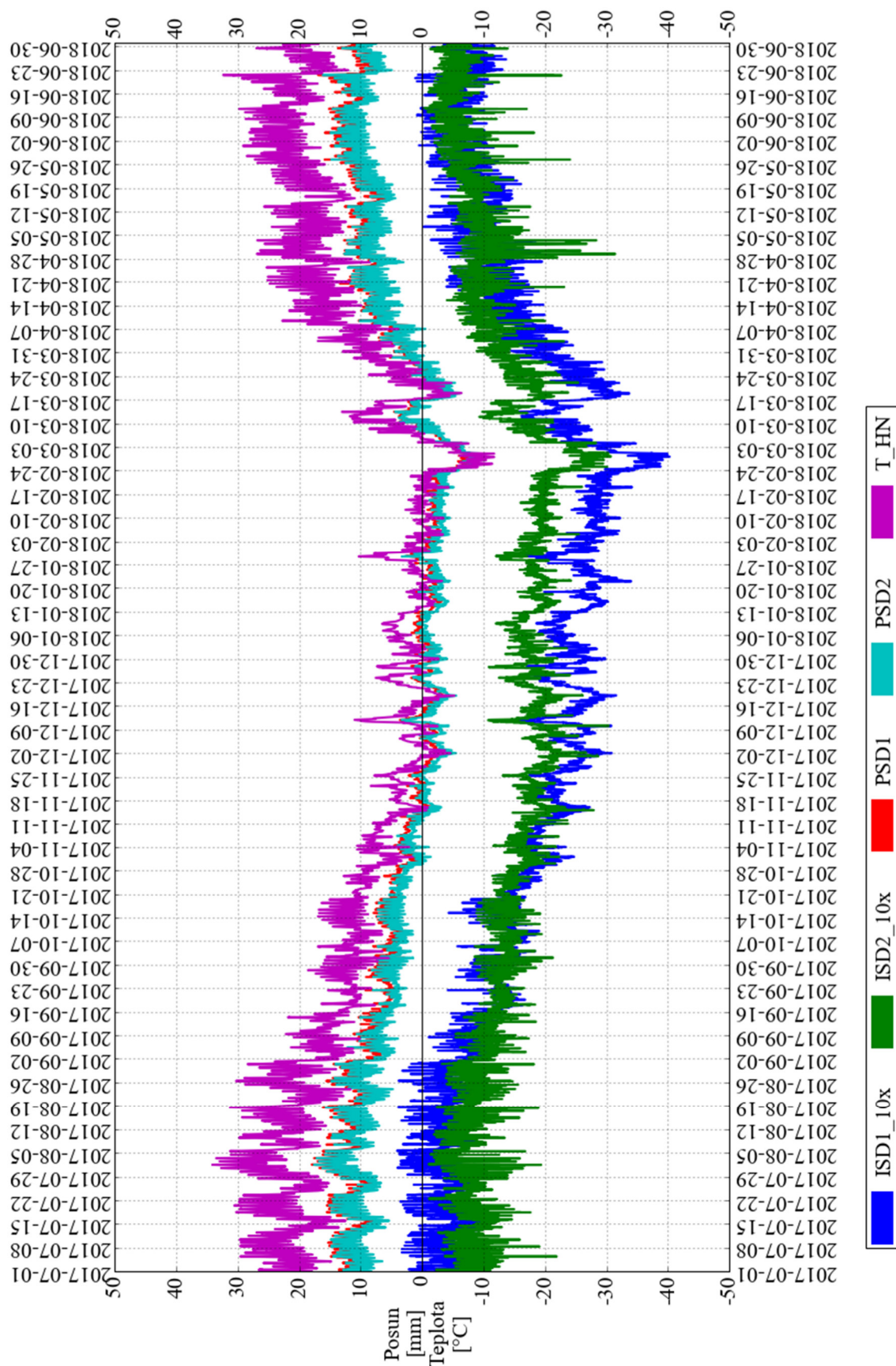
Dlouhodobé chování mostu a koleje je možné pozorovat na obr. 38 – obr. 43, kde jsou zobrazeny průběhy sledovaných veličin během jednoho roku a jednoho měsíce. Průběh teploty kolejnice, hlavního nosníku a vzduchu je vykreslen na obr. 38 a obr. 39. Průběh posunů mostu v ložiskách, posunů kolejnice a teploty hlavního nosníku je ukázán na obr. 40 a obr. 41. Průběh napětí v kolejnici je zobrazen na obr. 42 a obr. 43.



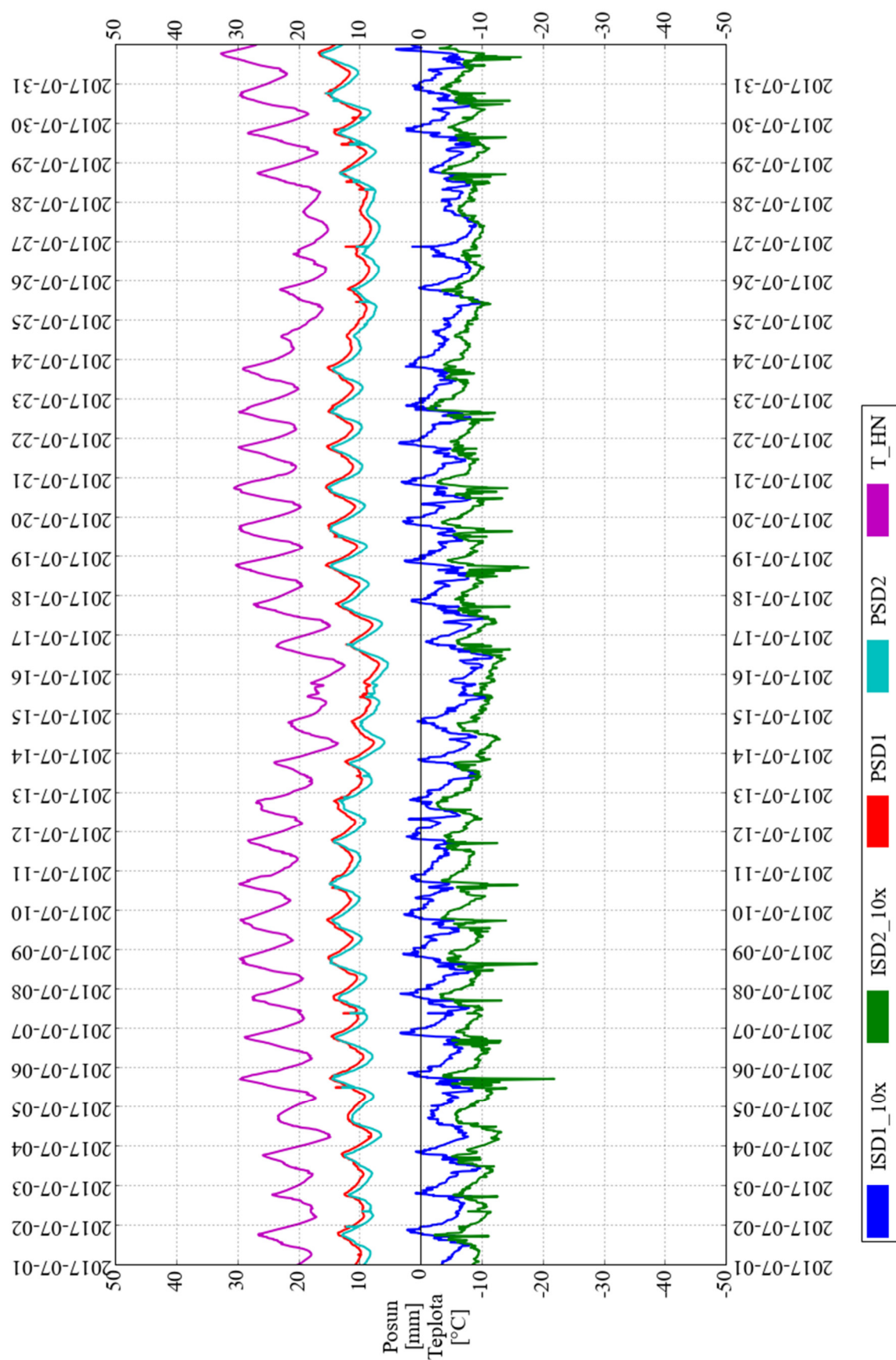
Obr. 38: Průběh teploty kolejnice, HN a vzduchu od 1. 7. 2017 do 30. 6. 2018



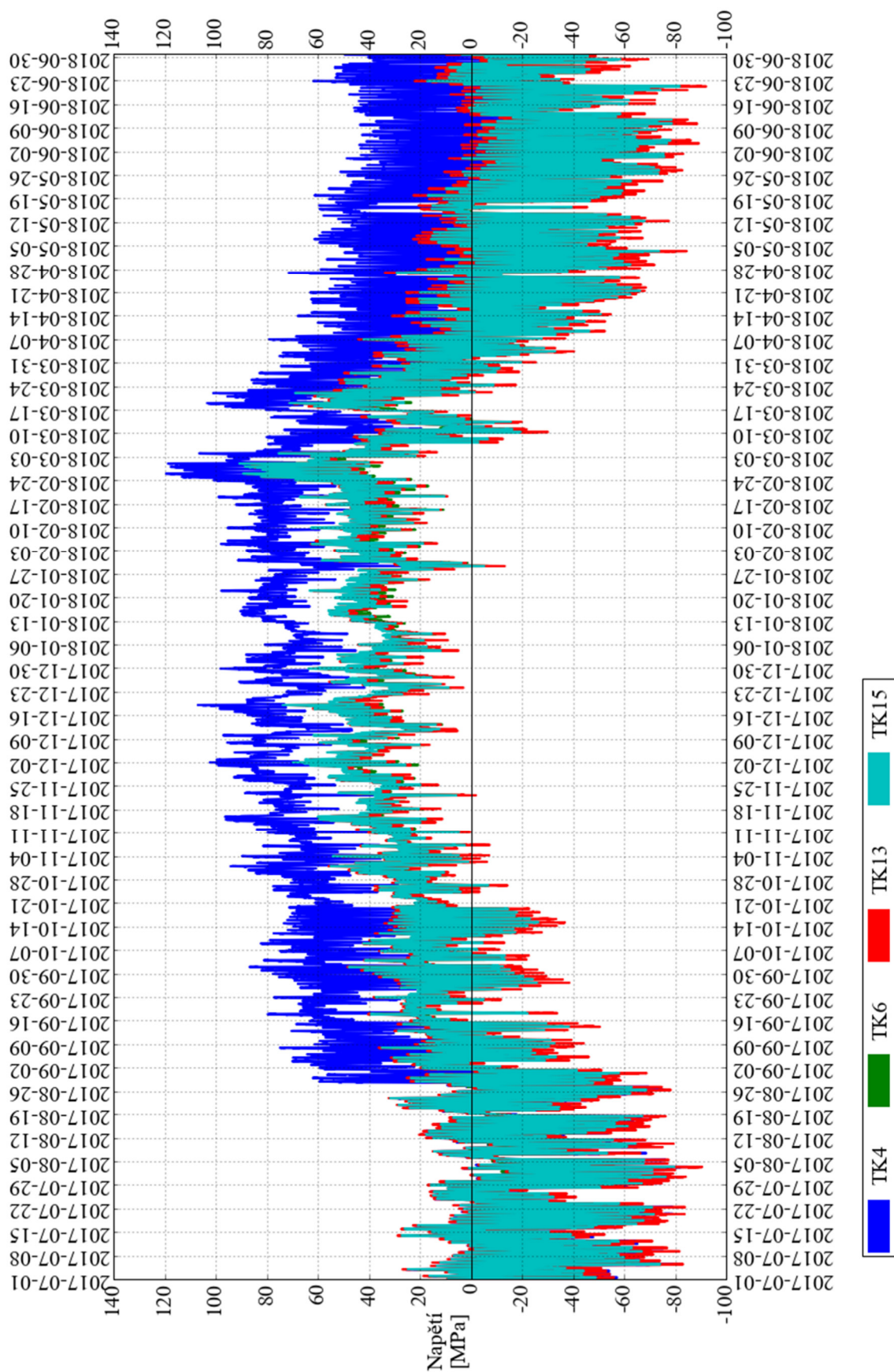
Obr. 39: Průběh teploty kolejnice, HN a vzduchu od 1. 7. 2017 do 31. 7. 2017



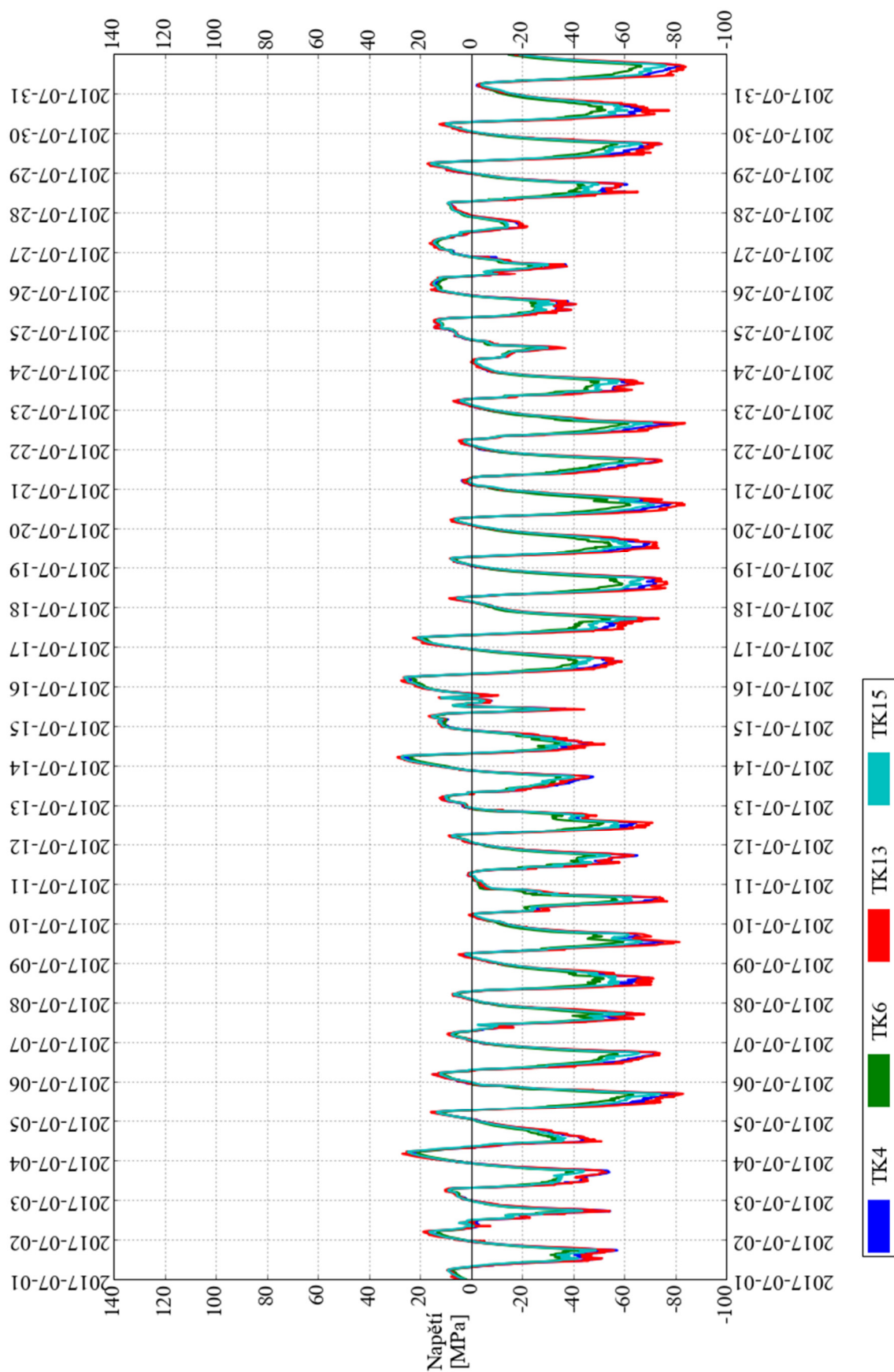
Obr. 40: Průběh posunů ISD1, ISD2, PSD1, PSD2 a teploty HN od 1. 7. 2017 do 30. 6. 2018, průběh ISD1 a ISD2 je desetkrát převýšen



Obr. 41: Průběh posunů ISD1, ISD2, PSD1, PSD2 a teploty HN od 1. 7. 2017 do 31. 7. 2017, průběh ISD1 a ISD2 je desetkrát převýšen



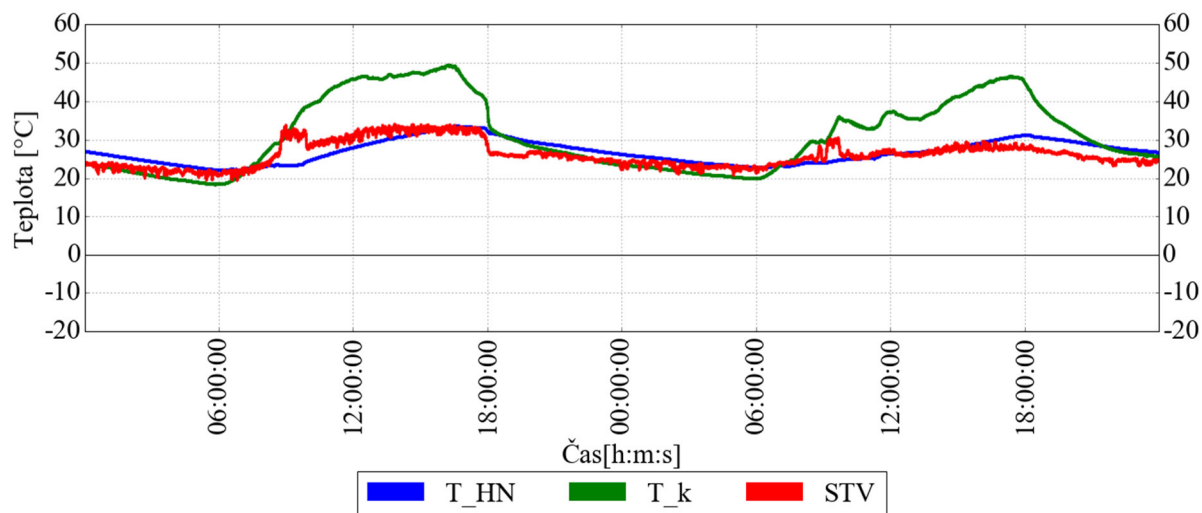
Obr. 42: Průběh napětí TK4, TK6, TK13 a TK15 I. 7. 2017 do 30. 6. 2018



Obr. 43: Průběh napětí TK4, TK6, TK13 a TK15 1. 7. 2017 do 31. 7. 2017

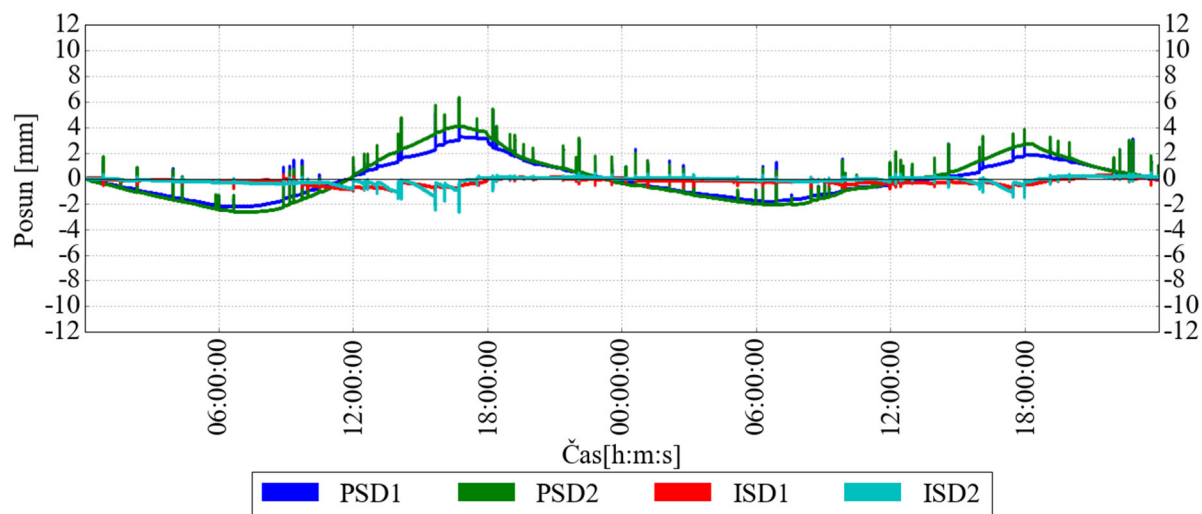
4.2.2 Vyhodnocení denních teplotních cyklů

Kolej i most jsou vystaveny každodenním teplotním změnám, které způsobují specifickou odezvu. Odezva v zimním období má stejný charakter jako odezva v letním období, velikost odezvy je úměrná menším teplotním změnám. Průběh teploty hlavního nosníku, kolejnice a vzduchu během jednoho denního cyklu je na obr. 44. Průběh veličin na obr. 45 – obr. 47 byl vynulován k počátku o půlnoci, svislé osy tím pádem zobrazují relativní hodnoty veličin.



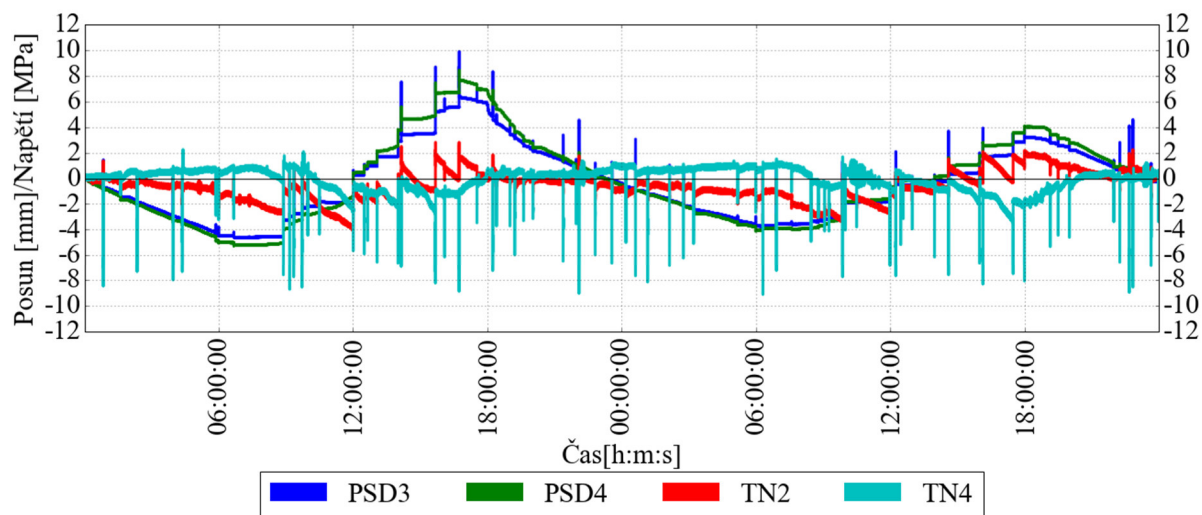
Obr. 44: Teplota hlavního nosníku, kolejnice a vzduchu 3. srpna 2017, absolutní hodnoty

Průběh posunů mostu v ložiskách (PSD1, PSD2) a posunu koleje v místě opěr (ISD1, ISD2) z obr. 45 odpovídá průběhu teploty hlavního nosníku z obr. 44. Posuny mostu se mění shodně u obou opěr. Most dilataje rovnoměrně na obě strany a řídicí tyč tedy funguje správně. Při oteplování mostu s rostoucí teplotou mírně rostou i posuny mostu v ložiskách. Při přejezdu vlaku dochází k mírnému skokovému nárůstu posunu. To je způsobeno vyrovnáváním posunů, které jsou při oteplování zřejmě blokovány kvůli tření v ložiskách. Při ochlazování mostu s klesající teplotou klesají i posuny mostu, plynulé posuny nejsou blokovány třením. Hodnoty posunů kolejnice jsou mnohem menší než posuny mostu a jsou významně ovlivněny velkými skoky způsobenými přejezdy vlaků. Kvůli tomu průběh posunů kolejnice během oteplování úplně neodpovídá průběhu teploty.



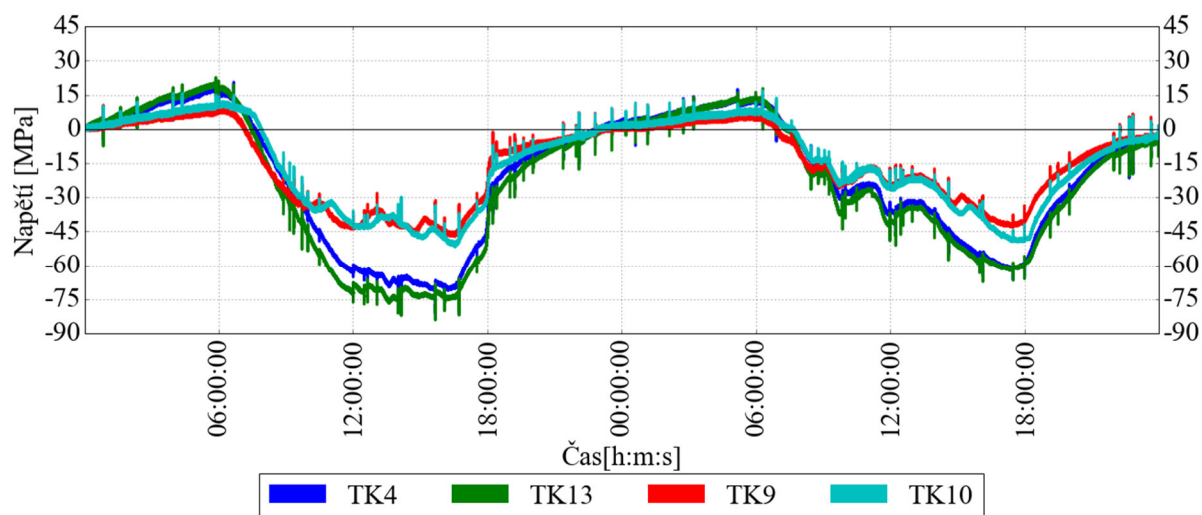
Obr. 45: Posuny mostu a kolejnice 3. srpna 2017, relativní hodnoty

Průběh posunů (PSD3, PSD4) a osového napětí (TN2, TN4) v řídicí tyči je na obr. 46. Mechanismus řídicí tyče je staticky určitý, proto by v něm při zatížení teplotou neměly vznikat vnitřní síly, ale pouze deformace. Při oteplování mostu nicméně posuny řídicí tyče nerostou s rostoucí teplotou, protože jsou pravděpodobně blokovány třením řídicí tyče v sedlech příčniců. V řídicí tyči kvůli tomu sice vzniká osově napětí, ale jeho hodnota je zanedbatelná. Při přejezdu vlaku přes most nastane skokový nárůst posunů společně se skokovým poklesem napětí. Blokováný posun je uvolněn a napětí mizí. Průběh posunů řídicí tyče během oteplování mostu se skládá z těchto skoků během přejezdů vlaků. Při ochlazování mostu klesají posuny řídicí tyče s klesající teplotou, plynulé posuny nejsou v tomto případě blokovány třením.



Obr. 46: Posuny a napětí v řídicí tyči 3. srpna 2017, relativní hodnoty

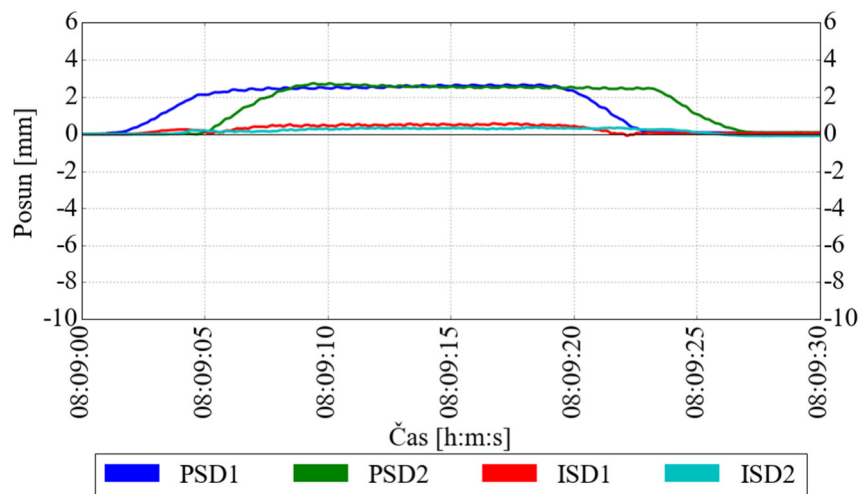
Obr. 47 ukazuje průběh osového napětí v kolejnici nad podporou (TK4, TK13) a ve středu rozpětí (TK9, TK10). Napětí nad opěrou je evidentně větší než napětí ve středu rozpětí. Nad podporou se napětí způsobené interakcí most–kolej sčítá s napětím způsobeným změnou teploty kolejnice, zatímco v poli se napětí způsobené interakcí odečítá.



Obr. 47: Napětí v kolejnici nad podporou a ve středu rozpětí 3. srpna 2017, relativní hodnoty

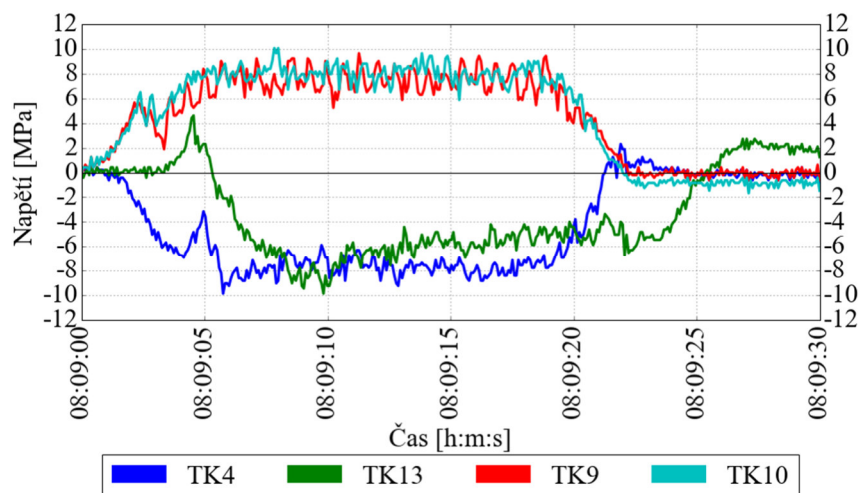
4.2.3 Vyhodnocení přejezdů vlaků

Jemné vzorkování s frekvencí 12,5 Hz při záznamu dat umožňuje sledování odezvy mostu a koleje během přejezdů vlaků. Průběh veličin na obr. 48 – obr. 51 byl vynulován k počátku přejezdu vlaku, svislé osy tím pádem zobrazují relativní hodnoty veličin. Průběh vodorovných posunů mostu v ložiskách (PSD1, PSD2) a kolejnice v místě opěr (ISD1, ISD2) je ukázán na obr. 48. Při nájezdu vlaku na most dochází k nárůstu všech posunů u obou opěr. Svislý průhyb nosné konstrukce od svislého zatížení vlakem způsobuje vodorovné posuny nad oběma podporami. Po odjezdu vlaku z mostu se posuny mostu vrací zpět na původní hodnoty před přejezdem. Posuny kolejnice se v některých případech nevrací na původní hodnoty, ale místo toho zůstanou na zvýšených hodnotách.



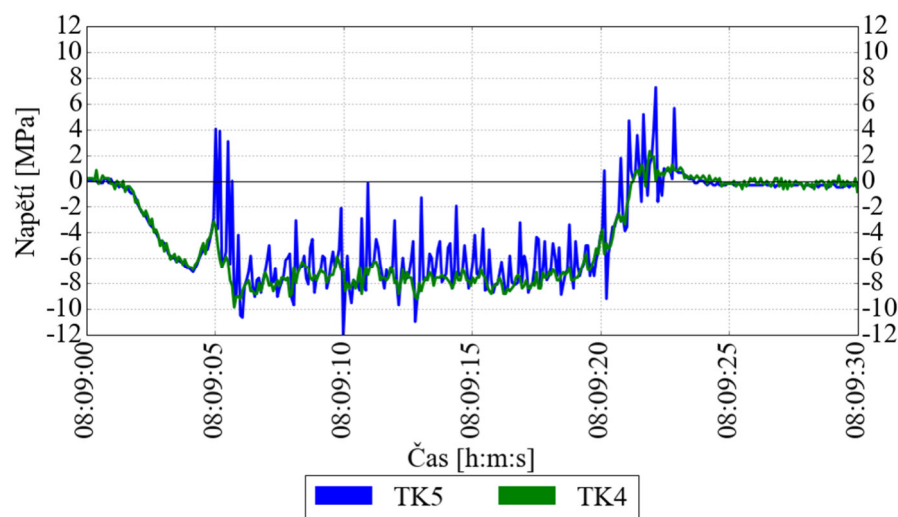
Obr. 48: Posuny mostu a kolejnice během přejezdu vlaku 21. dubna 2018, relativní hodnoty

Dalším vlivem ohybového namáhání nosné konstrukce od zatížení vlakem je zvýšení osového napětí v kolejnici. Z obr. 49 je patrné, že nad podporami (TK4, TK13) vzniká tlakové napětí a ve středu rozpětí (TK9, TK10) vzniká tahové napětí, což odpovídá teoretickému předpokladu. Po odjezdu vlaku se napětí v kolejnici v některých případech nevrací na původní hodnoty před přejezdem vlaku, což je zřejmě v korelaci s chováním posunů kolejnice. Žádné jednoznačné identifikace tohoto jevu nebylo dosaženo, ani nebyla prokázána jeho závislost na plastickém chování koleje.



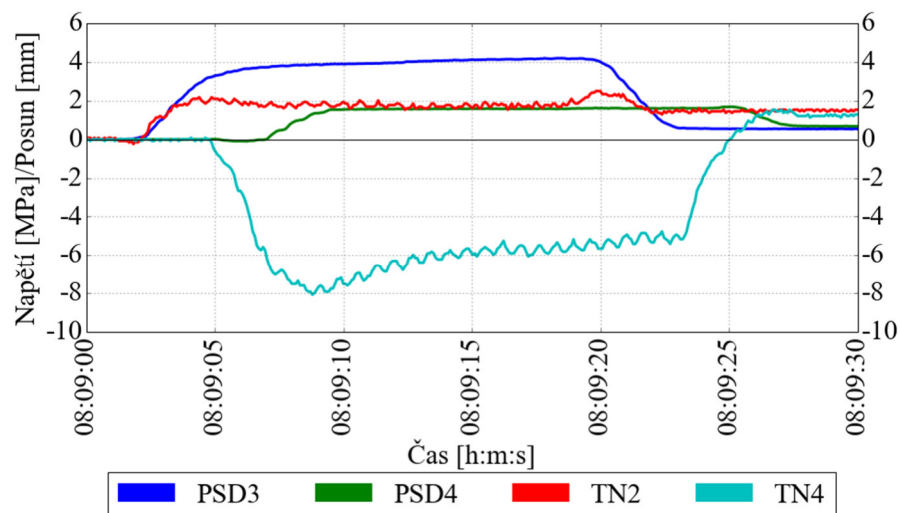
Obr. 49: Napětí v kolejnici nad podporou a ve středu rozpětí během přejezdu vlaku 21. dubna 2018, relativní hodnoty

Na obr. 50 je uvedeno porovnání napětí v kolejnici nad podporou při přejezdu vlaku získaného z tenzometrů nalepených ve stejném místě kolejnice (na opačné straně stojiny), ale zapojených v různých konfiguracích Wheatstoneova můstku. U obou typů jsou kompenzovány teplotní vlivy. Průběh napětí z tenzometru TK5 zapojeného do polomostu ukazuje časté vysoké špičky, které jsou způsobené zatěžováním kolmého tenzometru a jsou proto běžnou vlastností tohoto zapojení. Tenzometr TK4 je zapojený do čtvrtmostu s externím kompenzačním tenzometrem na samostatném kusu kolejnice, která je umístěna blízko mostního závěru. Průběh napětí z TK4 je spíše konstantní s malými oblými špičkami, což je výhodnější pro pozorování chování při přejezdech vlaků. V průběhu celého monitoringu je průběh napětí z TK4 a TK5 téměř identický a oba způsoby zapojení umožňují srovnatelnou kompenzaci teplotních vlivů. Zapojení do čtvrtmostu je jednodušší na instalaci, funguje dobře při přejezdech vlaků (průběh je hladší bez vysokých špiček, které u polomostu generuje při přejezdu kola kompenzační tenzometr) a kombinace externího kompenzačního tenzometru s vnitřní teplotní kompenzací tenzometru pro ocel poskytuje dobrou kompenzaci teplotních vlivů. Proto je pro dlouhodobý monitoring výhodnější zapojení do čtvrtmostu s externím kompenzačním tenzometrem než zapojení do polomostu.



Obr. 50: Napětí v kolejnici nad podporou během přejezdu vlaku 21. dubna 2018, relativní hodnoty

Posuny (PSD3, PSD4) a napětí (TN2, TN4) v řídicí tyči jsou zobrazeny na obr. 51. Jak bylo uvedeno výše, plynulý posun řídicí tyče je během oteplování mostu blokován kvůli tření a je uvolněn až během přejezdu vlaku. Po odjezdu vlaku z mostu zůstávají posuny a napětí na vyšších hodnotách, než byly původní hodnoty před nájezdem vlaku na most. Tímto je kompenzováno předchozí blokování plynulých posunů během oteplování. Dále je možné pozorovat, že při přejezdu vlaku je odezva u Břeclavské opěry (PSD3, TN2) odlišná od odezvy u Vídeňské opěry (PSD4, TN 4). Posun způsobený přejezdem vlaku u Břeclavské opěry významně roste, zatímco u Vídeňské opěry je posun zřejmě blokován. U Vídeňské opěry tím pádem při přejezdu roste osově napětí v řídicí tyči, ale jeho hodnota je opět zanedbatelná a nemá žádný vliv na funkčnost ani únosnost řídicí tyče.



Obr. 51: Posuny a napětí v řídicí tyči během přejezdu vlaku 21. dubna 2018, relativní hodnoty

4.2.4 Souhrn extrémních teplot, posunů a napětí

Během vyhodnocování byly sledovány extrémní hodnoty teplot. Snímač teploty vzduchu (STV) byl funkční v období od července 2016 do října 2017, i přes výměnu snímače v důsledku poškození kabelu nebylo možno jej obnovit. Podle dostupných denních maxim a minim z blízké meteostanice Břeclav – Poštorná nebylo během výpadku snímače STV překonáno naměřené absolutní minimum ani maximum. Extrémní hodnoty absolutních teplot, změn teplot a změn posunů jsou shrnuty v tab. 9. Minimální teploty kolejnice, hlavního nosníku a vzduchu jsou prakticky stejné. Během zimních nocí se teplo, respektive chlad, šíří především prouděním z okolního vzduchu, které má stejný vliv na kolejnici jako na hlavní nosník. Naproti tomu je maximální teplota kolejnice mnohem vyšší než maximální teplota vzduchu a maximální teplota hlavního nosníku je shodná s maximální teplotou vzduchu. Během letních dní se teplo šíří nejen prouděním z okolního vzduchu, ale i slunečním zářením, které má významnější vliv na kolejnici s poměrně malou průřezovou plochou než na hlavní nosník s mnohem větší průřezovou plochou. Hlavní nosník je zároveň opatřen protikorozní ochranou bílého odstínu, která záření odráží.

Rozdíl mezi maximální a minimální teplotou kolejnice je o 20 °C větší než rozdíl mezi maximální a minimální teplotou hlavního nosníku a vzduchu. Rozdíl mezi maximálním a minimálním posunem činí u řídicí tyče 54 mm a u posunu mostu ložiskách 28 mm. Tento rozdíl posunu mostu v ložiskách je malý ve srovnání jak s kapacitou pohybu ložisek ± 100 mm, tak s kapacitou pohybu mostního závěru 120 mm, i ve srovnání s maximálním posunem 72 mm v mostním závěru v mezním stavu únosnosti (MSÚ) uvedeném v projektové dokumentaci [45]. Kromě celkových rozdílů teplot a posunů jsou v tab. 9 uvedeny i maximální rozdíly teplot a posunů, ke kterým došlo během jednoho dne.

Tab. 9: Souhrn extrémních teplot a posunů v období od prosince 2015 do srpna 2019

Veličina		Maximum	Minimum	Rozdíl	Maximální denní rozdíl
Teplota vzduchu	[°C]	33.3	-13.1	46.5	16.0
Teplota stojiny hlavního nosníku	[°C]	34.1	-13.9	48.0	17.5
Teplota stojiny kolejnice	[°C]	51.5	-18.1	69.6	36.4
Posun mostu v ložiskách	[mm]	-	-	27.9	9.0
Posun řídicí tyče	[mm]	-	-	53.8	17.1

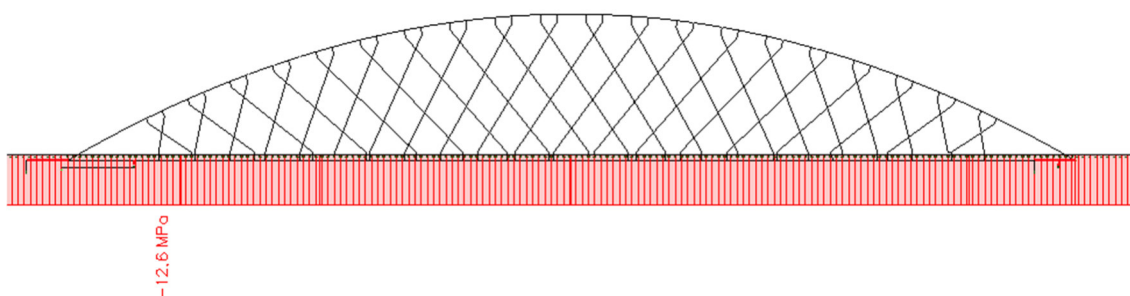
V tab. 10 jsou uvedené extrémní rozkmity osového napětí v kolejnici během časových úseků s různými délkami. Maximální rozkmit napětí od změny teploty během jediného letního dne představuje více než polovinu maximálního rozkmitu napětí od změny teploty za celý rok. Maximální rozkmit napětí od změny teploty během jednoho zimního dne odpovídá zhruba třetině maximálního rozkmitu napětí od změny teploty za celý rok. Přírůstek napětí způsobený ohybem nosné konstrukce při přejezdu vlaku je přibližně 15 MPa nad podporami a 12 MPa ve středu rozpětí mostu. Tyto hodnoty nepřekračují odhad 20 MPa pro účinky ohybu nosné konstrukce, který se předpokládá v normách [13], [12] a [1].

Tab. 10: Souhrn rozkmitu osového napětí v kolejnici v různých časových úsecích

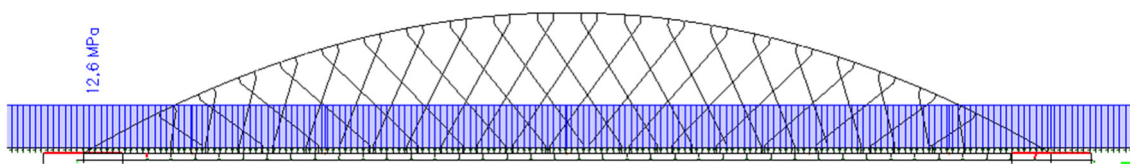
Rozkmit napětí [MPa]	Nad podporami	Ve středu rozpětí
Rok	185,6	133,8
Letní den	100,3	72,2
Zimní den	64,8	41,3
Přejezd vlaku	-15,0	+12,0
Brzdění vlaku při DZZ	-12,0	+15,0

4.2.5 Vyhodnocení vlivu interakce most–kolej od teploty

Napětí v kolejnici vyhodnocená z dlouhodobého monitoringu se skládají z příspěvku napětí způsobeného změnou teploty samotné kolejnice a z příspěvku napětí způsobeného změnou teploty mostní konstrukce. Příspěvek napětí od změny teploty kolejnice odpovídá situaci, kdy je kolejnice vystavena teplotním účinkům v širé trati. Napětí v kolejnici je lineárně závislé na změně teploty kolejnice s koeficientem (-2,52). Při kladné změně teploty vzniká v kolejnici v širé trati konstantní tlakové napětí, viz obr. 52, od záporné změny tahové napětí, viz obr. 53.

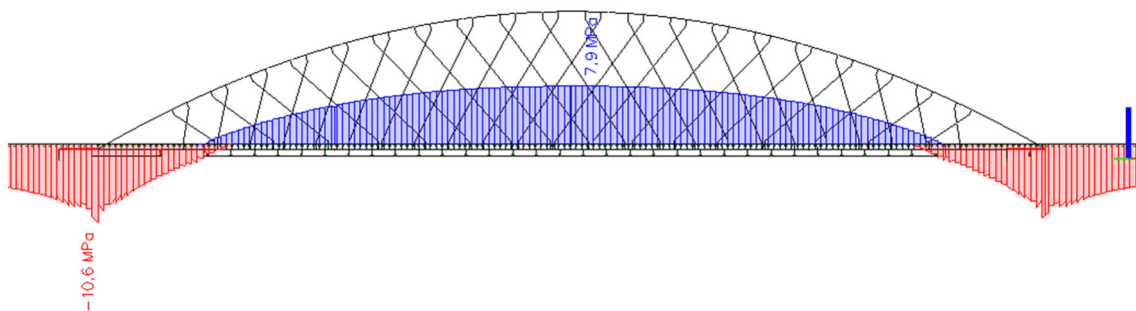


Obr. 52: Průběh osového tlakového napětí v kolejnici [MPa] od oteplení kolejnice o 5 °C

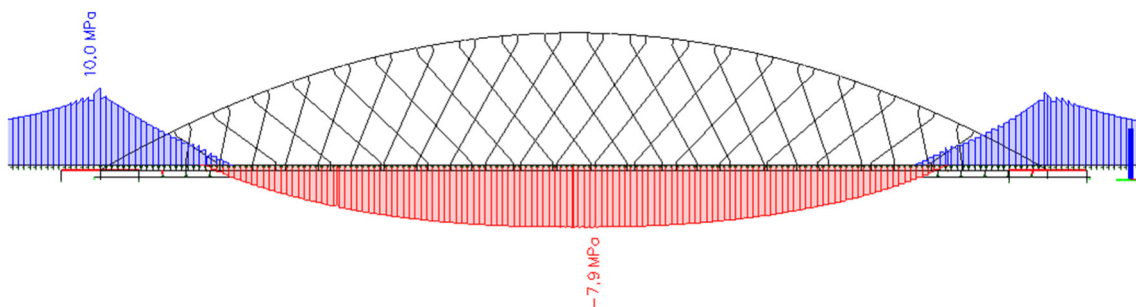


Obr. 53: Průběh osového tahového napětí v kolejnici [MPa] od ochlazení kolejnice o 5 °C

Příspěvek napětí od změny teploty mostu vzniká v důsledku vzájemné interakce mostu a koleje. Při zatížení kladnou změnou teploty vzniká v kolejnici nad podporou sledovaného mostu tlakové napětí a v poli tahové napětí, viz obr. 54, od záporné změny teploty mostu vzniká nad podporou tahové napětí a v poli tlakové, viz obr. 55. Výsledné napětí v kolejnici se získá superpozicí průběhů napětí od změny teploty kolejnice a napětí od příslušné změny teploty mostu v tom samém okamžiku. Jak je uvedeno v kapitole 4.2.4, hodnoty změny teploty mostu a změny teploty kolejnice mohou mít v jednom okamžiku velmi rozdílné hodnoty, je tedy nutné správně stanovit vliv interakce od odpovídající změny teploty mostu.

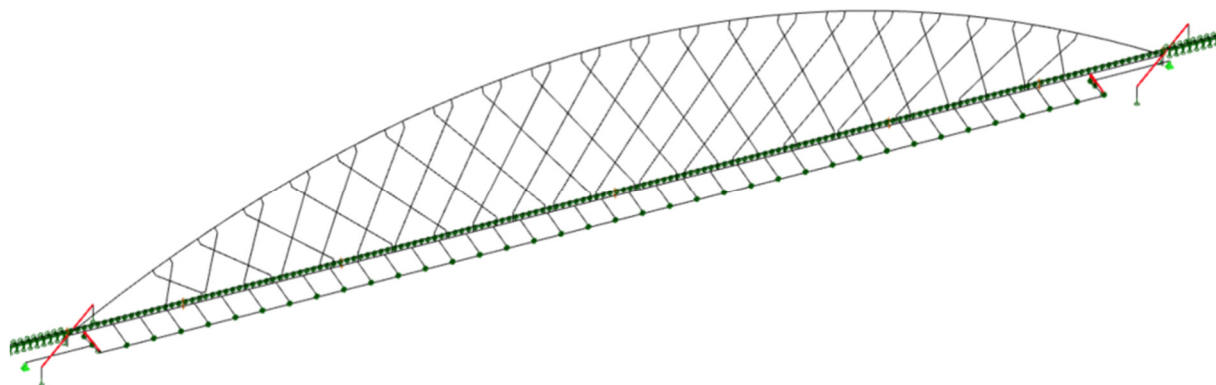


Obr. 54: Průběh osového napětí v kolejnici [MPa] od oteplení mostu o 5 °C

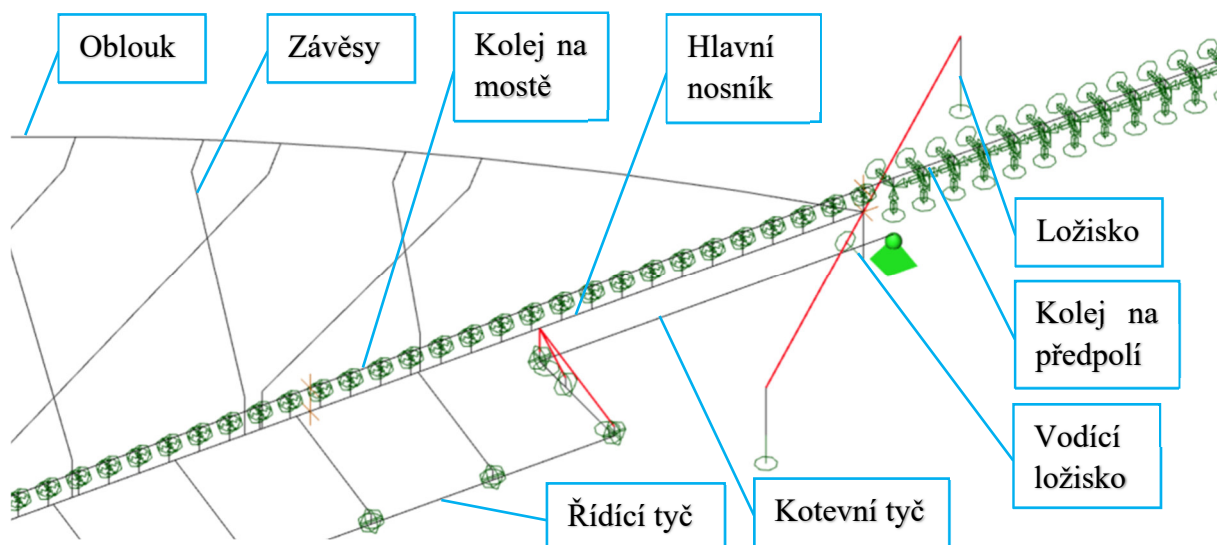


Obr. 55: Průběh normálového napětí v kolejnici [MPa] od ochlazení mostu o 5 °C

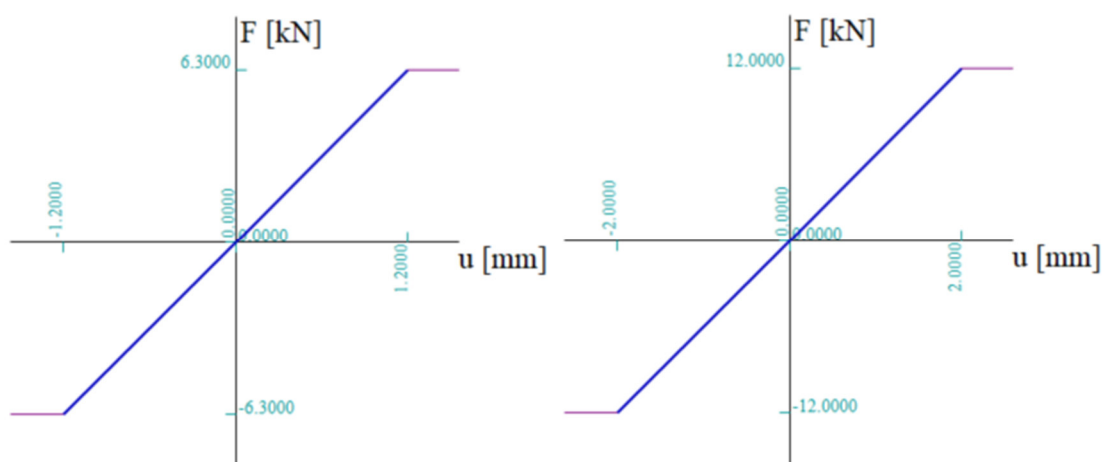
Velikost příspěvku napětí od interakce závisí na parametrech podélného odporu koleje a na hodnotě změny teploty mostu. Pro zpřesnění odhadu příspěvku napětí byla provedena parametrická studie s využitím výpočetního modelu vytvořeného v programu SCIA Engineer. Výpočetní model vycházel z expertního posouzení mostu Oskar [50], následně byl validován a upraven podle výsledků dlouhodobého monitoringu. Jedná se o prostorový prutový model, celkový pohled je na obr. 56. Nosná konstrukce mostu a kolej byly idealizovány do jedné svislé roviny. Řídící tyč a uložení NK mostu byly modelovány ve vodorovné rovině. Detail modelu v oblasti podpory je na obr. 57. Bezстыková kolej a most jsou spojeny pomocí tuhých prutů, na kterých jsou umístěny klouby s nelineární tuhostí v podélném směru, viz obr. 58. Na předpolích mostu je bezстыková kolej uložena na podporách s nelineární tuhostí v podélném směru.



Obr. 56: Celkový pohled na výpočetní model

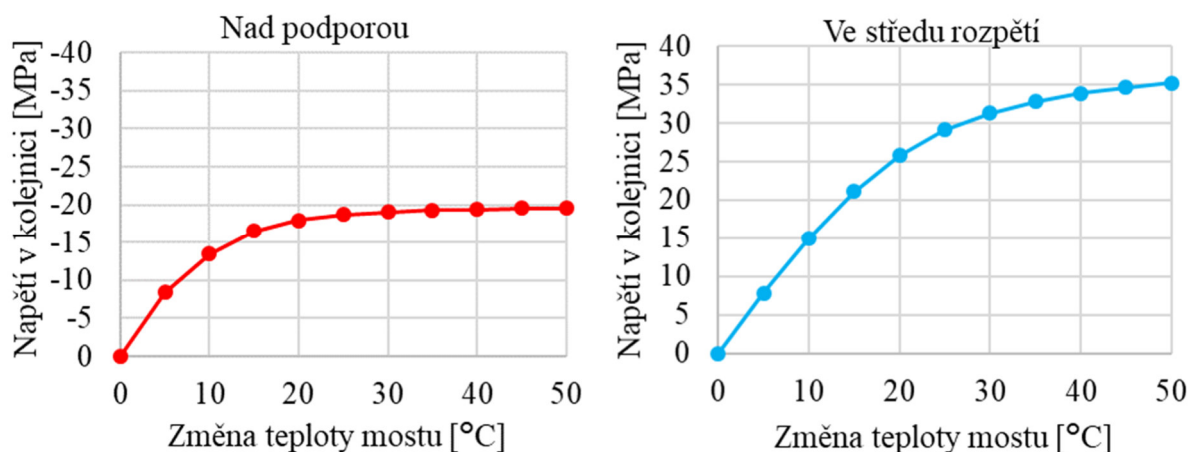


Obr. 57: Detail výpočetního modelu v oblasti podpory



Obr. 58: Nelineární funkce vazeb spojujících kolej a most v podélném směru

V této parametrické studii byl sledován vliv změny teploty mostu na napětí v kolejnici. Parametry podélného odporu byly v tomto případě definovány podle skutečného upevnění použitého na sledovaném mostě. Pro konfiguraci koleje snižující účinek interakce (žluté svěrky na obr. 28 vpravo) byly použity hodnoty vyhodnocené z dlouhodobého monitoringu v kapitole 4.2.6. Pro plastický podélný odpor r_0 byla uvážena hodnota 10,5 kN/m (6,3 kN na jednu vazbu), tedy průměrná hodnota střední aproximace plastického podélného odporu vyhodnoceného z monitoringu. Pro relativní posun mostu a koleje na mezi plasticity u_0 byla uvážena hodnota 1,2 mm, odpovídající průměrné hodnotě vyhodnocené z monitoringu. Chování během denních teplotních cyklů odpovídá MSP, proto jsou průměrné hodnoty střední aproximace vhodnější než hodnoty obálkové aproximace, které více odpovídají MSÚ. Pro běžnou konfiguraci koleje není možné podélný odpor z monitoringu vyhodnotit, proto byly použity hodnoty $u_0 = 2$ mm a $r_0 = 20$ kN/m (12 kN na jednu vazbu) podle [13], [12], [1]. Závislost napětí v kolejnici na změně teploty mostu nad podporou je prezentována na obr. 59 vlevo, závislost ve středu rozpětí je na obr. 59 vpravo.



Obr. 59: Závislost napětí v kolejnici na kladné změně teploty mostu, vlevo nad podporou, vpravo ve středu rozpětí

Pro namáhání kolejnice je horší nižší absolutní hodnota tlakového napětí nad podporou než vyšší absolutní hodnota tahového napětí ve středu rozpětí. Tlakové napětí od oteplení mostu se nad podporou sčítá s tlakovým napětím od oteplení kolejnice, zatímco ve středu rozpětí se tahové napětí od kladné změny teploty mostu odečítá. Při ochlazení nastává analogická situace se stejnými absolutními hodnotami napětí v kolejnici, ale s obrácenou konvencí namáhání. V dalším postupu bude podrobně sledován vliv interakce most–kolej nad podporou.

Vliv interakce most–kolej na rozkmit napětí v kolejnici nad podporou v různých časových úsecích je uveden v tab. 11. Nejprve jsou prezentovány celkové rozkmit napětí během celého časového úseku (oteplení i ochlazení) a změny napětí pouze během ochlazení a pouze během oteplení. Celkové změny napětí během oteplení a ochlazení jsou dále rozděleny na příspěvek změny teploty samotné kolejnice a příspěvek změny teploty mostu, tedy interakce. Vliv interakce byl určen na základě známých teplot mostu a kolejnice v čase aktivování bezстыkové koleje a na základě závislosti napětí v kolejnici na změně teploty mostu z obr. 59.

Tab. 11: Vliv interakce most–kolej na změny napětí v kolejnici nad podporou v různých časových úsecích

Rozkmit napětí v kolejnici nad podporou [MPa]		Celý rok	Letní den	Zimní den
Celkový rozkmit napětí při ochlazení a oteplení		-186	-100	-65
Ochlazení	Celkem při ochlazení	79	-22	50
	Vliv teploty kolejnice	63	-10	37
	Vliv interakce	16	-12	14
Oteplení	Celkem při oteplení	-106	-122	-14
	Vliv teploty kolejnice	-90	-104	-20
	Vliv interakce	-16	-19	6

4.2.6 Vyhodnocení podélných odporů

Nejdůležitější částí provedeného vyhodnocení dlouhodobého monitoringu je vyhodnocení podélných odporů. Velký význam má především hodnota plastického podélného odporu koleje, která má přímý vliv na velikost napětí v kolejnici způsobené interakcí most–kolej. Plastický podélný odpor byl vyhodnocen v blízkosti mostních závěrů pro konfiguraci koleje s upevněním KS a přejezdovými pražci. Tato konfigurace snižuje účinky interakce mostu a koleje díky použití žlutých svěrek se sníženou drážebností koleje. V prvním kroku byly z denních maxim a minim teploty hlavního nosníku určeny rozdíly teploty během oteplování a ochlazování mostu. Pro dny s největšími teplotními rozdíly byly vykresleny závislosti podélného odporu r na relativním posunu mostu a koleje u . Podélný odpor byl u obou opěr vypočítán ze vztahu:

$$r = \frac{2 \cdot A_k \cdot (\sigma_i - \sigma_j)}{L_{i,j}} \cdot 1000 \quad (27)$$

kde r je podélný odpor koleje [kN/m koleje],

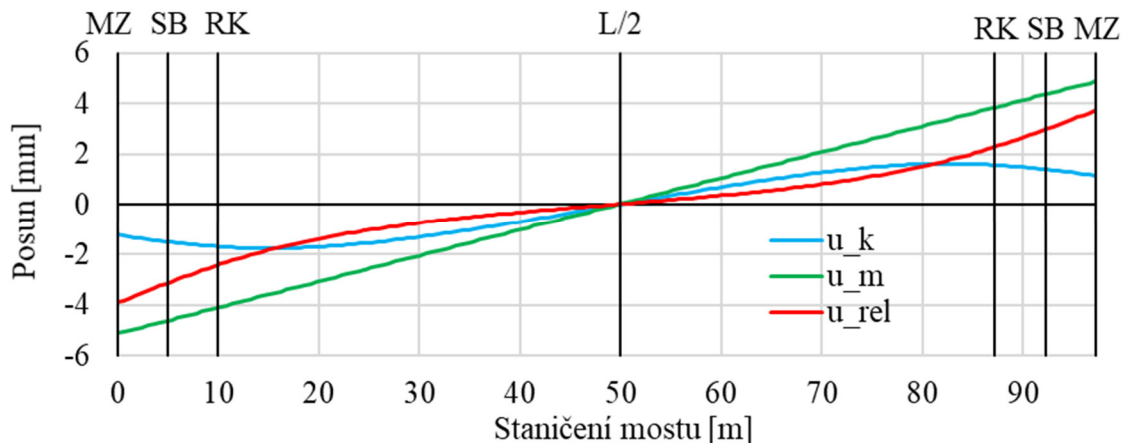
A_k je průřezová plocha kolejnice, $A_k = 7650 \text{ mm}^2$,

σ_i je napětí v kolejnici z tenzometru nad mostním závěrem (TK4, TK13) [MPa],

σ_j je napětí v kolejnici z tenzometru na rozhraní konf. koleje (TK6, TK15) [MPa],

L_{ij} je vzdálenost mezi tenzometry na kolejnici nad mostním závěrem a na rozhraní konfigurace koleje [m].

Závislost podélného odporu na relativním posunu mostu a koleje musí být vykreslena pro adekvátní hodnotu posunu v odpovídajícím staničení. Na obr. 60 je zobrazen průběh posunů kolejnice, mostu a relativního posunu mostu a kolejnice po délce mostu.



Obr. 60: Průběh posunů po délce mostu z výpočetního modelu pro oteplení mostu +10 °C

Jelikož byl podélný odpor stanoven pro napětí z tenzometrů nad mostními závěry (bod MZ) a na rozhraní konfigurace koleje (bod RK), je nutné stanovit odpovídající relativní posun mostu a koleje ve středu (SB) mezi těmito dvěma body. Nicméně snímače dráhy jsou umístěny pouze nad mostními závěry. Proto byl na základě výpočetního modelu stanoven korekční faktor c , který představuje poměr relativních posunů mostu a koleje v bodech SB a MZ. Popis použitého výpočetního modelu je uveden v kapitole 4.2.5. Podle tab. 9 v kapitole 4.2.4 byla během trvání monitoringu denní změna teploty hlavního nosníku maximálně 17,5 °C. V tab. 12 byl na základě výpočetního modelu vypočten relativní posun mostu a koleje v bodě SB a následně stanoven korekční faktor c pro změny teploty mostu 5, 10, 15 a 20 °C. Relativní posun mostu a koleje v bodě SB pro vyhodnocení podélných odporů je pak možné získat ze vztahu:

$$u_{rel} = (u_m - u_k) \cdot c \quad (28)$$

kde u_m je posun mostu v ložiskách (PSD1, PSD2) [mm],

u_k je posun koleje v místě mostního závěru (ISD1, ISD2) [mm],
snímače jsou připojené k opěrám,

u_{rel} je relativní posun mostu a koleje [mm],

c je korekční faktor, $c = 0,8$.

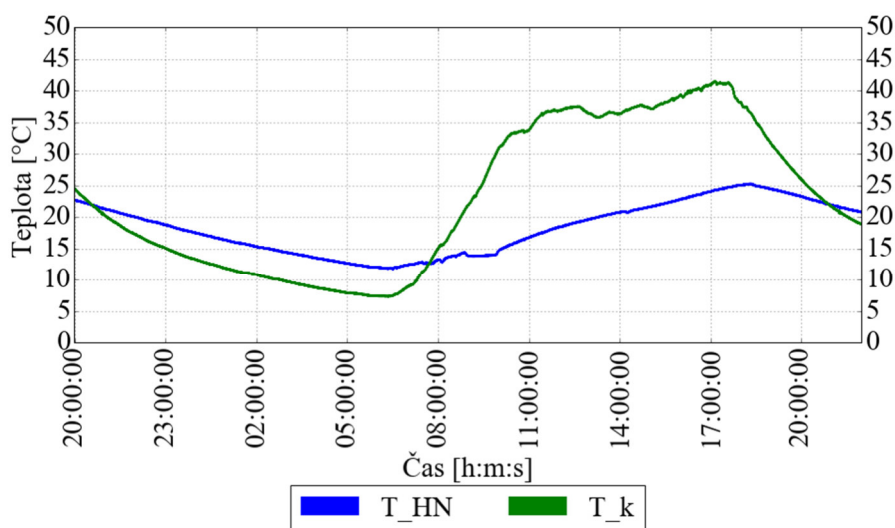
Tab. 12: Výpočet korekčního faktoru c

		ΔT_m [°C]	MZ (TK4, PSD1, ISD1)	SB (střed mezi MZ a RK)	RK (TK6)
Staničení [m]	L	-	0	5	10
Posun mostu [mm]	u_m	5	-2,5	-2,2	-1,9
		10	-5,1	-4,5	-3,9
		15	-7,8	-6,8	-5,9
		20	-10,4	-9,1	-7,9
Posun koleje [mm]	u_k	5	-0,8	-0,9	-1,0
		10	-1,2	-1,5	-1,7
		15	-1,5	-1,8	-2,2
		20	-1,7	-2,0	-2,4
Relativní posun [mm]	$u_{rel} = u_m - u_k$	5	-1,8	-1,4	-0,9
		10	-3,9	-3,0	-2,2
		15	-6,2	-5,0	-3,7
		20	-8,7	-7,1	-5,5
Poměr relativních posunů	$c_i = u_{rel,i} / u_{rel,MZ}$	5	1,0	0,8	0,5
		10	1,0	0,8	0,6
		15	1,0	0,8	0,6
		20	1,0	0,8	0,6
Korekční faktor c		-	-	0,8	-

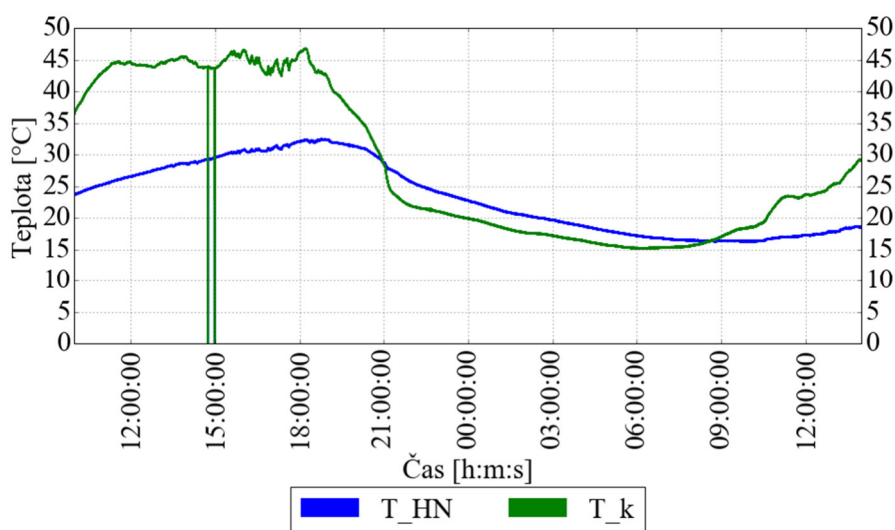
Po vykreslení závislostí podélného odporu na odpovídajícím relativním posunu mostu a koleje byly z těchto grafů vybrány hysterezní křivky denních cyklů, při kterých došlo k plastickému chování koleje. Pouze v těchto dnech lze vyhodnotit plastický podélný odpor. Souhrn denních maxim a minim teploty hlavního nosníku a kolejnice společně s jejich rozdíly je uveden v tab. 13. Typická hysterezní křivka s plastickým chováním během oteplování mostu je na obr. 63 a křivka s plastickým chováním během ochlazování mostu je na obr. 64. Průběhy teploty hlavního nosníku a kolejnice během těchto hysterezních křivek jsou na obr. 61, respektive obr. 62. Plastické oblasti jsou v hysterezních křivkách vyznačeny vodorovnými oranžovými a červenými čarami. Hysterezní křivka musí mít plastické oblasti v dolní i horní části cyklu, aby mohl být určen její nulový počátek. Následně byly stanoveny parametry bilineárních křivek, kterými byl aproximován tvar hysterezní křivky. Těmito parametry jsou relativní posun mostu a koleje na mezi plasticity u_0 a plastický podélný odpor r_0 . Pro těžké přejezdové pražce a svěrky se sníženou drážebností je dominantní vliv tuhosti upevnění svěrky, proto je výhodnější použít aproximaci bilineární funkcí než jinou nelineární závislostí.

Tab. 13: Souhrn denních maxim a minim teploty hlavního nosníku a kolejnice a jejich rozdíly

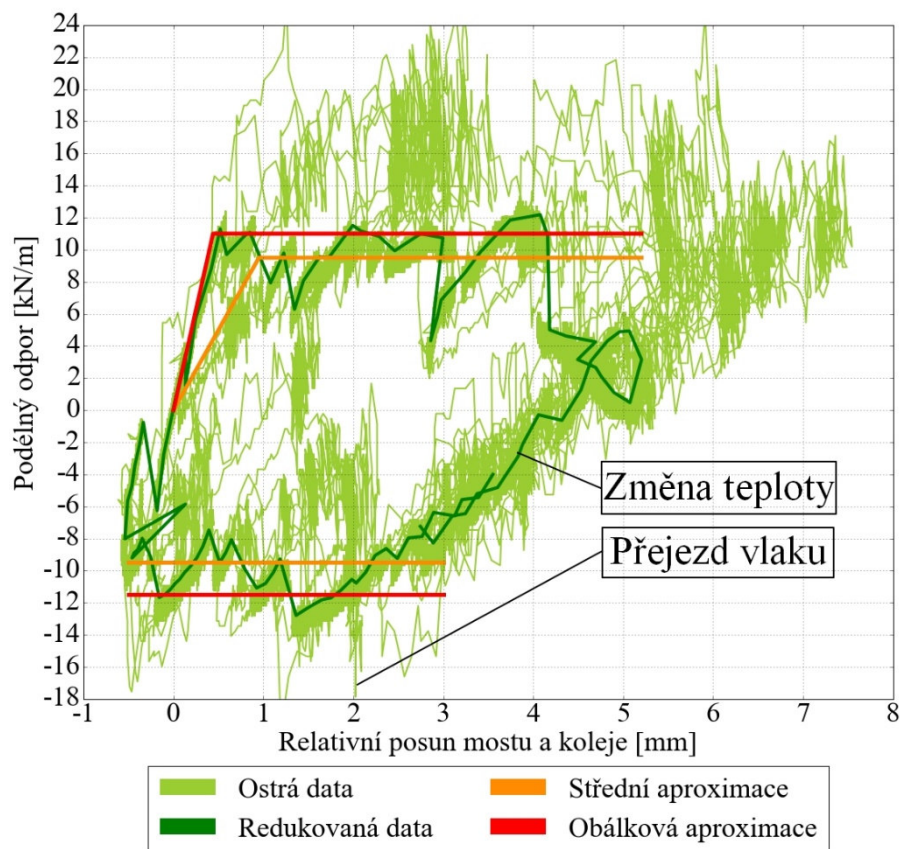
Datum	Typ	$T_{HN,max}$ [°C]	$T_{HN,min}$ [°C]	ΔT_{HN} [°C]	$T_{k,max}$ [°C]	$T_{k,min}$ [°C]	ΔT_k [°C]
21.04.2018	Oteplení	25.2	11.8	13.4	41.1	7.3	33.8
21.04.2018	Ochlazení	25.2	14.4	-10.7	41.1	11.2	-29.9
25.04.2018	Oteplení	25.3	13.5	11.8	38.2	10.1	28.1
25.04.2018	Ochlazení	25.3	12.1	-13.2	38.2	8.7	-29.5
21.06.2018	Oteplení	32.4	19.7	12.6	46.7	16.5	30.2
21.06.2018	Ochlazení	32.4	14.8	-17.5	46.7	13.0	-33.7
20.04.2019	Oteplení	21.6	8.5	13.1	38.3	3.9	34.4
20.04.2019	Ochlazení	21.6	9.6	-12.0	38.3	5.1	-33.2
30.06.2019	Oteplení	32.0	18.0	14.1	46.9	14.5	32.4
01.07.2019	Ochlazení	31.5	19.5	-12.0	47.4	17.4	-30.0



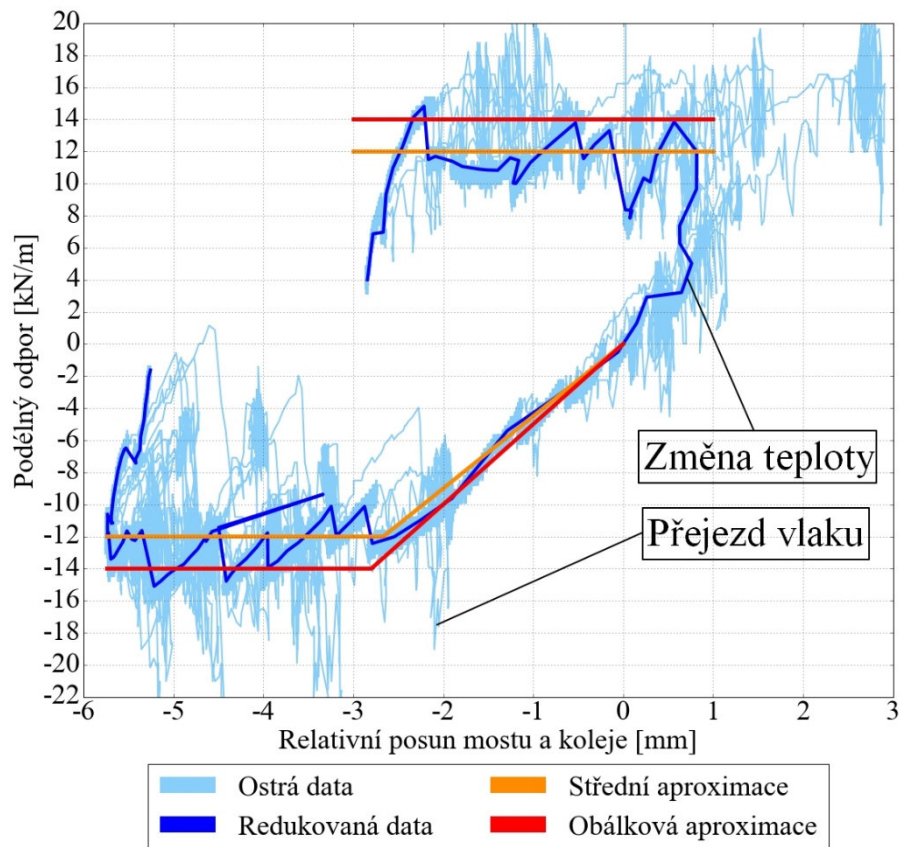
Obr. 61: Průběh teploty HN a kolejnice během hysterezní křivky 21. dubna 2018



Obr. 62: Průběh teploty HN a kolejnice během hysterezní křivky 21. června 2018



Obr. 63: Hysterezní křivka nad Břeclavskou opěrou při oteplování 21. dubna 2018



Obr. 64: Hysterezní křivka nad Vídeňskou opěrou při ochlazování mostu 21. června 2018

Pouze deset hysterezních křivek s uspokojivým plastickým chování bylo nalezeno v datech za roky 2018 a 2019. Plastické chování bylo pozorováno během jarních a letních dnů, kdy dochází k největším denním změnám teploty mostu. Během podzimních a zimních s menšími změnami teploty nebylo plastické chování zachyceno. Souhrn plastický podélných odporů r_0 vyhodnocených během těchto dní je uveden v tab. 14. Podle očekávání je hodnota plastického podélného odporu pro přejezdové pražce a upevnění KS menší než hodnota 20 kN/m uvedená v normách [13], [12] a [1]. Limitní pružné posunutí u_0 pro obálkovou aproximaci se pohybuje v rozmezí 0,5-0,9 mm během oteplování mostu a v rozmezí 1,2-2,2 mm během ochlazování mostu.

Tab. 14: Souhrn plastických podélných odporů pro přejezdové pražce a upevnění KS se svěrkami Skl 12 B se sníženou drážebností

Plastický podélný odpor [kN na 1 metr koleje]	Obálková aproximace		Střední aproximace	
	Vídeň	Břeclav	Vídeň	Břeclav
Průměr	12.2	12.0	10.5	10.4
Směrodatná odchylka	1.4	1.2	1.1	1.1
Šikmost	0.1	0.2	0.5	0.8
Variační koeficient	0.1	0.1	0.1	0.1
Rozdělení	Normální	Normální	Normální	Normální
5% kvantil	9.9	10.0	8.7	8.6
95% kvantil	14.5	14.0	12.3	12.2

5 Numerická část

5.1 Praviděpodobnostní model pro účinek zatížení teplotou v širé trati

5.1.1 Praviděpodobnostní definice návrhové hodnoty účinku zatížení

Data vyhodnocená z dlouhodobého monitoringu byla použita pro stanovení charakteristik teplot vzduchu, kolejnice a hlavního nosníku. Tyto charakteristiky byly dále použity pro stanovení návrhových hodnot účinku zatížení teplotou. Podle ČSN EN 1990 [18], rovnice C.6a se návrhové hodnoty účinků zatížení E_d mají definovat tak, že pravděpodobnost výskytu nepříznivější hodnoty je:

$$Prob(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \beta) \quad (29)$$

kde E účinek zatížení,

E_d návrhová hodnota účinku zatížení,

Φ je distribuční funkce standardního normálního rozdělení,

α_E je součinitel citlivosti metody FORM pro účinky zatížení,

β je index spolehlivosti, dle tabulky C.2 [18].

Pokud model zatížení zahrnuje několik základních veličin, použije se vztah dle rovnice C.6a pouze pro hlavní veličinu. Pro hodnotu $\beta = 3,8$ (dle normy [18], tabulky C.2) a pro hodnotu $\alpha_E = -0,7$ (dle [18], kapitoly C.7) vychází pravděpodobnost výskytu nejnepříznivější hodnoty:

$$Prob(E > E_d) = \Phi(\alpha_E \beta) = \Phi(-0,7 \cdot 3,8) = \Phi(-2,66) = 1 - 0,4\% = 99,6\% \quad (30)$$

Návrhové hodnoty vedlejších veličin mohou být dle [18], rovnice C.9 definovány tak, že pravděpodobnost výskytu nepříznivější hodnoty je:

$$\begin{aligned} Prob(E > E_d) &= \Phi(0,4\alpha_E \beta) = \Phi(-0,4 \cdot 0,7 \cdot 3,8) = \\ &= \Phi(-1,064) = 1 - 14,4\% = 85,6\% \end{aligned} \quad (31)$$

Poznamenejme, že doporučené hodnoty součinitele citlivosti pro účinky zatížení α_E v kombinaci s doporučenými hodnotami pro součinitel citlivosti pro odolnost α_R vedou ve většině případů ke konzervativním návrhům (založeným na návrhových hodnotách odolnosti a účinků zatížení). Tato práce se zaměřuje na hodnocení spolehlivosti kolejnice na mostě, jejíž životnost se běžně předpokládá 25 let. Doporučené hodnoty β podle tabulky C.2 v normě [18] platí pro referenční dobu 1 rok nebo 50 let, pro referenční dobu 25 let byly odpovídající součinitele β odvozeny ze vztahu C.3:

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (32)$$

Pro indexy spolehlivosti β odvozené ze vztahu (32) byly dopočteny kvantily pro návrhovou hodnotu ze vztahu (30), souhrn pro různé návrhové situace je uveden v tab. 15. Pro odhad návrhových hodnot hlavní veličiny zatížení bude v dalších kapitolách použit horní kvantil 0,26 %, který odpovídá meznímu stavu únosnosti pro nosné prvky třídy spolehlivosti RC2 a referenční době 25 let. Třídy spolehlivosti RC1, RC2 a RC3 (reliability classes) souvisí se třemi třídami následků CC1, CC2 a CC3 (consequences classes) pro malé, střední a velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo pro malé/zanedbatelné, značné a velmi významné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí [18]. Pro hodnocení spolehlivosti kolejnice na mostě se v této práci uvažuje třída spolehlivosti RC2, odpovídající středním následkům poruchy CC2, z následujících důvodů:

- Porucha bezstykové koleje vede k lomu kolejnice, nebo případně k vybočení koleje. Lom kolejnice způsobuje snížení jízdního komfortu. Vybočení koleje může způsobit

vykolejení vlaku, zpravidla bez ohrožení bezpečnosti osob. Uvažuje se, že tyto následky přibližně odpovídají střední třídě následků.

- V metodickém pokynu SŽ [51] je uvažován index spolehlivosti odpovídající třídě spolehlivosti RC2.
- Národní dodatek ČSN EN 1990 [18] uvažuje pro mosty třídu spolehlivosti RC3. Pro kolej se předpokládají menší následky než u poruchy mostu, a proto se uvažuje třída spolehlivosti RC2.

Tab. 15: Přehled pravděpodobností horních kvantilů návrhových hodnot pro různé referenční doby a návrhové situace

		Životnost					
		1 rok		50 let		25 let	
		β	Horní kvantil	β	Horní kvantil	β	Horní kvantil
Situace	MSÚ – RC3	5,2	0,01 %	4,3	0,13 %	4,6	0,06 %
	MSÚ – RC2	4,7	0,05 %	3,8	0,39 %	4,0	0,26 %
	MSP	2,9	2 %	1,5	15 %	1,7	12 %

5.1.2 Modelování extrémních teplot vzduchu

Z mapy maximálních teplot v ČSN EN 1991-1-5 [52] byla stanovena charakteristická hodnota maximální teploty pro oblast IV, kde se nachází sledovaný most. Z rozmezí teplot 38 až 40 °C uvedených v mapě se uvážila průměrná hodnota:

$$T_{atm,1max} = 39\text{ °C} \quad (33)$$

Z mapy minimálních teplot v [52] byla pro relevantní oblast I stanovena charakteristická hodnota minimální teploty jako průměrná hodnota z rozmezí teplot -28 až -30 °C:

$$T_{atm,1min} = -29\text{ °C} \quad (34)$$

Z dokumentu JCSS [53], který z velké části vychází z údajů ČHMÚ, byla stanovena směrodatná odchylka ročních maxim:

$$\sigma_{T_{atm,1max}} = 2\text{ °C} \quad (35)$$

Dokument JCSS [53] nspecifikuje směrodatnou odchylku ročních minim. Pro její stanovení bylo provedeno vyhodnocení ročních maxim a minim na základě dat za 10 let z místní meteostanice v Břeclavi – Poštorné [<http://www.pocasi-breclav.cz>]. Statistické charakteristiky ročních maxim a minim jsou prezentovány v tab. 16. Pro ověření byly hodnoty porovnány s vyhodnocením ročních maxim a minim na základě dat za 32 let, která získal Kloknerův ústav ČVUT ze stanice USAF v Dukovanech, viz tab. 17. Ukazuje se, že statistické charakteristiky pro Břeclav (ačkoli jsou stanovené z omezeného souboru) dobře odpovídají datům z obdobné stanice s delší délkou měření a také obecným předpokladům o rozdělení teplotních extrémů [53].

Jako výsledná hodnota směrodatné odchylky ročních minim se uvažuje reprezentativní hodnota:

$$\sigma_{T_{atm,1min}} = 3\text{ °C} \quad (36)$$

Tab. 16: Statistické charakteristiky ročních maxim a minim z meteostanice v Břeclavi

	Počet n [-]	Průměr μ [°C]	Sm. odch. σ [°C]	Var.koef V [-]	Šikmost w [-]
max	11	36.3	1.02	0.03	0.59
min	10	13.4	2.80	0.21	0.15

Tab. 17: Statistické charakteristiky ročních maxim a minim ze stanice USAF v Dukovanech

	Počet n [-]	Průměr μ [°C]	Sm. odch. σ [°C]	Var.koef V [-]	Šikmost w [-]
max	32	32.9	1.88	0.06	-0.20
min	32	14.4	3.01	0.21	-0.06

Charakteristické hodnoty maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu odpovídají roční pravděpodobnosti překročení 0,02 [52]. V souladu s předpoklady pro tvorbu Eurokódů se uvažuje konzervativně Gumbelovo rozdělení (dle JCSS [53] může být použito i Weibullovo rozdělení). Pro pravděpodobnost $p = 1 - 0,02$ byly stanoveny průměrné hodnoty jednoletých maxim a minim dle vztahu 9.5 v [54]:

$$\mu = X_p + [0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))] \cdot \sigma \quad (37)$$

Po dosazení:

$$\begin{aligned} \mu_{T_{atm,1max}} &= T_{atm,1max} + [0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))] \cdot \sigma_{T_{atm,1max}} = \\ &= 39 + [0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(0,98))] \cdot 2 = 33,8 \text{ °C} \end{aligned} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \mu_{T_{atm,1min}} &= -\{|T_{1,min}| + [0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))] \cdot \sigma_{T_{atm,1min}}\} = \\ &= -\{29 + [0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(0,98))] \cdot 3\} = -21,2 \text{ °C} \end{aligned} \quad (39)$$

Průměrné hodnoty jednoletých maxim a minim byly extrapolovány na průměry 25letých maxim a minim ($N = 25$ let) podle vztahu 6.29 v [54]:

$$\mu_N = \mu + 0,78 \cdot \sigma_N \cdot \ln(N) \quad (40)$$

Směrodatné odchylky 25letých maxim a minim se u Gumbelova rozdělení rovnají ročním:

$$\sigma_{T_{25,max}} = \sigma_{T_{1,max}} = 2 \text{ °C} \quad (41)$$

$$\sigma_{T_{atm,25min}} = \sigma_{T_{atm,1min}} = 3 \text{ °C} \quad (42)$$

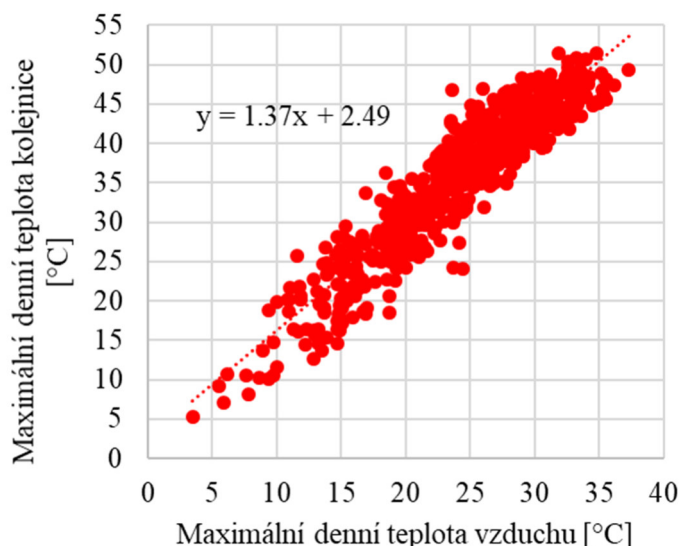
Po dosazení:

$$\begin{aligned} \mu_{T_{atm,25max}} &= \mu_{T_{atm,1max}} + 0,78 \cdot \sigma_{T_{atm,25max}} \cdot \ln(25) = \\ &= 33,8 + 0,78 \cdot 2 \cdot \ln(25) = 38,8 \text{ °C} \end{aligned} \quad (43)$$

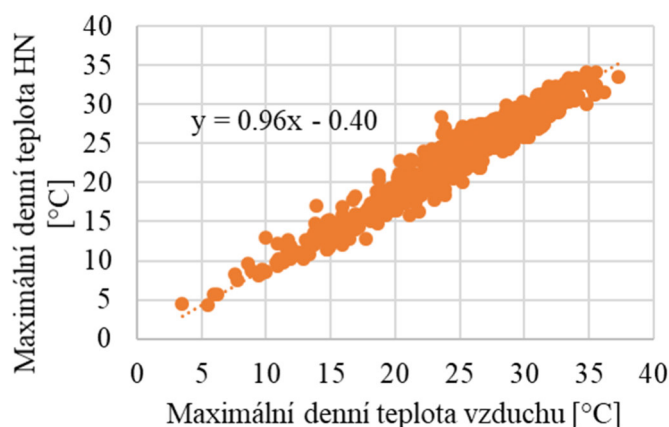
$$\begin{aligned} \mu_{T_{atm,25min}} &= -\{|\mu_{T_{atm,1min}}| + 0,78 \cdot \sigma_{T_{atm,25min}} \cdot \ln(25)\} = \\ &= -\{21,2 + 0,78 \cdot 3 \cdot \ln(25)\} = -28,8 \text{ °C} \end{aligned} \quad (44)$$

5.1.3 Modelování extrémních teplot kolejnice a hlavního nosníku

Z monitoringu mostu Oskar byla stanovena denní maxima a minima teploty kolejnice a teploty hlavního nosníku (HN) za období necelých 4 let od prosince 2015 do srpna 2019. Pro stejné období byla získána denní maxima a minima teploty vzduchu z nedaleké meteostanice v Břeclavi – Poštorné [<http://www.pocasi-breclav.cz>]. Pomocí lineární regrese byla zjištěna závislost maximální denní teploty kolejnice na maximální denní teplotě vzduchu, viz obr. 65, a závislost maximální denní teploty HN na maximální denní teplotě vzduchu, viz obr. 66.



Obr. 65: Závislost maximální teploty kolejnice na teplotě vzduchu



Obr. 66: Závislost maximální teploty HN na teplotě vzduchu

Dokument JCSS [53] doporučuje pro vyhodnocení maximálních teplot v mírném podnebném pásu uvažovat v každém roce období tří měsíců od června do srpna. Vzhledem k malému počtu pozorování v průběhu trvání monitoringu však bylo uvažováno období šesti měsíců od dubna do září. Výsledné závislosti odpovídají vztahům (teploty ve [°C]):

$$T_{k,model,max} = 1,37 \cdot T_{atm,měření,max} + 2,49 \text{ °C} \quad (45)$$

$$T_{HN,model,max} = 0,96 \cdot T_{atm,měření,max} - 0,40 \text{ °C} \quad (46)$$

Odvozené vztahy (45) a (46) byly použity pro modelování maximální teploty kolejnice a maximální teploty hlavního nosníku dosazením teploty vzduchu získané z meteostanice v Břeclavi – Poštorné. Nejistoty modelů maximální teploty kolejnice a maximální teploty HN byly stanoveny jako rozdíly hodnot získaných z monitoringu a hodnot modelovaných z vyhodnocených závislostí:

$$\Delta T_{k,max} = T_{k,měření,max} - T_{k,model,max} \quad (47)$$

$$\Delta T_{HN,max} = T_{HN,měření,max} - T_{HN,model,max} \quad (48)$$

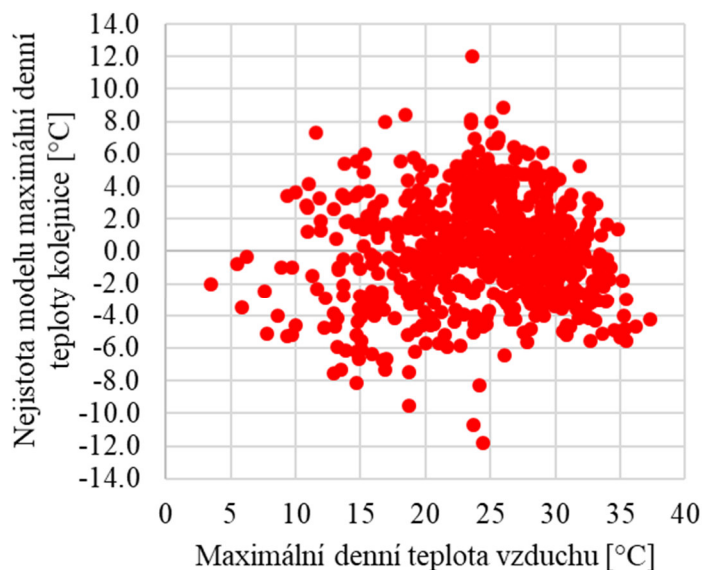
Z grafů nejistot modelů maximálních teplot na obr. 67 a obr. 68 je vidět, že aditivní model nejistot je zřejmě vhodný – rozptyl nejistoty je přibližně nezávislý na maximální teplotě

vzduchu. Alternativně je možné uvažovat multiplikační model nejistoty, $\Delta = T_{\text{měření}} / T_{\text{model}}$, vhodný pro situace, kdy nejistota roste se sledovanou veličinou. Dodatečné studie ukazují, že pro popis nejistot u modelování teplot je vhodnější aditivní model. Další informace k modelování nejistot jsou uvedeny v článku [55]. Pro nejistoty modelů maximální teploty kolejnice a HN byly stanoveny průměry a směrodatné odchylky:

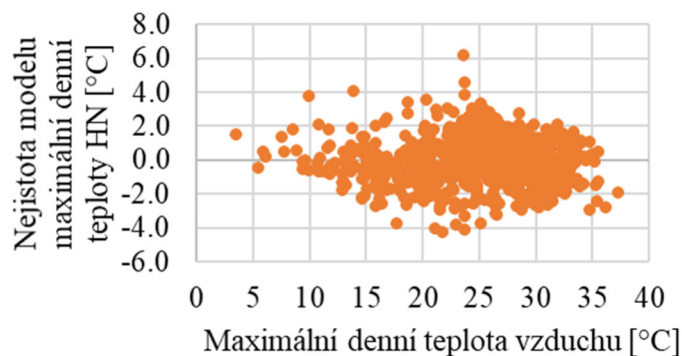
$$\Delta T_{k,max}(\mu, \sigma) = \Delta T_{k,max}(0 \text{ } ^\circ\text{C}; 3,20 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (49)$$

$$\Delta T_{HN,max}(\mu, \sigma) = \Delta T_{HN,max}(0 \text{ } ^\circ\text{C}; 1,41 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (50)$$

Pro nejistoty Δ se uvažuje normální rozdělení.

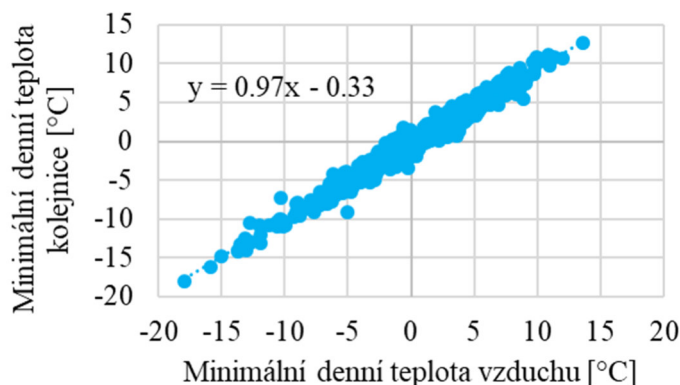


Obr. 67: Graf nejistoty modelu maximální teploty kolejnice

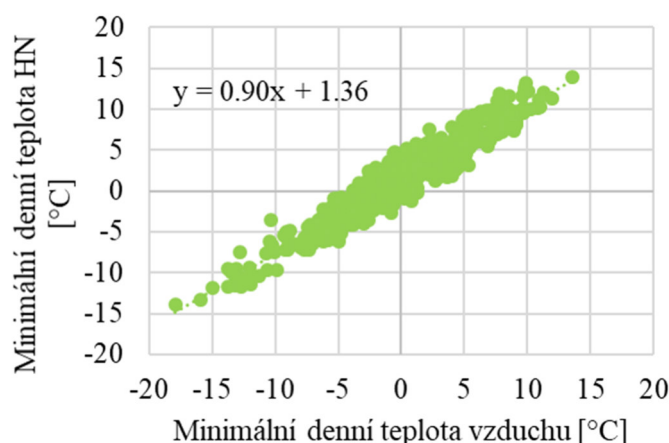


Obr. 68: Graf nejistoty modelu maximální teploty HN

Lineární regrese byla použita i pro odvození závislosti minimální denní teploty kolejnice na minimální denní teplotě vzduchu, viz obr. 69, a závislosti minimální denní teploty HN na minimální denní teplotě vzduchu, viz obr. 70.



Obr. 69: Závislost minimální teploty kolejnice na teplotě vzduchu



Obr. 70: Závislost minimální teploty HN na teplotě vzduchu

Podobně jako u maximálních denních teplot bylo v každém roce uvažováno období šesti měsíců, v tomto případě od října do března. V případě použití denních minim v průběhu celého roku vychází téměř stejná závislost jako při použití pouze podzimních a zimních měsíců. Vztah pro denní minima nevykazuje takovou citlivost na použité období jako vztah pro denní maxima. Výsledné závislosti odpovídají vztahům (teploty ve [°C]):

$$T_{k,model,min} = 0,97 \cdot T_{atm,měření,min} - 0,33 \text{ °C} \quad (51)$$

$$T_{HN,model,min} = 0,90 \cdot T_{atm,měření,min} + 1,36 \text{ °C} \quad (52)$$

Vztah (51) naznačuje, že minimální denní teplota kolejnice přibližně odpovídá minimální denní teplotě vzduchu.

Pro odvozené vztahy (51) a (52) byly analogicky stanoveny nejistoty modelů minimální teploty kolejnice a minimální teploty hlavního nosníku:

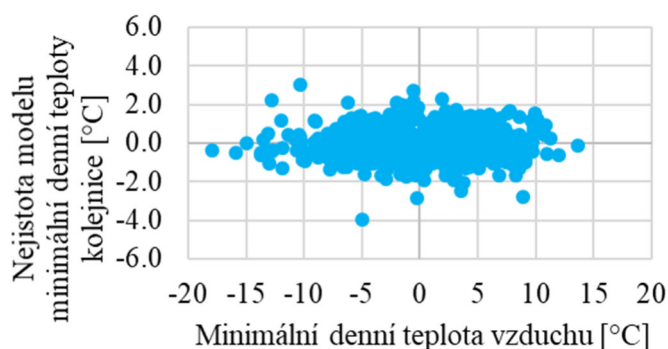
$$\Delta T_{k,min} = T_{k,měření,min} - T_{k,model,min} \quad (53)$$

$$\Delta T_{HN,min} = T_{HN,měření,min} - T_{HN,model,min} \quad (54)$$

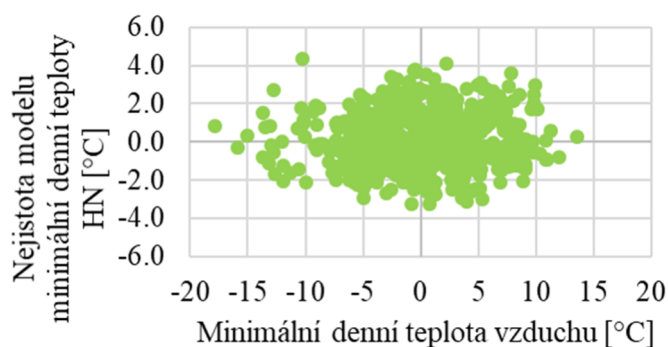
Z grafů nejistot modelů minimálních teplot na obr. 71 a obr. 72 je znovu vidět, že aditivní model nejistot je vhodný a rozptyl nejistoty je přibližně nezávislý na teplotě vzduchu. Pro nejistoty Δ modelů minimální teploty kolejnice a HN se opět uvažuje normální rozdělení a byly pro něj stanovené průměry a směrodatné odchylky:

$$\Delta T_{k,min}(\mu, \sigma) = \Delta T_{k,min}(0 \text{ °C}; 0,83 \text{ °C}) \quad (55)$$

$$\Delta T_{HN,min}(\mu, \sigma) = \Delta T_{HN,min}(0 \text{ } ^\circ\text{C}; 1,44 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad (56)$$



Obr. 71: Graf nejistoty modelu minimální teploty kolejnice



Obr. 72: Graf nejistoty modelu minimální teploty HN

5.1.4 Dílčí součinitele zatížení

Pro výpočet součinitele zatížení je nutné určit charakteristickou a návrhovou hodnotu napětí v kolejnici od zatížení teplotou. Charakteristické hodnoty napětí v kolejnici od změny teploty kolejnice v širé trati byly stanoveny stejným způsobem, který se používá v projekční praxi. Podle předpisu [2] jsou maximální a minimální teplota kolejnice $60 \text{ } ^\circ\text{C}$ a $-30 \text{ } ^\circ\text{C}$, a neutrální teplota kolejnice se pohybuje v intervalu $17 - 23 \text{ } ^\circ\text{C}$. Pro největší kladnou (dále maximální) změnu teploty kolejnice byla konzervativně uvažována neutrální teplota $17 \text{ } ^\circ\text{C}$ a pro největší zápornou (dále minimální) byla uvažována neutrální teplota $23 \text{ } ^\circ\text{C}$. Charakteristické hodnoty napětí byly vypočteny jako:

$$\sigma_{T_{k,max,k}} = (-2,42) \cdot (T_{k,max,k} - T_{0,k,max}) = (-2,42) \cdot (60 - 17) = -104 \text{ MPa} \quad (57)$$

$$\sigma_{T_{k,min,k}} = (-2,42) \cdot (T_{k,min,k} - T_{0,k,min}) = (-2,42) \cdot (-30 - 23) = 128 \text{ MPa} \quad (58)$$

Nejistota v převodu teploty kolejnice na napětí v kolejnici se považuje za zanedbatelnou.

Návrhové hodnoty napětí v kolejnici od změny teploty kolejnice v širé trati byly získány pravděpodobnostním postupem. Jako hlavní veličina pro maximální změnu teploty byla uvažována 25letá maxima atmosférické teploty $T_{atm,25max}$ ($\mu = 38,8 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 2 \text{ } ^\circ\text{C}$). Kvůli své univerzálnosti při propojování komplexních pravděpodobnostních výpočtů s MKP modely byla pro pravděpodobnostní rozbor využita metoda Monte Carlo [56]. 25letá maxima atmosférické teploty byla generována metodou Monte Carlo pomocí inverzní distribuční funkce pro Gumbelovo rozdělení [54]:

$$x_p = \mu - (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))) \cdot \sigma = 38,8 - (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))) \cdot 2 \quad (59)$$

kde p je náhodné číslo generované na intervalu $(0,1)$.

Jako vedlejší veličiny pro maximální změnu teploty kolejnice byly uvažovány:

- nejistota modelu maximální teploty kolejnice $\Delta T_{k,max}$ ($\mu = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 3,20 \text{ } ^\circ\text{C}$),
- neutrální teplota kolejnice $T_{0,k}$ ($\mu = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 1,82 \text{ } ^\circ\text{C}$).

Předpokládá se normální rozdělení. Pravděpodobnostní model neutrální teploty vychází z předpokladu, že interval $17 - 23 \text{ } ^\circ\text{C}$ pokrývá přibližně symetrický konfidenční interval. Za předpokladu, že krajní hodnoty intervalu tvoří 5% horní a dolní kvantil, byly pro standardní normální rozdělení stanoveny charakteristiky náhodné veličiny. Pro normované normální rozdělení odpovídá 5% hornímu kvantilu hodnota 1,645.

$$T_{0,k}(\mu, \sigma) = T_{0,k} \left(\frac{17 + 23}{2} = 20 \text{ } ^\circ\text{C}, \frac{23 - 17}{1,645} = 3,65 \text{ } ^\circ\text{C} \right) \quad (60)$$

Pro minimální změnu teploty kolejnice byla jako hlavní veličina uvažována absolutní hodnota 25letých minim atmosférické teploty $T_{atm,25min}$ ($\mu = 28,8 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 3 \text{ } ^\circ\text{C}$). 25letá minima atmosférické teploty byla generována metodou Monte Carlo pomocí inverzní distribuční funkce pro Gumbelovo rozdělení:

$$x_p = \mu - (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))) \cdot \sigma = 28,8 - (0,45 + 0,78 \cdot \ln(-\ln(p))) \cdot 3 \quad (61)$$

Jako vedlejší veličiny pro minimální změnu teploty kolejnice byly uvažovány:

- nejistota modelu minimální teploty kolejnice $\Delta T_{k,min}$ ($\mu = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 0,83 \text{ } ^\circ\text{C}$) – zde je rozptyl výrazně nižší než u maximálních teplot,
- neutrální teplota kolejnice $T_{0,k}$ – pravděpodobnostní model stejný jako u maximální změny teploty.

Opět se předpokládá normální rozdělení. Hodnoty náhodných veličin byly generovány pomocí metody Monte Carlo.

Jako věrohodný se uvažuje odhad pravděpodobnosti s variačním koeficientem menším než 10 %. Pro metodu Monte Carlo musí počet simulací splňovat podmínku [56]:

$$n_{sim} > \frac{100}{p} = \frac{100}{0,26\%} \approx 40\,000 \quad (62)$$

kde p je pravděpodobnost překročení horního kvantilu, viz tab. 15.

Pro náhodné veličiny ($T_{atm,25max}$, $T_{atm,25min}$, $\Delta T_{k,max}$, $\Delta T_{k,min}$, $T_{0,k}$) byl proveden milion simulací metodou Monte Carlo, což splňuje podmínku (62). Byl získán stejný počet náhodných realizací výsledného účinku zatížení teplotou – pro každou simulaci byly dopočteny hodnoty napětí v kolejnici v [MPa] (teploty ve $^\circ\text{C}$):

$$\sigma_{T_{k,max,i}} = (-2,415) \cdot \left[\begin{array}{l} (1,37 \cdot T_{atm,25max,i} + 2,49 \text{ } ^\circ\text{C}) + \\ + \Delta T_{k,max,i} - T_{0,k,i} \end{array} \right] \quad (63)$$

$$\sigma_{T_{k,min,i}} = (-2,415) \cdot \left[\begin{array}{l} (0,97 \cdot T_{atm,25min,i} - 0,33) + \\ + \Delta T_{k,min,i} - T_{0,k,i} \end{array} \right] \quad (64)$$

Podle tab. 15 byly návrhové hodnoty napětí v kolejnici od maximální a minimální změny teploty kolejnice v širé trati stanoveny jako 0,26% horní kvantil ze všech provedených simulací:

$$\sigma_{T_{k,max,d}} = -121 \text{ MPa} \quad (65)$$

$$\sigma_{T_{k,min,d}} = 148 \text{ MPa} \quad (66)$$

Dílčí součinitele zatížení kolejnice maximální a minimální změnou teploty v širé trati byly určeny ze vztahů:

$$\gamma_{T,\text{širá trať,max}} = \frac{\sigma_{T_{k,max,d}}}{\sigma_{T_{k,max,k}}} = \frac{-121}{-104} = 1,17 \quad (67)$$

$$\gamma_{T,\text{širá trať,min}} = \frac{\sigma_{T_{k,min,d}}}{\sigma_{T_{k,min,k}}} = \frac{148}{128} = 1,15 \quad (68)$$

Hodnoty součinitelů pro maximální a minimální změnu teploty jsou téměř shodné.

5.1.5 Závěry kapitoly

Podle ČSN EN 1991-2 [13] se pro posouzení přídavných sil v bezстыkové koleji používá metoda dovolených přídavných namáhání a součinitel zatížení se v tomto případě uvažuje roven 1,0. Podle národní přílohy k [13] lze použít metodu kompletní analýzy. Jelikož zde dílčí součinitel není specifikován, uvažuje se hodnotou $\gamma_T = 1,5$ pro hlavní proměnné zatížení podle ČSN EN 1990 [18].

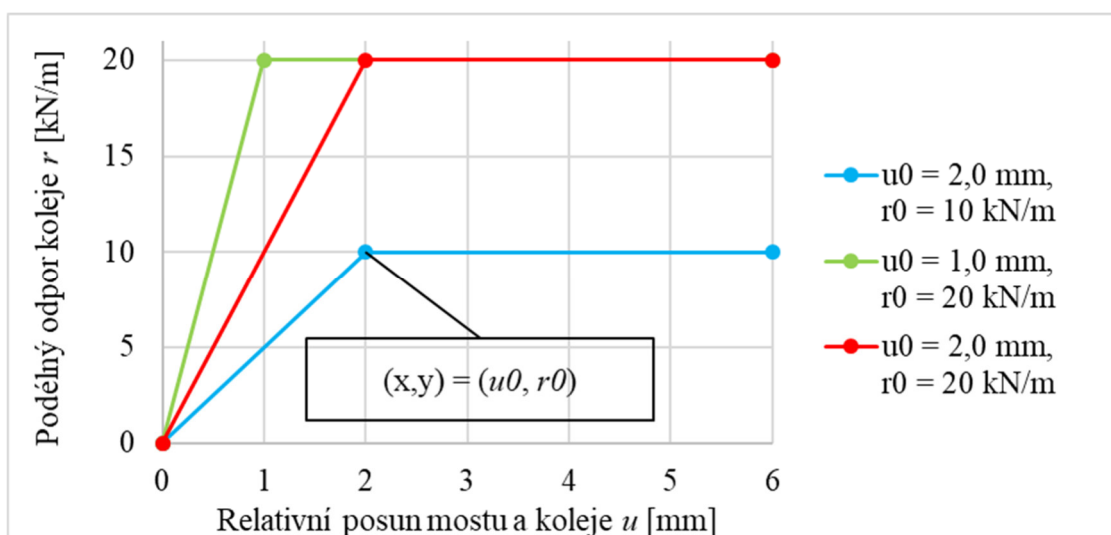
Hodnoty dílčích součinitelů zatížení získané v kapitole 5.1.4 jsou výrazně nižší než 1,5. Jedná se o první odhad dílčího součinitele zatížení, který by bylo možné aplikovat pro zatížení od změny teploty ovlivněné interakcí mostu a koleje. Pro tuto situaci chybí v Eurokódech specifické pokyny. Nižší hodnotu dílčího součinitele zatížení teplotou, stanovenou pravděpodobnostním postupem, lze odůvodnit následujícími:

- Zatímco detailní pravděpodobnostní rozbor na základě dat z monitoringu umožnil dobře popsat a uvážit jednotlivé nejistoty související s účinkem zatížení, dílčí součinitel 1,5 v ČSN EN 1990 [18] bezpečně pokrývá většinu situací (hodnota 1,5 pro účinek zatížení teplotou, který má obecně nízkou variabilitu v porovnání s dalšími proměnnými a především klimatickými zatíženími, je považována za konzervativní [57], [58] a [59]).
- V souladu s projekční praxí byla při stanovení charakteristické hodnoty účinku zatížení uvážena konzervativně nízká neutrální teplota (o 15 % nepříznivější než průměr), zatímco pravděpodobnostní model uvažuje očekávané rozdělení neutrální teploty (neutrální teplota je tedy přibližně v 95 % příznivější než její charakteristická hodnota).
- Ve výpočtu napětí v kolejnici v širé trati lze zanedbat modelovou nejistotu při stanovení účinku zatížení (implicitně zahrnuté v $\gamma_T = 1,5$). Nejistoty související s použitím Hookova zákona jsou zanedbatelně nízké oproti variabilitě dalších základních veličin.

5.2 Praviděpodobnostní model pro účinek zatížení teplotou na mostě

5.2.1 Parametrická studie signifikantních veličin

Postup pro stanovení součinitele zatížení na mostě je obdobný jako v širé trati. Do výpočtu ale nově vstupuje vliv interakce most–kolej, konkrétně příspěvek napětí v kolejnici od změny teploty mostní konstrukce. Velikost příspěvku napětí závisí na tuhosti upevnění koleje a na hodnotě změny teploty mostu. Na výpočetním modelu popsaném v kapitole 4.2.5 byla provedena parametrická studie pro kvantifikování účinku těchto vlivů. Pro stanovení dílčího součinitele zatížení byla zkoumána pouze oblast nad podporou, kde se napětí od změny teploty kolejnice a napětí od změny teploty mostu sčítají. První část parametrické studie byla zaměřena na stanovení závislosti příspěvku napětí v kolejnici na tuhosti upevnění koleje. Parametry popisující tuhost upevnění jsou plastický podélný odpor r_0 a relativní posun mostu a koleje na mezi plasticity u_0 . Podíl parametrů r_0 a u_0 představuje počáteční tuhost upevnění k [kN/mm/m] v pružné oblasti. Význam parametrů a vliv jejich velikosti je zřejmý z obr. 73, hodnoty parametrů $r_0 = 20$ kN/m a $u_0 = 2$ mm jsou uvedeny v [13] pro nezatíženou kolej s kolejovým ložem. Hodnoty parametrů $r_0 = 10$ kN/m a $u_0 = 1$ mm byly v rámci citlivostní studie pro názornost zvoleny jako poloviční hodnoty.

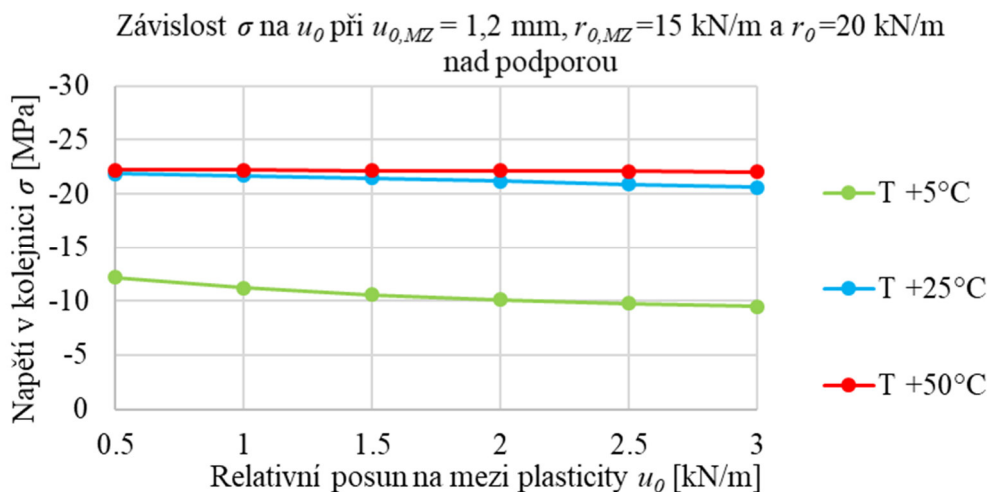


Obr. 73: Význam parametrů tuhosti upevnění u_0 a r_0

Na sledovaném mostě se vyskytují dvě různé konfigurace upevnění. Běžná konfigurace má ve výpočetním modelu proměnné parametry označené r_0 a u_0 . Konfigurace se žlutými svěrkami okolo mostních závěrů má proměnný parametr $r_{0,MZ}$ a konstantní parametr $u_{0,MZ} = 1,2$ mm, který vychází z vyhodnocení monitoringu v kapitole 4.2.6. Proměnné parametry tuhosti upevnění byly měněny na celé délce úseku s příslušnou konfigurací. Na přilehlých částech koleje na předpolích mostu byly použity konstantní parametry odpovídající normové tuhosti pro nezatíženou kolej.

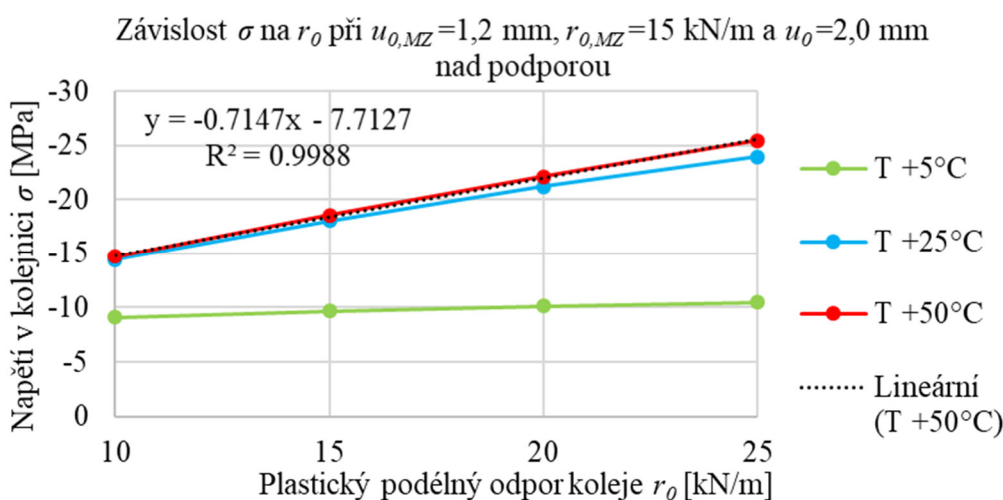
Pro sledování vlivu proměnného parametru u_0 bylo vytvořeno 6 výpočetních modelů. Parametr u_0 byl měněn od 0,5 mm do 3,0 mm s krokem 0,5 mm při konstantních $r_0 = 20$ kN/m a $r_{0,MZ} = 15$ kN/m. Interval $u_0 = 0,5 - 3,0$ mm pokrývá očekávaný rozsah tohoto parametru. V každém výpočetním modelu byl použit jiný parametr a následně bylo vypočítáno napětí v kolejnici nad podporou od oteplení mostu 5 °C, 25 °C a 50 °C. Výsledná závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě u_0 je vynesena na obr. 74. Při změnách teploty nad 25 °C dochází k velkému relativnímu posunu mostu a koleje. Hodnoty relativních posunů mostu a koleje na mezi plasticity u_0 jsou ve všech případech překonány a evidentně dochází k plastickému chování koleje, kde je napětí v kolejnici konstantní a již nezávisí na u_0 . V dalším

postupu je opět nutné ověřit, že se účinky od změn teploty mostu pohybují v plastické oblasti s konstantní hodnotou napětí. Oproti změnám teploty 25 a 50 °C je při změně teploty 5 °C v grafu na obr. 74 patrný alespoň malý rozdíl v napětí pro různé hodnoty u_0 . Dochází k malým relativním posunům mostu a koleje. Hodnoty posunů na mezi plasticity nejsou překonány a kolej se stále chová pružně. Napětí v kolejnici je pak přímo úměrné počáteční tuhosti upevnění k , která při konstantním r_0 roste se snižujícím se u_0 .



Obr. 74: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na u_0

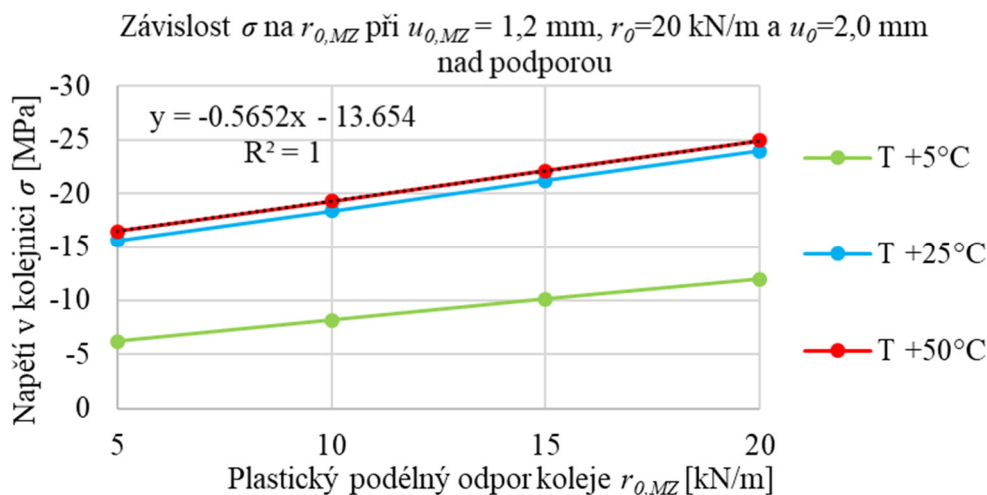
Pro sledování vlivu proměnného parametru r_0 byly vytvořeny 4 výpočetní modely. Parametr r_0 byl měněn od hodnoty 10 kN/m do 25 kN/m s krokem 5 kN/m při konstantních $u_0 = 2$ mm a $r_{0,MZ} = 15$ kN/m. Rozsah $r_0 = 10 - 25$ kN/m pokrývá 99,9% konfidenční interval pro simulace normálního rozdělení r_0 , které bylo odvozeno z rešerše článků v kapitole 5.2.3. V každém výpočetním modelu byl použit jiný parametr a následně bylo vypočítáno napětí v kolejnici od oteplení mostu 5 °C, 25 °C a 50 °C. Výsledná závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě r_0 je vynesena na obr. 75. Při změnách teploty nad 25 °C je vliv plastického podélného odporu r_0 velmi významný. Závislost napětí v kolejnici na r_0 od oteplení mostu + 50 °C je téměř lineární (regresní rovnice je uvedena v grafu).



Obr. 75: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na r_0

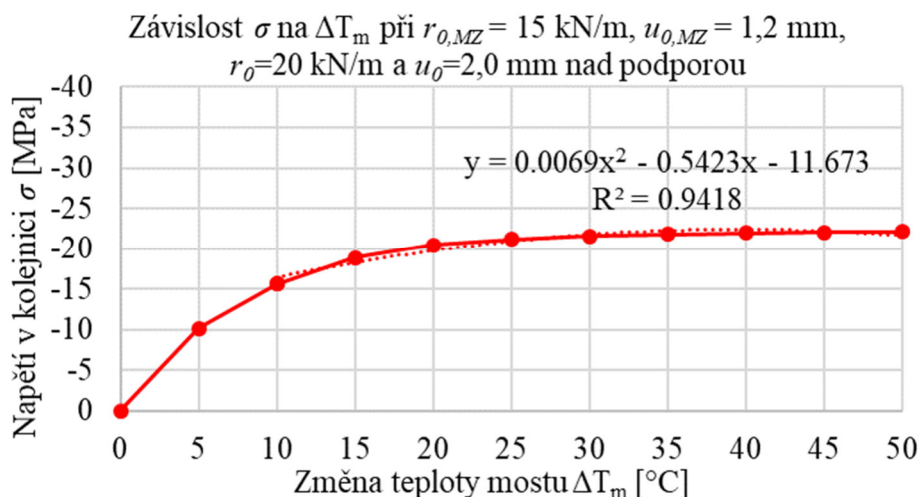
Pro sledování vlivu proměnného parametru $r_{0,MZ}$ byly také vytvořeny 4 výpočetní modely. Parametr $r_{0,MZ}$ byl měněn od hodnoty 5 kN/m do 20 kN/m s krokem 5 kN/m při konstantních $u_0 = 2$ mm a $r_0 = 20$ kN/m. Rozsah $r_{0,MZ} = 5 - 20$ kN/m pokrývá 99,9% konfidenční interval pro

simulace normálního rozdělení $r_{0,MZ}$, které bylo vyhodnoceno z dlouhodobého monitoringu v kapitole 4.2.6 a je dále použito v kapitole 5.2.3. V každém výpočetním modelu byl použit jiný parametr a následně bylo vypočítáno napětí v kolejnici od oteplení mostu 5 °C, 25 °C a 50 °C. Výsledná závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě $r_{0,MZ}$ je vynesena na obr. 76. Při změnách teploty nad 25 °C se pro různé hodnoty plastického podélného odporu $r_{0,MZ}$ napětí mění cca o 10 MPa. Závislost napětí v kolejnici na $r_{0,MZ}$ od oteplení mostu + 50 °C je lineární, její rovnice je uvedena v grafu.



Obr. 76: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na $r_{0,MZ}$

Druhá část parametrické studie byla zaměřena na stanovení závislosti příspěvku napětí v kolejnici na změně teploty mostu. Ve výpočetním modelu s parametry $r_{0,MZ} = 15$ kN/m, $u_0 = 2$ mm a $r_0 = 20$ kN/m bylo vypočítáno napětí pro změnu teploty mostu ΔT_m od 0 °C do 50 °C s krokem 5 °C. Rozsah $\Delta T_m = 10 - 50$ °C pokrývá 99,9% konfidenční interval simulací normálního rozdělení ΔT_m , které bylo odvozeno v kapitole 5.2.2. Závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě ΔT_m je uvedena na obr. 77. Pro změnu teploty mostu vyšší než 25 °C je napětí v kolejnici téměř konstantní.



Obr. 77: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na ΔT_m

Pomocí víceparametrické lineární regrese byl stanoven vztah pro výpočet napětí v kolejnici nad podporou způsobeného vlivem interakce most–kolej, konkrétně změnou teploty mostu:

$$\sigma_{T,int} = 10,63 - 0,556 \cdot r_{0,MZ} - 0,701 \cdot r_0 - 0,512 \cdot \Delta T_m + 0,0062 \cdot \Delta T_m^2 \quad (69)$$

kde $\sigma_{T,int}$ je napětí v kolejnici nad podporou způsobené vlivem interakce most–kolej, konkrétně změnou teploty mostu [MPa].

Odvozená rovnice (69) byla použita pro výpočet napětí dosazením odpovídajících hodnot. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahu stanoveného pomocí regrese:

$$\Delta\sigma_{T,int} = \sigma_{T,int,výpočetní\ model} - \sigma_{T,int,regresní\ model} \quad (70)$$

Pro nejistotu modelu napětí v kolejnici byl stanoven průměr a velmi malá směrodatná odchylka:

$$\Delta\sigma_{T,int}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{T,int}(0\ MPa; 0,40\ MPa) \quad (71)$$

Tato nejistota je v běžných aplikacích zanedbatelná.

5.2.2 Modelování extrémních změn teploty mostu

V této kapitole byly stanoveny hodnoty extrémních změn teploty mostu, které byly dále použity pro výpočet napětí v kolejnici od interakce most–kolej. Nejprve bylo nutné stanovit extrémní teploty mostní konstrukce, ze kterých byla následně vypočítána největší kladná (dále maximální) a největší záporná (dále minimální) změna teploty mostu. Pro oba případy bylo nutné určit charakteristickou hodnotu a statistické charakteristiky extrémních změn teploty mostu. Charakteristická hodnota byla stanovena způsobem přijímaným v projekční praxi – tedy postupem podle ČSN EN 1991-1-5 [52]. Opět se uvažují maximální a minimální roční teploty vzduchu 39 °C a (-29) °C podle kapitoly 5.1.2. Pro $T_{atm,max}$ z intervalu (30 °C, 50 °C) a $T_{atm,min}$ z intervalu (-50 °C, 0 °C) platí:

$$T_{m,max,k} = T_{atm,max,k} + 16 = 39 + 16 = 55\ ^\circ C \quad (72)$$

$$T_{m,min,k} = T_{atm,min,k} - 3 = -29 - 3 = -32\ ^\circ C \quad (73)$$

Dle MVL 150 [5] se počáteční teplota mostu pohybuje v intervalu (10 °C, 15 °C). Pro maximální změnu teploty mostu byla konzervativně uvažována počáteční teplota mostu 10 °C a pro minimální změnu teploty 15 °C. Charakteristické hodnoty změn teploty mostu se pak stanoví:

$$\Delta T_{m,max,k} = T_{m,max,k} - 10 = 55 - 10 = 45\ ^\circ C \quad (74)$$

$$\Delta T_{m,min,k} = T_{m,min,k} - 15 = -32 - 15 = -47\ ^\circ C \quad (75)$$

Statistické charakteristiky maximální změny teploty mostní konstrukce byly získány pravděpodobnostním postupem. Jako hlavní veličina pro maximální změnu teploty mostu byla uvažována 25letá maxima a roční maxima atmosférické teploty podle kapitoly 5.1.2. Maxima atmosférické teploty byla generována metodou Monte Carlo pomocí inverzní distribuční funkce pro Gumbelovo rozdělení podle vztahu (59).

Jako vedlejší veličiny byly u maximální změny teploty mostu uvažovány:

- nejistota modelu maximální teploty HN $\Delta T_{HN,max}$ ($\mu = 0\ ^\circ C$; $\sigma = 1,41\ ^\circ C$),
- počáteční teplota mostu $T_{0,m}$ ($\mu = 12,5\ ^\circ C$; $\sigma = 1,52\ ^\circ C$).

Předpokládá se normální rozdělení. Pravděpodobnostní model počáteční teploty mostu vychází z předpokladu, že interval 10 – 15 °C pokrývá přibližně symetrický konfidenční interval. Za předpokladu, že krajní hodnoty intervalu tvoří 5% horní a dolní kvantil, byly pro standardní normální rozdělení stanoveny charakteristiky náhodné veličiny. Pro standardní normální rozdělení odpovídá 95% kvantilu hodnota 1,645.

$$T_{0,m}(\mu, \sigma) = T_{0,m} \left(\frac{10 + 15}{2} = 12,5 \text{ } ^\circ\text{C}, \frac{15 - 10}{1,645} = 1,52 \text{ } ^\circ\text{C} \right) \quad (76)$$

Jako hlavní veličina pro minimální změny teploty mostu byla uvažována 25letá minima a roční minima atmosférická teploty podle kapitoly 5.1.2. Pro generování minim atmosférické teploty se vychází z Gumbelova rozdělení podle vztahu (60).

Jako vedlejší veličiny pro minimální změnu teploty byly uvažovány:

- nejistota modelu minimální teploty HN $\Delta T_{HN,min}$ ($\mu = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 1,44 \text{ } ^\circ\text{C}$) – rozptyl je téměř identický jako u maximálních teplot,
- počáteční teplota mostu $T_{0,m}$ ($\mu = 12,5 \text{ } ^\circ\text{C}$; $\sigma = 1,52 \text{ } ^\circ\text{C}$) – pravděpodobnostní model stejný jako u maximální změny teploty.

Pro náhodné veličiny ($T_{atm,25max}$, $T_{atm,1max}$, $T_{atm,25min}$, $T_{atm,1min}$, $\Delta T_{HN,max}$, $\Delta T_{HN,min}$, $T_{0,m}$) byl proveden milion simulací metodou Monte Carlo a získán stejný počet náhodných realizací účinků zatížení teplotou – pro každou simulaci byly dopočteny hodnoty maximální a minimální změny teploty mostu:

$$\Delta T_{m,25max,i} = (0,96 \cdot T_{atm,25max,i} - 0,40) + \Delta T_{HN,max,i} - T_{0,m,i} \quad (77)$$

$$\Delta T_{m,25min,i} = (0,90 \cdot T_{atm,25min,i} + 1,36) + \Delta T_{HN,min,i} - T_{0,m,i} \quad (78)$$

Roční minima byla dopočtena z analogických vztahů. Výsledné statistické charakteristiky jsou uvedeny v tab. 18. Pro možnost porovnání s charakteristickými hodnotami v kapitole 5.2.4 byly stanoveny návrhové hodnoty jako 0,26% horní kvantil ze všech provedených simulací:

$$\Delta T_{m,25max,d} = 33,8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (79)$$

$$\Delta T_{m,25min,d} = -49,4 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (80)$$

5.2.3 Dílčí součinitele zatížení

Pro stanovení součinitele zatížení teplotou na mostě je nutné získat charakteristickou hodnotu napětí v kolejnici od změny teploty mostu, tedy příspěvek napětí od interakce. Napětí bylo určeno z výpočetního modelu pro charakteristické hodnoty změny teploty mostu, které jsou přibližně rovné $50 \text{ } ^\circ\text{C}$, viz vztahy (74), (75). Pro běžnou konfiguraci koleje byla uvažována hodnota $r_0 = 20 \text{ kN/m}$, která je uvedena v [13], [12], [1] a používá se v projekční praxi. U konfigurace koleje se žlutými svěrkami v oblasti mostních závěrů byla použita hodnota $r_{0,MZ} = 15 \text{ kN/m}$. Tato hodnota představuje nestranný odhad sníženého plastického podélného odporu bez znalosti výsledků monitoringu. Příspěvek napětí od interakce je v absolutní hodnotě stejný pro maximální i minimální změnu teploty:

$$\sigma_{T,int,max,k} = -22 \text{ MPa} \quad (81)$$

$$\sigma_{T,int,min,k} = 22 \text{ MPa} \quad (82)$$

Dále je potřeba stanovit charakteristické hodnoty celkového napětí v kolejnici nad podporou od změny teploty kolejnice a od interakce most–kolej:

$$\sigma_{T,max,k} = \sigma_{T_{kolejnice,max,k}} + \sigma_{T,int,max,k} = -104 - 22 = -126 \text{ MPa} \quad (83)$$

$$\sigma_{T,min,k} = \sigma_{T_{kolejnice,min,k}} + \sigma_{T,int,min,k} = 128 + 22 = 150 \text{ MPa} \quad (84)$$

Návrhové hodnoty celkového napětí v kolejnici nad podporou od změny teploty kolejnice a od změny teploty mostu (interakce most–kolej) byly získány pravděpodobnostním postupem. Souhrn použitých náhodných veličin je uveden v tab. 18.

Tab. 18: Souhrn náhodných veličin pro napětí v kolejnici od zatížení teplotou

Název náhodné veličiny pro zatížení teplotou	Symbol	Průměr μ	Směrodatná odchylka σ	Odkaz
Atmosférická teplota, roční maxima*	$T_{atm,1max}$ [°C]	33,8	2	Kap. 5.1.2
Atmosférická teplota, roční minima*	$T_{atm,1min}$ [°C]	-21,2	3	
Atmosférická teplota, 25letá maxima*	$T_{atm,25max}$ [°C]	38,8	2	
Atmosférická teplota, 25letá minima*	$T_{atm,25min}$ [°C]	-28,8	3	
Nejistota modelu maximální teploty kolejnice	$\Delta T_{k,max}$ [°C]	0	3,20	Kap. 5.1.3
Nejistota modelu minimální teploty kolejnice	$\Delta T_{k,min}$ [°C]	0	0,83	
Nejistota modelu maximální teploty HN	$\Delta T_{HN,max}$ [°C]	0	1,41	
Nejistota modelu minimální teploty HN	$\Delta T_{HN,min}$ [°C]	0	1,44	
Neutrální teplota kolejnice	$T_{0,k}$ [°C]	20	1,82	Kap. 5.1.4
Počáteční teplota mostu	$T_{0,m}$ [°C]	12,5	1,52	Kap. 5.2.2
Změna teploty mostu, 25letá maxima	$\Delta T_{m,25max}$ [°C]	24,3	2,83	Kap. 5.2.2
Změna teploty mostu, roční maxima	$\Delta T_{m,1max}$ [°C]	19,5	2,83	Kap. 5.2.2
Změna teploty mostu, 25letá minima	$\Delta T_{m,25min}$ [°C]	-37,1	3,41	Kap. 5.2.2
Změna teploty mostu, roční minima	$\Delta T_{m,1min}$ [°C]	-30,2	3,42	Kap. 5.2.2
Plastický podélný odpor, běžná konfigurace koleje	r_0 [kN/m]	17,2	1,65	Kap. 5.2.3
Plastický podélný odpor, konfigurace koleje se žlutými svěrkami u MZ	$r_{0,MZ}$ [kN/m]	12,2	1,40	Kap. 4.2.6
Nejistota modelu napětí od interakce	$\Delta \sigma_{T,int}$ [MPa]	0	0,40	Kap. 5.2.1

*Gumbelovo rozdělení, ostatní neoznačené veličiny mají normální rozdělení.

Pro zakomponování interakce most–kolej byly nově uvažovány:

- plastický podélný odpor r_0 pro běžnou konfiguraci koleje,
- plastický podélný odpor $r_{0,MZ}$ pro konfiguraci koleje se žlutými svěrkami.

Pravděpodobnostní model $r_{0,MZ}$ byl použit podle kapitoly 4.2.6 pro obálkovou aproximaci plastického podélného odporu vyhodnoceného z monitoringu. Situace pro stanovení dílčího součinitele odpovídá MSÚ, proto jsou hodnoty obálkové aproximace vhodnější než hodnoty střední aproximace, které více odpovídají MSP.

Pravděpodobnostní model r_0 byl sestaven na základě rešerše publikací, které se zabývají experimentálním stanovením podélného odporu koleje [37–42]. V těchto publikacích byl experimentálně stanoven plastický podélný odpor koleje s kolejovým ložem. Přehled použitých publikací, jejich výsledků a popis konfigurace experimentů je v tab. 19, podrobnější popis je uveden v kapitole 2.2.3. Z výsledků byly stanoveny statistické charakteristiky, viz tab. 18.

Tab. 19: Přehled publikací použitých pro sestavení pravděpodobnostního modelu r_0

Autor	r_0 [kN/pražec]	r_0 [kN/m koleje]
Esveld (1997) [37], ERRI D 202 (1999) [38]	11.0	18.3
Queiroz (2006) [39]	9.9	16.4
De Iorio a kol. (2018) [40]	9.4	15.6
Mohammadzadeh, Esmaeili a Khatibi (2018) [41]	9.6	16.1
Yun, Bae (2019) [42]	11.7	19.5

Pro všechny náhodné veličiny byl proveden milion simulací metodou Monte Carlo a získán stejný počet náhodných realizací výsledného účinku zatížení teplotou – pro každou simulaci byly dopočteny hodnoty maximálního a minimálního celkového napětí v kolejnici:

$$\sigma_{T,25max,i} = (-2,415) \cdot [(1,37 \cdot T_{atm,25max,i} + 2,49) + \Delta T_{k,max,i} - T_{0,k,i}] + \left[\left(\begin{array}{c} 10,63 - 0,556 \cdot r_{0,MZ,i} - 0,701 \cdot r_{0,i} - \\ -0,512 \cdot \Delta T_{m,25max,i} + 0,0062 \cdot \Delta T_{m,25max,i}^2 \end{array} \right) + \Delta \sigma_{int,i} \right] \quad (85)$$

$$\sigma_{T,25min,i} = (-2,415) \cdot [(0,97 \cdot T_{atm,25min,i} - 0,33) + \Delta T_{k,min,i} - T_{0,k,i}] + \left[- \left(\begin{array}{c} 10,63 - 0,556 \cdot r_{0,MZ,i} - 0,701 \cdot r_{0,i} - \\ -0,512 \cdot abs(\Delta T_{m,25min,i}) + 0,0062 \cdot \Delta T_{m,25max,i}^2 \end{array} \right) + \Delta \sigma_{int,i} \right] \quad (86)$$

Podle tab. 15 byly návrhové hodnoty napětí v kolejnici od maximální a minimální změny teploty na mostě stanoveny jako 0,26% horní kvantily ze všech provedených simulací:

$$\sigma_{T,25max,d} = -140 \text{ MPa} \quad (87)$$

$$\sigma_{T,25min,d} = 166 \text{ MPa} \quad (88)$$

Dílčí součinitele zatížení kolejnice maximální a minimální změnou teploty na mostě byly určeny ze vztahu:

$$\gamma_{T,max} = \frac{\sigma_{T,25max,d}}{\sigma_{T,max,k}} = \frac{-140}{-126} = 1,11 \quad (89)$$

$$\gamma_{T,min} = \frac{\sigma_{T,25min,d}}{\sigma_{T,min,k}} = \frac{166}{150} = 1,10 \quad (90)$$

5.2.4 Závěry kapitoly

U maximální změny teploty mostu je charakteristická hodnota podle ČSN EN 1991-1-5 [52] výrazně vyšší než návrhová hodnota stanovená pravděpodobnostním postupem, protože charakteristická teplota mostu je podle obecně platných ustanovení ČSN EN 1991-1-5 [52] o 16 °C vyšší než teplota vzduchu. V modelu maximální teploty HN z dlouhodobého monitoringu byl pro sledovaný most velmi malý rozdíl mezi teplotou vzduchu a hlavního nosníku – snímače teploty z dlouhodobého monitoringu jsou umístěny na hlavním nosníku, což umožňuje získat potřebná data pro sledování interakce mostu a koleje. Pokud by byly snímače teploty umístěny na oblouku, naměřená teplota by patrně byla mnohem vyšší než teplota vzduchu a přiblížila by se hodnotě z ČSN EN 1991-1-5 [52]. U minimální změny teploty je charakteristická hodnota téměř shodná s návrhovou hodnotou, protože charakteristická teplota mostu je podle obecně platných ustanovení ČSN EN 1991-1-5 [52] pouze o 3 °C nižší než teplota vzduchu. Zároveň se během zimních nocí teplo šíří především prouděním z okolního

vzduchu. Rozdíl teploty oblouku a hlavního nosníku proto bude mnohem menší než v letních měsících, kdy se teplo šíří nejen prouděním z okolního vzduchu, ale i slunečním zářením.

Hodnoty dílčích součinitelů zatížení ze vztahů (89) a (90) jsou opět výrazně nižší než hodnota dílčího součinitele pro hlavní proměnné zatížení 1,5 uvedená v ČSN EN 1990 [18]. Důvody jsou stejné jako v kapitole 5.1. Hodnoty součinitelů zatížení na mostě ze vztahů (89) a (90) jsou navíc ještě o přibližně 5 % nižší než dílčí součinitele pro širou trať (kapitola 5.1) z těchto důvodů:

- Charakteristická i návrhová hodnota napětí v kolejnici na mostě vznikne sečtením napětí v kolejnici v širé trati a příspěvku napětí od interakce. Příspěvek napětí od interakce je téměř stejný pro charakteristickou i návrhovou hodnotu, protože se změny teploty mostu v obou případech pohybují v plastické oblasti závislosti napětí na změně teploty mostu, viz kap. 5.2.1. Vlivem sčítání lineárního a absolutního členu (nelinearita sčítání) v čitateli i jmenovateli dochází ke snížení dílčího součinitele zatížení.
- Kvůli použití vyšší hodnoty plastického podélného odporu se k charakteristické hodnotě přičítá nepatrně vyšší příspěvek napětí od interakce než k návrhové hodnotě vycházející z pravděpodobnostního modelu popisujícího podmínky mostu Oskar.

5.3 Praviděpodobnostní model pro účinek zatížení dopravou

5.3.1 Parametrická studie signifikantních veličin

Stanovení dílčího součinitele zatížení železniční dopravou vyžaduje definování nových parametrů. Zatížení teplotními účinky probíhá v dlouhém časovém úseku, během kterého bude most cyklicky (v krátkých intervalech) zatížen dopravou. Pro stanovení odezvy konstrukce na zatížení teplotou se předpokládá použití podélného odporu pro nezatíženou kolej. Při kombinaci s účinky dopravy je nutné použít podélný odpor pro zatíženou kolej, který je násobně vyšší než u nezatížené koleje.

Velikost příspěvku osového napětí v kolejnici od ohybu mostu při zatížení železniční dopravou závisí na tuhosti upevnění koleje a na velikosti svislého a vodorovného zatížení. Na sledovaném mostě se vyskytují dvě různé konfigurace upevnění. Stejně jako v kapitole 5.2.1 bude mít běžná konfigurace parametry označené $r_{0,zat}$ a $u_{0,zat}$ a konfigurace se žlutými svěrkami v okolí mostních závěrů parametry $r_{0,MZ,zat}$ a $u_{0,MZ,zat}$. Parametry $u_{0,zat}$ a $u_{0,MZ,zat}$ byly uvažovány konstantní o referenční hodnotě 2 mm. V odborných článcích ani monitoringu mostu Oskar nebyla dostupná experimentálně stanovená tuhost zatížené koleje. Referenční hodnota 2 mm, kterou dlouhodobě uvádějí mezinárodní předpisy [12] nebo [1], byla použita v souladu s obvyklými předpoklady pro charakteristickou i návrhovou hodnotu napětí v kolejnici. Proměnné parametry plastických podélných odporů $r_{0,zat}$ a $r_{0,MZ,zat}$ byly měněny na celé délce úseku s danou konfigurací. Na přilehlých částech koleje na předpolích byly použity konstantní parametry odpovídající normové tuhosti zatížené koleje.

Parametrická studie byla oproti variantě zatížení teplotou v kapitole 5.2.1 rozšířena o dva proměnné parametry, kterými jsou součinitel svislého zatížení k_v a poměr vodorovného ku svislému zatížení H/Q . Bylo vytvořeno několik výpočetních modelů s různými proměnnými parametry. Modely vystihují situace, které se mohou vyskytnout v praxi. Ve výpočetních modelech byly zadány zatěžovací stavy pouze se svislým zatížením a zatěžovací stavy s kombinací svislého a podélného vodorovného zatížení, které představovaly situaci brzdění. Brzdění vyvoluje nepříznivější účinky než rozjíždění. Jako svislé zatížení byl použit model zatížení LM 71 (rovnoměrné zatížení 80 kN/m a osamělé síly 250 kN) a model odpovídající zatížením traťové třídy D4 (rovnoměrné zatížení 80 kN/m). Před aplikací ve výpočetním modelu bylo svislé zatížení modelů LM71 a D4 vynásobeno součinitelem k_v , který upravuje jeho intenzitu. Charakteristické hodnotě odpovídá hodnota součinitele $k_v = 1,0$. Další hodnoty součinitele k_v slouží pro účely parametrické studie a citlivostní analýzu.

Oba modely byly společně s rovnoměrným vodorovným podélným zatížením použity i pro situaci brzdění. Hodnota rovnoměrného podélného zatížení H byla vždy vztažena k aktuální hodnotě rovnoměrného svislého zatížení Q pomocí poměru H/Q . Stanovení rozptylu poměru H/Q se opírá o rešerši omezeného množství brzdných zkoušek ve výzkumné zprávě [60]. Přehled brzdných zkoušek je uveden v tab. 20. Dále byly stanoveny statistické charakteristiky uvedené v tab. 21. Je patrné, že poměr H/Q má v rámci brzdných zkoušek velkou variabilitu. Jako základní hodnota se v parametrické studii uvažuje průměr $H/Q = 0,18$ (k variabilitě poměru se přihlédne v navazujícím pravděpodobnostním rozboru).

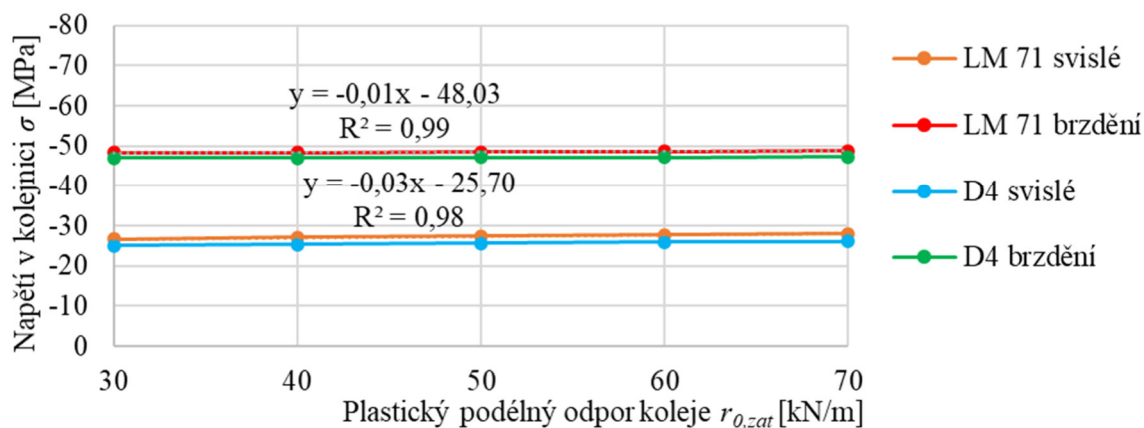
Tab. 20: Přehled použitých brzdných zkoušek [60]

Most	Konfigurace vozidel	Brzdná síla	H/Q
Losí most	4 lokomotivy o hmotnosti 4 x 85 t	149 kN/lokomotiva	0,175
Most v Chotovinách	2 lokomotivy o celkové hmotnosti 381 t	920 kN	0,24
Most Oskar	2 lokomotivy a jeden vagon o celkové hmotnosti 254 t	310 KN	0,12

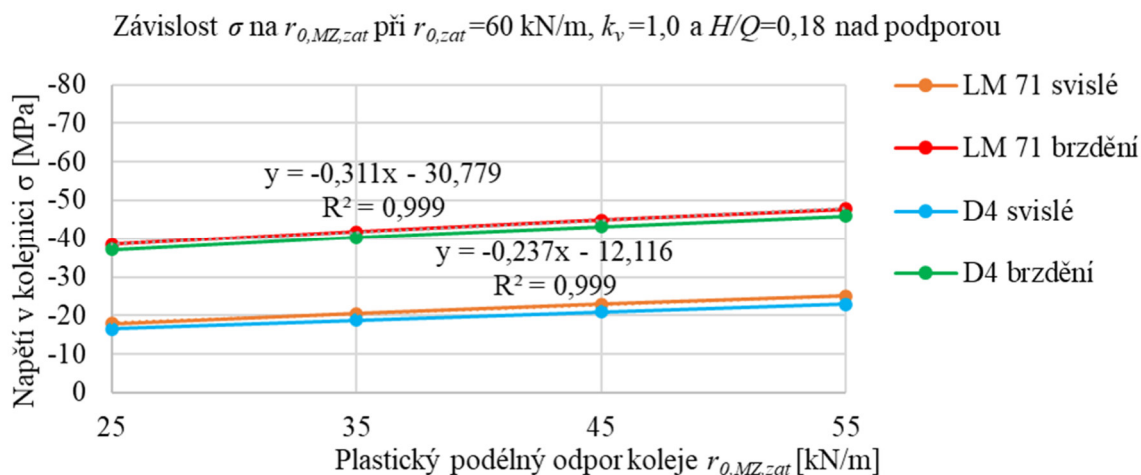
Tab. 21: Statistické charakteristiky poměru vodorovného a svislého zatížení H/Q

	Průměr μ [-]	Sm. odch. σ [-]	Var.koef V [-]
H/Q	0,18	0,06	0,34

V první části studie byla sledována závislost příspěvku napětí na tuhosti upevnění zatížené koleje. Pro sledování vlivu proměnného parametru $r_{0,zat}$ bylo vytvořeno 5 výpočetních modelů. Parametr $r_{0,zat}$ byl měněn od hodnoty 30 kN/m do 70 kN/m s krokem 10 kN/m při konstantním plastickém podélném odporu $r_{0,MZ,zat} = 45$ kN/m, součiniteli svislého zatížení $k_v = 1,0$ a poměru vodorovného a svislého zatížení $H/Q = 0,18$. Rozsah $r_{0,zat} = 30 - 70$ kN/m pokrývá 99,9% konfidenční interval pro simulace normálního rozdělení $r_{0,zat}$, které bylo odvozeno z rešerše článků v kapitole 5.3.2. V každém výpočetním modelu byl použit jiný parametr a následně bylo vypočítáno napětí v kolejnici nad podporou od svislého zatížení a od brzdění. Výsledná závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě $r_{0,zat}$ je vynesena na obr. 78. Z grafického znázornění i uvedené rovnice spojnice trendu je patrné, že vliv $r_{0,zat}$ je možné zanedbat.

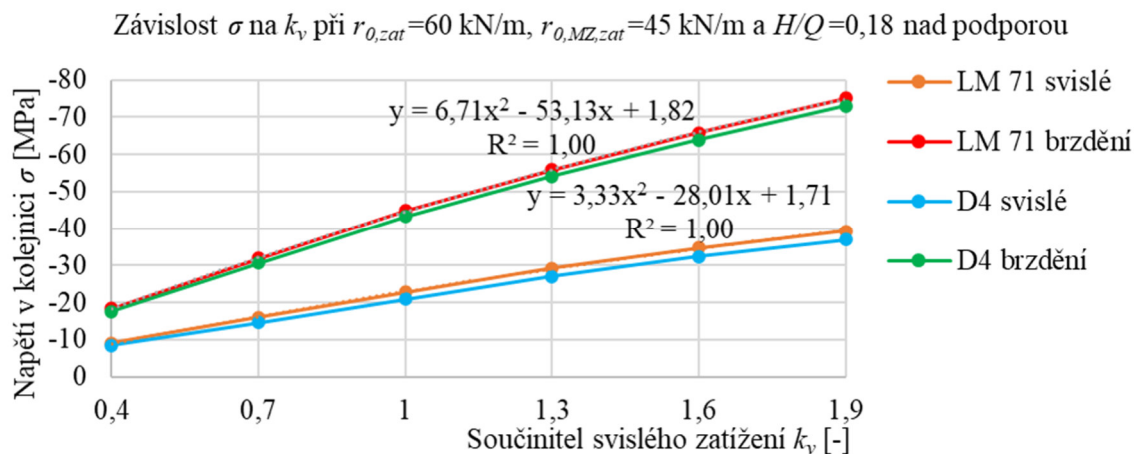
Závislost σ na $r_{0,zat}$ při $r_{0,MZ,zat} = 45$ kN/m, $k_v = 1,0$ a $H/Q = 0,18$ nad podporouObr. 78: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na $r_{0,zat}$

Pro sledování vlivu proměnného parametru $r_{0,MZ,zat}$ byly vytvořeny 4 výpočetní modely. Parametr $r_{0,MZ,zat}$ byl měněn od hodnoty 25 kN/m do 55 kN/m s krokem 10 kN/m při konstantním $r_{0,zat} = 60$ kN/m, $k_v = 1,0$ a $H/Q = 0,18$. Rozsah $r_{0,MZ,zat} = 25 - 55$ kN/m pokrývá 99,9% konfidenční interval pro simulace normálního rozdělení $r_{0,MZ,zat}$, které bylo odvozeno z rešerše článků v kapitole 5.3.2. V každém výpočetním modelu byl použit jiný parametr a následně bylo vypočítáno napětí v kolejnici nad podporou od svislého zatížení a od brzdění. Výsledná závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě $r_{0,MZ,zat}$ je vynesena na obr. 79. Napětí se s odporem $r_{0,MZ,zat}$ významně a lineárně mění (regresní rovnice pro svislé zatížení LM 71 a brzdění LM 71 jsou uvedeny v grafu).



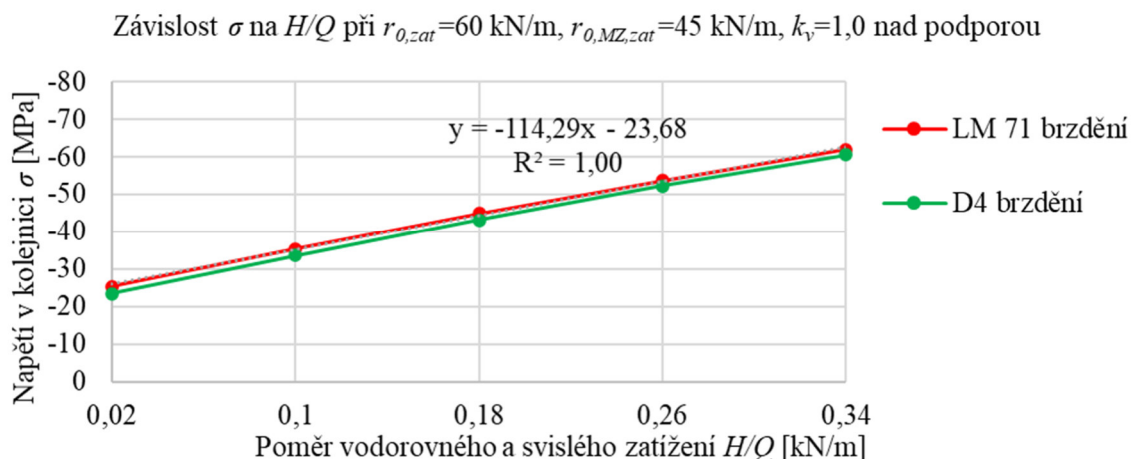
Obr. 79: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na $r_{0,MZ,zat}$

Druhá část parametrické studie byla zaměřena na sledování závislosti příspěvku napětí na velikosti svislého a vodorovného zatížení. Ve výpočetním modelu byl nejprve měněn koeficient svislého zatížení k_v od hodnoty 0,4 do hodnoty 1,6 s krokem 0,3 při konstantních parametrech $r_{0,zat} = 60$ kN/m, $r_{0,MZ,zat} = 45$ kN/m a $H/Q = 0,18$. Rozsah parametru $k_v = 0,4 - 1,6$ pokrývá 99,9% konfidenční interval normálního rozdělení k_v , odvozeného v kapitole 5.3.3. Pro každý koeficient byly vytvořeny 4 zatěžovací stavy a bylo vypočítáno napětí v kolejnici nad podporou. Závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě k_v je na obr. 80. Podle očekávání je vliv velikosti svislého zatížení důležitý, závislost napětí je v tomto případě mírně kvadratická a konkávní. Vztahy pro svislé zatížení modelem LM 71 a brzdění modelu LM 71 jsou uvedeny v grafu.



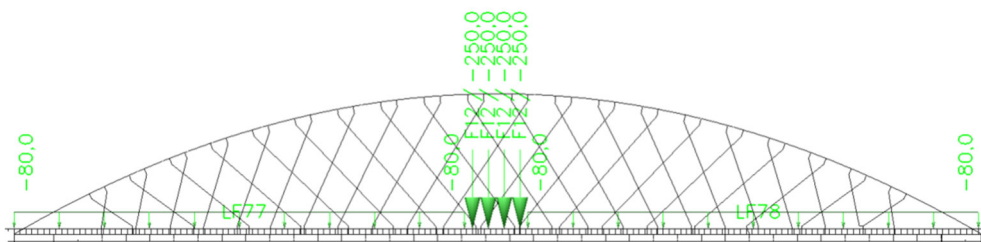
Obr. 80: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na k_v

Pro sledování vlivu poměru vodorovného a svislého zatížení byl ve výpočetním modelu měněn parametr H/Q od hodnoty 0,02 do 0,34 s krokem 0,08 při konstantních parametrech $r_{0,zat} = 60$ kN/m, $r_{0,MZ,zat} = 45$ kN/m a $k_v = 1,0$. Rozsah parametru $H/Q = 0,02 - 0,34$ pokrývá 99,9% konfidenční interval normálního rozdělení H/Q , odvozeného v tab. 21. Pro každou hodnotu parametru byly vytvořeny 4 zatěžovací stavy a bylo vypočítáno napětí v kolejnici nad podporou. Závislost příspěvku napětí v kolejnici nad podporou na hodnotě H/Q je na obr. 81. Vliv velikosti vodorovného zatížení je opět podle očekávání významný, napětí je lineárně závislé na poměru H/Q . Rovnice pro brzdění modelu LM 71 je uvedena v grafu.

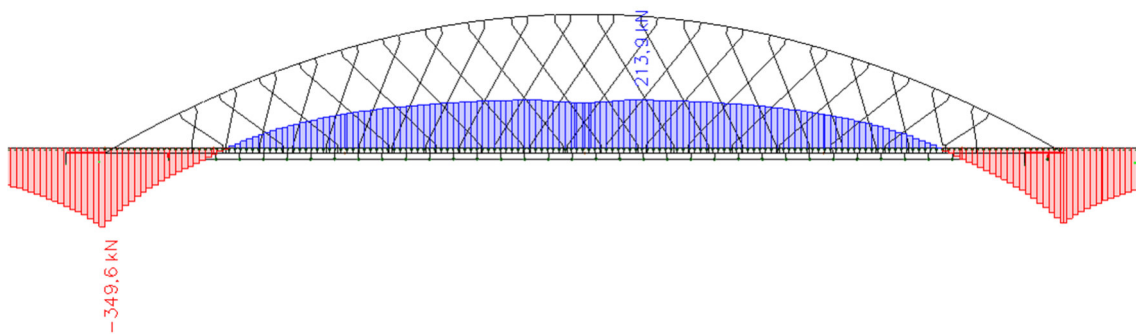


Obr. 81: Závislost napětí v kolejnici nad podporou na H/Q

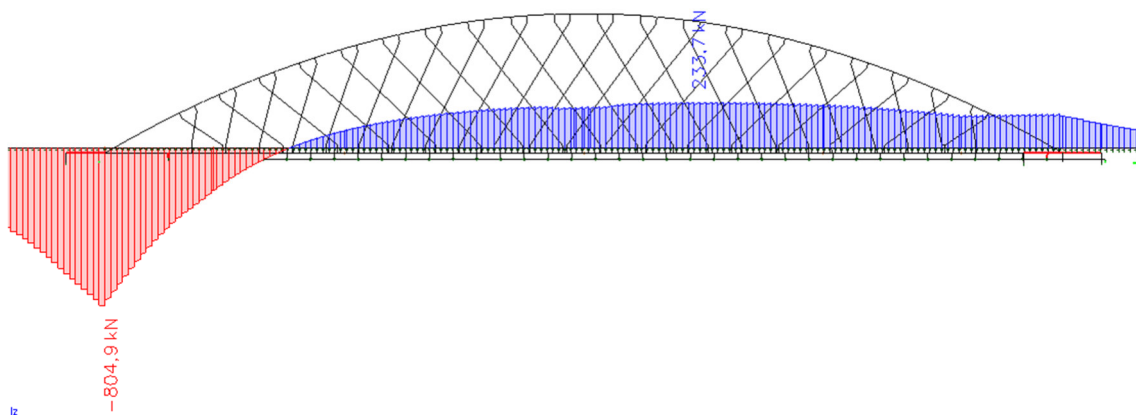
Při zatížení mostu dopravou vzniká v kolejnici nad podporou tlakové namáhání a v poli tahové namáhání. Nejvíce namáhaným místem kolejnice na mostě je průřez na podporu, kde se sčítá tlakové namáhání od oteplení kolejnice, od oteplení mostu a od zatížení dopravou. Proto byl podrobně sledován pouze vliv zatížení dopravou nad podporou. Schéma zatížení modelem LM 71 je na obr. 82. Normálová síla v koleji (dvou kolejnících) od zatížení tímto modelem je na obr. 83, kombinace zatížení tímto modelem a brzdními silami (rovnoměrným vodorovným zatížením 20 kN/m po celé délce mostu) je na obr. 84.



Obr. 82: Schéma svislého zatížení modelem LM 71 [kN, kN/m]



Obr. 83: Normálová síla v koleji [kN] od svislého zatížení modelem LM 71



Obr. 84: Normálová síla v koleji [kN] od kombinace svislého zatížení modelem LM 71 a brzdných sil

Pomocí víceparametrické lineární regrese byly stanoveny vztahy pro výpočet napětí v kolejnici nad podporou způsobeného vlivem ohybu nosné konstrukce od zatížení dopravou. Pro napětí pouze od svislého zatížení s dosazením parametrů $r_{0,MZ}$ a k_v platí vztahy:

$$\sigma_{sv,LM71} = 12,3 - 0,24 \cdot r_{0,MZ,zat} - 27,5 \cdot k_v + 3,1 \cdot k_v^2 \quad (91)$$

$$\sigma_{sv,D4} = 11,1 - 0,22 \cdot r_{0,MZ,zat} - 24,4 \cdot k_v + 2,2 \cdot k_v^2 \quad (92)$$

kde $\sigma_{sv,LM71}$ je napětí v kolejnici nad podporou od svislého zatížení LM 71 [MPa],

$\sigma_{sv,D4}$ je napětí v kolejnici nad podporou od svislého zatížení D4 [MPa].

Odvozené rovnice (91) a (92) byly použity pro výpočet napětí v závislosti na různých hodnotách vstupních parametrů. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahů stanovených pomocí regrese:

$$\Delta\sigma_{sv,LM71} = \sigma_{sv,LM71,výpočetní\ model} - \sigma_{sv,LM71,regresní\ model} \quad (93)$$

$$\Delta\sigma_{sv,D4} = \sigma_{sv,D4,výpočetní\ model} - \sigma_{sv,D4,regresní\ model} \quad (94)$$

Pro nejistoty regresních modelů napětí v kolejnici byly stanoveny průměry a směrodatné odchylky:

$$\Delta\sigma_{sv,LM71}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,LM71}(0\ MPa; 0,18\ MPa) \quad (95)$$

$$\Delta\sigma_{sv,D4}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,D4}(0\ MPa; 0,18\ MPa) \quad (96)$$

Regresní vztahy velmi dobře popisují napětí podle výpočetního modelu a variabilita nejistot Δ je zanedbatelná.

Vztahy pro výpočet napětí od brzdění byly také stanoveny pomocí víceparametrické lineární regrese, a to pro parametry $r_{0,MZ}$ a k_v a dále také s uvažováním H/Q :

$$\sigma_{brz,LM71} = 35,8 - 0,302 \cdot r_{0,MZ,zat} - 52,6 \cdot k_v + 6,5 \cdot k_v^2 - 114,3 \cdot H/Q \quad (97)$$

$$\sigma_{brz,D4} = 35,4 - 0,285 \cdot r_{0,MZ,zat} - 50,5 \cdot k_v + 5,9 \cdot k_v^2 - 116,0 \cdot H/Q, \quad (98)$$

kde $\sigma_{brz,LM71}$ je napětí v kolejnici nad podporou od brzdění LM 71 [MPa],

$\sigma_{brz,D4}$ je napětí v kolejnici nad podporou od brzdění D4 [MPa].

Odvozené rovnice (97) a (98) byly použity pro výpočet napětí v závislosti na různých hodnotách vstupních parametrů. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahů stanovených pomocí

regrese. Pro nejistoty těchto regresních modelů napětí v kolejnici byly stanoveny průměry a směrodatné odchylky:

$$\Delta\sigma_{brz,LM71}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{brz,LM71}(0 \text{ MPa}; 0,37 \text{ MPa}) \quad (99)$$

$$\Delta\sigma_{brz,D4}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{brz,D4}(0 \text{ MPa}; 0,38 \text{ MPa}) \quad (100)$$

5.3.2 Modelování plastického podélného odporu pro zatíženou kolej

Pro výpočet návrhové hodnoty je potřeba znát pravděpodobnostní modely parametrů $r_{0,MZ}$, k_v a H/Q . Statistické charakteristiky poměru H/Q byly uvedeny v předchozí kapitole 5.3.1. Pravděpodobnostní model plastického podélného odporu $r_{0,MZ,zat}$ pro zatíženou kolej byl sestaven na základě vyhodnocení podélného odporu z monitoringu v kapitole 4.2.6 a na základě výsledků experimentů v článcích [22, 44] a v práci [43]. V článku [22] byl zkoumán podélný odpor zatížené a nezatížené koleje pro dva typy přímého upevnění Vossloh DFF 300. U prvního typu byla použita pružná svěrka Skl 15 a u druhého typu pružná svěrka Skl 15 B se sníženou drážebností. Z experimentu byly pro tyto svěrky zjištěny rozdílné hodnoty podélného odporu zatížené i nezatížené koleje. Rozdíl podélného odporu pro zatíženou a nezatíženou kolej byl ale v obou případech stejný. Tento poznatek byl aplikován na dvě konfigurace koleje s kolejovým ložem, které se liší především typem upevnění. V publikacích [43, 44] je popsán experiment, ve kterém byly stanoveny hodnoty plastického podélného odporu pro zatíženou a nezatíženou kolej. Experiment byl proveden v Kloknerově ústavu ČVUT na segmentu koleje délky 4,2 m v uzavřeném kolejovém loži, které bylo umístěno v železobetonové vaně simulující mostovku. Kolej se skládala z předpjatých betonových pražců B 91 S/1, bezpodkladnicového pružného upevnění Vossloh W14 a kolejnic EN 60 E1. Vodorovné zatížení koleje bylo simulováno hydraulickými lisami. Experiment proběhl nejprve na koleji bez svislého přitížení, poté se svislým přitížením a byly určeny plastické podélné odpory nezatížené koleje $r_{0,nezat} = 28 \text{ kN/m}$ a zatížené koleje $r_{0,zat} = 76 \text{ kN/m}$. Pro odpory byl stanoven rozdíl:

$$\Delta r_{0,experiment} = r_{0,zat} - r_{0,nezat} = 76 - 28 = 48 \text{ kN/m} \quad (101)$$

Při experimentu [43, 44] bylo přitížení realizováno betonovými panely o celkové tíze 500 kN, což na délce 4,2 m odpovídá spojitému zatížení 119 kN/m. Pro účely této práce je potřeba rozdíl podélných odporů z experimentu vztáhnout vzhledem ke svislému zatížení modelu LM 71. Model zatížení LM 71 na mostě Oskar způsobí spojitě zatížení 85 kN/m, rozdíl podélných odporů byl proto přepočítán podle vztahu:

$$\Delta r_{0,LM71} = r_{0,experiment} \cdot \frac{f_{LM71}}{f_{experiment}} = 48 \cdot \frac{119}{85} = 26,3 \text{ kN/m} \quad (102)$$

Podle článku [22] je rozdíl podélného odporu pro zatíženou a nezatíženou kolej pro dva typy upevnění stejný. Průměr plastického podélného odporu pro zatíženou kolej byl získán jako součet přepočteného rozdílu podélných odporů ze vztahu (91) a průměru plastického podélného odporu pro nezatíženou kolej z kapitoly 5.2.3:

$$\mu_{r_{0,MZ,zat}} = \mu_{r_{0,MZ,nezat}} + \Delta r_{0,LM71} = 12,2 + 26,3 = 38,5 \text{ kN/m} \quad (103)$$

$$\mu_{r_{0,zat}} = \mu_{r_{0,nezat}} + \Delta r_{0,LM71} = 17,2 + 26,3 = 43,5 \text{ kN/m} \quad (104)$$

Směrodatná odchylka plastického podélného odporu pro zatíženou kolej byla vypočtena z nestranného odhadu variačního koeficientu $V = 0,1$. Statistické charakteristiky náhodných veličin $r_{0,MZ,zat}$ a $r_{0,zat}$ pro zatíženou kolej jsou shrnuty v tab. 22.

Tab. 22: Statistické charakteristiky plastického podélného odporu pro zatíženou kolej

	Průměr	Var.koef	Sm. odch.
	μ [kN/m]	V [-]	σ [kN/m]
$r_{0,MZ,zat}$	38,5	0,1	3,85
$r_{0,zat}$	43,5	0,1	4,35

5.3.3 Modelování koeficientu svislého zatížení

Pravděpodobnostní model koeficientu svislého zatížení k_v byl sestaven na základě rešerše ve zprávě [60], která se řídí doporučeními uvedenými v dokumentu JCSS [53]. Zpráva [60] uvádí pravděpodobnostní modely základních veličin ovlivňujících maximální účinky zatížení dopravou. Účinek proměnného zatížení při přejezdu vlaku přes most lze stanovit ze vztahu:

$$E_Q = Q = \theta \cdot \varphi \cdot Q_{stat} \quad (105)$$

kde E_Q je účinek zatížení dopravou, dále zjednodušeně značen Q ,

θ je nejistota při stanovení účinku zatížení,

φ je dynamický součinitel,

Q_{stat} statický účinek zahrnující nejistoty ve vlastní tíze železničního vozidla a užitných zatíženích, případně rozmístění nápravových sil.

V obecném případě se všechny veličiny uvažují jako náhodné. Pravděpodobnostní modely těchto veličin jsou uvedeny v tab. 23.

Tab. 23: Pravděpodobnostní modely základních veličin ovlivňujících maximální účinky zatížení dopravou [53, 60–62]

Veličina	Průměr/Charakteristická hodnota μ_X/X_k	Variační koeficient V_X	Směrodatná odchylka σ_X
$Q_{stat,1max}$	0,85	0,1	0,085
$Q_{stat,25max}$	1,06	0,08	0,085
φ	0,95	0,1	0,095
θ	1,0	0,1	0,1

Průměr a směrodatná odchylka statického účinku pro 25letá maxima byly extrapolovány z ročních maxim podle vztahů pro Gumbelovo rozdělení:

$$\sigma_{Q_{stat,25max}} = \sigma_{Q_{stat,1max}} = 0,085 \quad (106)$$

$$\begin{aligned} \mu_{Q_{stat,25max}} &= \mu_{Q_{stat,1max}} + 0,78 \cdot \sigma_{Q_{stat,25max}} \cdot \ln(25) = \\ &= 0,85 + 0,78 \cdot 0,085 \cdot \ln(25) = 1,06 \end{aligned} \quad (107)$$

Průměr součinitele svislého zatížení, tedy průměrnou hodnotu součinu tří náhodných, statisticky nezávislých veličin, lze vypočítat jako součin průměrných hodnot těchto veličin [54]:

$$\mu_{k_{v,1max}} = \frac{\mu_Q}{Q_k} = \frac{\mu_{Q_{stat,1max}}}{Q_{stat,1max,k}} \cdot \frac{\mu_\varphi}{\varphi_k} \cdot \frac{\mu_\theta}{\theta_k} = 0,85 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 0,81 \quad (108)$$

$$\mu_{k_{v,25max}} = \frac{\mu_Q}{Q_k} = \frac{\mu_{Q_{stat,25max}}}{Q_{stat,25max,k}} \cdot \frac{\mu_\varphi}{\varphi_k} \cdot \frac{\mu_\theta}{\theta_k} = 1,06 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 1,01 \quad (109)$$

Variační koeficient pro součin tří náhodných, statisticky nezávislých veličin se stanoví podle vztahu [54]:

$$V_{k_{v,1max}} = \sqrt{V_{Q_{stat,1max}}^2 + V_{\varphi}^2 + V_{\theta}^2} = \sqrt{0,1^2 + 0,1^2 + 0,1^2} = 0,17 \quad (110)$$

$$V_{k_{v,25max}} = \sqrt{V_{Q_{stat,25max}}^2 + V_{\varphi}^2 + V_{\theta}^2} = \sqrt{0,08^2 + 0,1^2 + 0,1^2} = 0,16 \quad (111)$$

5.3.4 Dílčí součinitele zatížení

Charakteristické hodnoty napětí v kolejnici od zatížení dopravou byly určeny z výpočetního modelu s aplikovanými parametry tuhosti zatížené koleje. Pro běžnou konfiguraci koleje se uvažuje $r_{0,zat} = 60$ kN/m, která je uvedena v [1, 12, 13] a používá se v projekční praxi. U konfigurace koleje se žlutými svěrkami v oblasti mostních závěrů byl použit parametr $r_{0,MZ,zat} = 45$ kN/m. Tato hodnota představuje nestranný odhad sníženého plastického podélného odporu zatížené koleje. Příspěvek napětí v kolejnici nad podporou byl nejprve vypočítán pro svislé zatížení modelů LM 71 a D4 a dále také pro kombinaci svislého zatížení modelů LM 71 a D4 společně s brzdnými silami. Výpočetní model byl zatížen charakteristickými hodnotami svislého zatížení obou modelů a u situace brzdění navíc ještě charakteristickými hodnotami brzdných sil (rovnoměrné podélné zatížení 20 kN/m).

Pro brzdné síly se neuvažuje žádný dynamický součinitel. Pro svislé zatížení byl aplikován dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej podle ČSN EN 1991-2 [13]. Jako náhradní délka se pro konstrukci typu síťovaného oblouku použije celé rozpětí mostu. Napětí v kolejnici vzniká kvůli průhybu nosné konstrukce včetně oblouku, ne pouze kvůli průhybu mostovky. Byla vypočítána následující hodnota dynamického součinitele:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{97,5} - 0,2} + 0,73 = 0,95 < 1,0 \rightarrow \Phi_3 = 1,0 \quad (112)$$

kde Φ_3 je dynamický součinitel v rozmezí $1,0 < \Phi_3 < 2,0$,

L_{Φ} je náhradní délka, $L_{\Phi} = 97,5$ m.

Návrhové hodnoty napětí v kolejnici nad podporou od zatížení dopravou byly získány pravděpodobnostním postupem. Souhrn použitých náhodných veličin je uveden v tab. 24, u všech veličin je uvažováno normální rozdělení.

Tab. 24: Souhrn náhodných veličin pro napětí v kolejnici od zatížení dopravou

Název náhodné veličiny pro zatížení dopravou	Symbol	Průměr μ	Směrodatná odchylka σ	Zdroj
Koeficient svislého zatížení, roční maxima	$k_{v,1max}$ [-]	0,81	0,14	Kap. 5.3.3
Koeficient svislého zatížení, 25letá maxima	$k_{v,25max}$ [-]	1,01	0,16	Kap. 5.3.3
Plastický podélný odpor, běžná konfigurace, zatížená kolej	$r_{0,zat}$ [kN/m]	43,5	4,35	Kap. 5.3.2
Plastický podélný odpor, konfigurace u MZ, zatížená kolej	$r_{0,MZ,zat}$ [kN/m]	38,5	3,85	Kap. 5.3.2

Název náhodné veličiny pro zatížení dopravou	Symbol	Průměr μ	Směrodatná odchylka σ	Zdroj
Nejistota modelu napětí od svislého zatížení LM71	$\Delta\sigma_{sv,LM71}$ [MPa]	0	0,18	Kap. 5.3.1
Nejistota modelu napětí od svislého zatížení D4	$\Delta\sigma_{sv,D4}$ [MPa]	0	0,18	Kap. 5.3.1
Poměr vodorovného a svislého zatížení	H/Q [-]	0,18	0,06	Kap. 5.3.1
Nejistota modelu napětí od brzdění LM71	$\Delta\sigma_{brz,LM71}$ [MPa]	0	0,37	Kap. 5.3.1
Nejistota modelu napětí od brzdění D4	$\Delta\sigma_{brz,D4}$ [MPa]	0	0,38	Kap. 5.3.1

Pro všechny náhodné veličiny byl proveden milion simulací metodou Monte Carlo a získán stejný počet náhodných realizací výsledných účinků zatížení dopravou – pro každou simulaci byla dopočtena hodnota napětí v kolejnici od zatížení dopravou podle použitého zatěžovacího modelu:

$$\sigma_{sv,LM71,i} = 12,3 - 0,24 \cdot r_{0,MZ,zat,i} - 27,5 \cdot k_{v,25max,i} + 3,1 \cdot k_{v,25max,i}^2 + \Delta\sigma_{sv,LM71,i} \quad (113)$$

$$\sigma_{sv,D4,i} = 11,1 - 0,22 \cdot r_{0,MZ,zat,i} - 24,4 \cdot k_{v,25max,i} + 2,2 \cdot k_{v,25max,i}^2 + \Delta\sigma_{sv,D4,i} \quad (114)$$

$$\sigma_{brz,LM71,i} = 35,8 - 0,302 \cdot r_{0,MZ,zat,i} - 52,6 \cdot k_{v,25max,i} + 6,5 \cdot k_{v,25max,i}^2 - 114,3 \cdot H/Q + \Delta\sigma_{brz,LM71,i} \quad (115)$$

$$\sigma_{brz,D4,i} = 35,4 - 0,285 \cdot r_{0,MZ,zat,i} - 50,5 \cdot k_{v,25max,i} + 5,9 \cdot k_{v,25max,i}^2 - 116,0 \cdot H/Q + \Delta\sigma_{brz,D4,i} \quad (116)$$

Návrhové hodnoty napětí v kolejnici od zatížení dopravou byly podle tab. 15 stanoveny jako 0,26% horní kvantily ze všech provedených simulací. Dílčí součinitele zatížení byly určeny jako poměr návrhové a charakteristické hodnoty, souhrn je uveden v tab. 25.

Tab. 25: Návrhové hodnoty a dílčí součinitele zatížení dopravou

Doprava MSÚ	Svislé zatížení		Brzdění	
	LM71	D4	LM71	D4
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	-22,8	-21,0	-52,6	-51,1
$\sigma_{Q,d}$ [MPa]	-31,0	-28,8	-68,6	-67,2
γ_Q [-]	1,36	1,37	1,30	1,31

5.3.5 Závěry kapitoly

Hodnoty dílčích součinitelů pro zatížení dopravou z tab. 25 dobře odpovídají hodnotě dílčího součinitele zatížení železniční dopravou 1,45, která je uvedena v ČSN EN 1990 [18]. Předpokládá se, že hodnota 1,45 je odvozena z obdobných pravděpodobnostních modelů s mírně konzervativnějšími parametry tak, aby bezpečně postihovala většinu návrhových situací. Proto jsou hodnoty γ_Q v tab. 25 nižší.

5.4 Kombinace zatížení

V předchozích kapitolách byly stanoveny dílčí součinitele zatížení kolejnice pro následující vlivy:

- Zatížení teplotou v širé trati
- Zatížení teplotou na mostě
- Svislé zatížení dopravou
- Brzdění (svislé a vodorovné zatížení dopravou)

Z těchto vlivů byly vytvořeny kombinace zatížení kolejnice na mostě (neuvažuje se proto vliv zatížení teplotou v širé trati). V první variantě byl účinek zatížení teplotou na mostě kombinován pouze s účinkem svislého zatížení dopravou. Ve druhé variantě byl účinek zatížení teplotou na mostě kombinován s brzděním, tedy společným účinkem svislého a podélného vodorovného zatížení dopravou.

Účinek zatížení je dán součtem dvou časově závislých zatížení $T(t)$ a $Q(t)$. Maximální účinek E_{max} kombinace zatížení má tvar [56]:

$$E_{max} = \max_t [T(t) + Q(t)] \quad (117)$$

kde E_{max} je maximální účinek kombinace zatížení, náhodná veličina závislá na čase t ,

t je uvažovaný časový interval (návrhová doba životnosti),

T je účinek zatížení teplotou,

Q je účinek zatížení dopravou.

Maximální účinek E_{max} je možné velmi dobře odhadnout pomocí Turkstrova pravidla, které časově závislý problém transformuje na časově nezávislou úlohu [56]:

$$E_{max} \approx \max\{\max_t [T(t)] + Q(t); T(t) + \max_t [Q(t)]\} \quad (118)$$

kde hlavní zatížení nabývá během doby t svého maxima a vedlejší zatížení nabývá libovolné průběžné hodnoty. Přesnější odhad lze získat použitím náhodných stupňovitých procesů, kde je uvažovaný časový interval rozdělen na časové intervaly obecně proměnné délky s konstantní intenzitou zatížení. Jde o zobecnění modelu, ve kterém autoři Ferry Borges a Castanheta původně uvažovali stejné časové intervaly (takzvané FBC modely) [56].

Základní pravidlo při stanovení účinku kombinací zatížení podle současných mezinárodních předpisů spočívá v tom, že se hlavní (dominantní) zatížení neredukuje a vychází se z charakteristické hodnoty, ostatní vedlejší (nedominantní) zatížení se redukuje součiniteli $\Psi \leq 1$. Jestliže se konstrukce navrhuje metodou dílčích součinitelů, pak se návrhová hodnota $E_{max,d}$ účinku zatížení E stanoví ze vztahu (takzvané Turkstrovo pravidlo) [56, 63, 64]:

$$E_{max} \approx \max\left(E(T_{max,d}, Q_{cd}), E(T_{cd}, Q_{max,d})\right) \quad (119)$$

kde $T_{max,d}$ je maximum zatížení teplotou, $T_{max,d} = \gamma_T \cdot T_k$,

T_{cd} je průběžná hodnota zatížení teplotou, $T_{cd} = \gamma_T \cdot \Psi_{0,T} \cdot T_k$,

$Q_{max,d}$ je maximum zatížení dopravou, $Q_{max,d} = \gamma_Q \cdot Q_k$,

Q_{cd} je průběžná hodnota zatížení dopravou, $Q_{cd} = \gamma_Q \cdot \Psi_{0,Q} \cdot Q_k$.

Pro zatížení teplotou a dopravou byly použity následující kombinace:

1. 25leté maximum účinku zatížení teplotou T_{25max} a roční maximum vedlejšího účinku svislého zatížení dopravou $Q_{sv,1max}$.

25leté maximum účinku zatížení teplotou trvá přibližně 3 dny. V ideálním případě by mělo být pro kombinaci použito třídenní maximum účinku svislého zatížení dopravou. Jelikož není k dispozici, bylo konzervativně použito roční maximum tohoto účinku. Tento zjednodušený postup pro kombinace zatížení byl aplikován také v článku [65] nebo v příkladech ve skriptech [63]. Vzhledem ke krátké době trvání maximálního účinku zatížení teplotou (přibližně $3 \times 12 \text{ hod} = 36 \text{ hod}$) se uvažuje pouze účinek svislého zatížení dopravou bez vlivu brzdných sil. Pravděpodobnost zabrzdění během 36 hod, po které může trvat extrémní teplota, je řádově 10^{-4} (viz další text).

2. Maximální účinek brzdění Q_{brz} a roční maximum vedlejšího účinku zatížení teplotou T_{1max} .

Kombinacemi zatížení se popisují nejnepríznivější situace za 25 let. Dle údajů Drážní inspekce [66] dojde v České republice během jednoho roku asi k tisíci mimořádných událostí, což odpovídá zhruba 25 tisícům mimořádných událostí za 25 let. Předpokládá se, že všechny mimořádné události vedou k okamžitému brzdění a vlak musí náhle zastavit všemi prostředky. Celková délka koleje v síti SŽ je více než 10 tisíc kilometrů [67]. Na jednom kilometru koleje se tedy za 25 let stanou 2 až 3 mimořádné události. Obě nosné konstrukce mostu Oskar převádí kolej délky 200 m. Za 25 let dojde na mostu Oskar podle statistiky maximálně k jedné mimořádné situaci, detailní výpočet je uveden v tab. 26. Vzhledem k této velmi nízké pravděpodobnosti výskytu bylo uvažováno roční maximum účinku brzdění namísto 25letého maxima tohoto účinku. Maximum účinku brzdění trvá pouhý okamžik, proto by mělo být pro kombinaci použito rozdělení okamžité teploty, případně aproximované například denním maximum účinku zatížení teplotou. Jelikož opět denní maxima nejsou k dispozici, bylo stejně jako v předchozím případě konzervativně použito roční maximum tohoto účinku.

3. 25leté maximum účinku svislého zatížení dopravou $Q_{sv,25max}$ a roční maximum vedlejšího účinku zatížení teplotou T_{1max} .

Z důvodu zanedbatelné pravděpodobnosti výskytu brzdění se opět uvažuje pouze svislé zatížení dopravou bez vlivu brzdných sil. 25leté maximum účinku svislého zatížení trvá pouhý okamžik, ze stejných důvodů jako v přechozích případech bylo v kombinaci konzervativně použito roční maximum účinku zatížení teplotou.

Tab. 26: Výpočet četnosti mimořádných událostí

Délka jednokolejných tratí [km] [67]	L_1	7372
Délka dvou a více kolejných tratí [km] [67]	L_2	2024
Celková délka koleje [km]	$L = L_1 + 2 \cdot L_2$	11420
Délka koleje na mostu Oskar [km]	$L_O = 2 \cdot 100 \text{ m}$	0,2
Počet mimořádných událostí v celé síti SŽ za 5 let 2015–2019 [66]	N_5	5723
Počet mimořádných událostí v celé síti SŽ za 25 let	$N_{25} = 5 \cdot N_5$	28615
Počet mimořádných událostí na mostu Oskar za 25 let	$N_{25,O} = N_{25} \cdot L_O / L$	0,5

Návrhové hodnoty celkového napětí v kolejnici od účinku zatížení teplotou a dopravou byly získány pravděpodobnostním postupem, viz algoritmus na obr. 85 a tab. 27. Pro všechny náhodné veličiny v tab. 18 a tab. 24 byl proveden milion simulací metodou Monte Carlo a

získán stejný počet náhodných realizací výsledného účinku zatížení – pro každou simulaci byly dopočteny hodnoty celkového napětí v kolejnici:

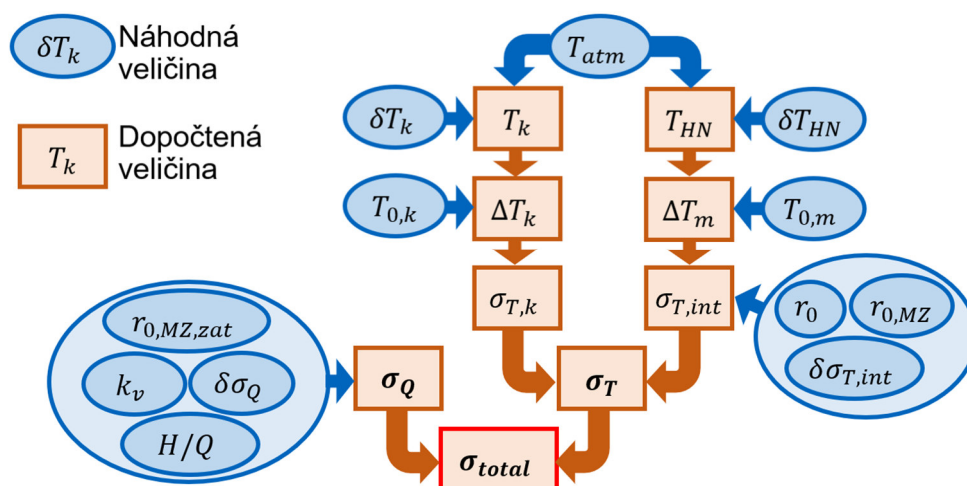
$$\sigma_i = \sigma_{T,max,i} + \sigma_{Q,i} \quad (120)$$

Hodnoty $\sigma_{T,max,i}$ byly určeny ze vztahu (85) v kapitole 5.2.3:

- pro 1. kombinaci byl vztah (85) použit beze změny,
- pro 2. a 3. kombinaci byla 25letá maxima atmosférické teploty $T_{atm,25max}$ nahrazena ročními maximy $T_{atm,1max}$.

Hodnoty $\sigma_{Q,i}$ byly určeny ze vztahů (113)–(116) v kapitole 5.3.4:

- pro 1. kombinaci byly použity vztahy (113) a (114), koeficient svislého zatížení pro 25letá maxima $k_{v,25max}$ byl nahrazen koeficientem pro roční maxima $k_{v,1max}$,
- pro 2. kombinaci byly použity vztahy (115) a (116), koeficient svislého zatížení pro 25letá maxima $k_{v,25max}$ byl opět nahrazen koeficientem pro roční maxima $k_{v,1max}$
- pro 3. kombinaci byly použity vztahy (113) a (114) beze změny.



Obr. 85: Algoritmus výpočtu návrhové hodnoty napětí v kolejnici

Tab. 27: Vysvětlení veličin použitých v algoritmu

Náhodné veličiny		Dopočtené veličiny	
T_{atm}	Atmosférická teplota	T_k	Teplota kolejnice
δT_k	Nejistota modelu teploty kolejnice	T_{HN}	Teplota hlavního nosníku
δT_{HN}	Nejistota modelu teploty HN	ΔT_k	Změna teploty kolejnice
$T_{0,k}$	Neutrální teplota kolejnice	ΔT_m	Změna teploty mostu
$T_{0,m}$	Počáteční teplota mostu	ΔT_k	Změna teploty kolejnice
r_0	Podélný odpor, běžná konfigurace	ΔT_m	Změna teploty mostu
$r_{0,MZ}$	Podélný odpor, konfigurace u MZ	$\sigma_{T,k}$	Napětí od změny teploty kolejnice
$\delta\sigma_{T,int}$	Nejistota modelu napětí od interakce	$\sigma_{T,int}$	Napětí od změny teploty mostu
$r_{0,MZ,zat}$	Podélný odpor, u MZ, zatížená kolej	σ_T	Napětí od změny teploty
k_v	Koeficient svislého zatížení	σ_Q	Napětí od dopravy
$\delta\sigma_Q$	Nejistota modelu napětí od dopravy	σ_{total}	Celkové napětí v kolejnici
H/Q	Poměr vodorovného a svislého zatížení		

Návrhové hodnoty napětí v kolejnici od zatížení teplotou a dopravou byly podle tab. 15 stanoveny jako 0,26% horní kvantily ze všech provedených simulací. Kombinační součinitele jsou shrnuty v tab. 28 a byly stanoveny ze vztahů:

$$\sigma_d = \gamma_{T,max} \cdot \sigma_{T,max,k} + \psi_Q \cdot \gamma_Q \cdot \sigma_{Q,k} \quad (121)$$

$$\sigma_d = \psi_T \cdot \gamma_{T,max} \cdot \sigma_{T,max,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{Q,k} \quad (122)$$

kde σ_d je návrhová hodnota napětí od zatížení teplotou a dopravou,

$\gamma_{T,max}$ je dílčí součinitel zatížení teplotou podle kapitoly 5.2.3,

$\sigma_{T,max,k}$ je charakteristická hodnota napětí od zatížení teplotou podle kapitoly 5.2.3,

γ_Q je dílčí součinitel zatížení dopravou podle kapitoly 5.3.4,

$\sigma_{Q,k}$ je charakteristická hodnota napětí od zatížení dopravou podle kapitoly 5.3.4,

ψ_Q je kombinační součinitel pro zatížení dopravou,

ψ_T je kombinační součinitel pro zatížení teplotou.

Tab. 28: Návrhové hodnoty kombinací zatížení a kombinační součinitele

Maximální kombinace MSÚ	1. kombinace $T_{25max} + Q_{sv,1max}$		2. kombinace $Q_{brz} + T_{1max}$		3. kombinace $Q_{sv,25max} + T_{1max}$	
	LM71	D4	LM71	D4	LM71	D4
$\gamma_{T,max}$ [-]	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
$\sigma_{T,max,k}$ [MPa]	-126	-126	-126	-126	-126	-126
γ_Q [-]	1,36	1,37	1,30	1,31	1,36	1,37
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	-22,8	-21,0	-52,6	-51,1	-22,8	-21,0
σ_d [MPa]	-157,9	-156,3	-163,8	-162,5	-145,0	-143,1
Ψ_Q [-]	0,58	0,57	-	-	-	-
Ψ_T [-]	-	-	0,68	0,68	0,82	0,82

Podle ČSN EN 1990 [18] je hodnota kombinačního součinitele železničních mostů:

- pro zatížení teplotou $\psi_{0,T} = 0,6$
- pro zatížení dopravou $\psi_{0,Q} = 0,8$

Kombinační součinitele odvozené v tab. 28 je možné porovnat s hodnotami uvedenými v ČSN EN 1990 [18]. Předpokládá se, že hodnota kombinačního součinitele pro zatížení dopravou $\psi_{0,Q} = 0,8$ je v Eurokódu odvozena z obdobných pravděpodobnostních modelů s mírně konzervativnějšími parametry tak, aby bezpečně postihovala většinu návrhových situací. Proto jsou kombinační součinitele pro zatížení dopravou u první kombinace v tab. 28 nižší než hodnota 0,8. U druhé a třetí kombinace jsou kombinační součinitele pro zatížení teplotou vyšší než hodnota $\psi_{0,T} = 0,6$. Maximum účinku brzdění a 25leté maximum účinku svislého zatížení trvá pouze krátký okamžik, proto by optimálně mělo být pro kombinaci použito například denní maximum účinku zatížení teplotou. Jelikož není k dispozici, bylo konzervativně použito roční maximum tohoto účinku, a proto jsou kombinační součinitele vyšší než hodnota v normě.

5.5 Mezní stav použitelnosti

Zatímco v kapitolách 5.1 – 5.4 byly stanoveny hodnoty dílčích součinitelů zatížení a kombinačních součinitelů pro mezní stav únosnosti, v této kapitole budou stanoveny hodnoty pro mezní stav použitelnosti. Výpočet je obdobný jako u MSÚ, ale u MSP byly návrhové hodnoty napětí v kolejnici podle tab. 15 stanoveny jako 12% horní kvantil z provedených simulací.

Tab. 29: Dílčí součinitele zatížení teplotou pro MSP

Teplota MSP	Širá trať		Na mostě	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
$\sigma_{T,k}$ [MPa]	-103,8	128,0	-126,0	150,1
$\sigma_{T,d}$ [MPa]	-99,0	126,4	-116,6	143,8
γ_T [-]	0,95	0,99	0,93	0,96

Podle ČSN EN 1990 [18] se pro MSP dílčí součinitel zatížení uvažuje hodnotou 1,0. Dílčí součinitele zatížení pro minimální teplotu v tab. 29 jsou téměř rovné 1,0. Dílčí součinitele zatížení pro maximální teplotou jsou nepatrně nižší, ale také dobře odpovídají hodnotě 1,0.

Tab. 30: Dílčí součinitele zatížení dopravou pro MSP

Doprava MSP	Svislé zatížení		Brzdění	
	LM71	D4	LM71	D4
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	-22,8	-21,0	-52,6	-51,1
$\sigma_{Q,d}$ [MPa]	-25,7	-23,7	-53,6	-52,2
γ_Q [-]	1,12	1,13	1,02	1,02

Podle ČSN EN 1990 [18] se pro MSP dílčí součinitel zatížení uvažuje hodnotou 1,0. Dílčí součinitele svislého zatížení dopravou v tab. 30 jsou mírně vyšší než 1,0. Dílčí součinitele zatížení pro brzdění jsou nižší než pro svislé zatížení a jsou téměř rovné hodnotě 1,0.

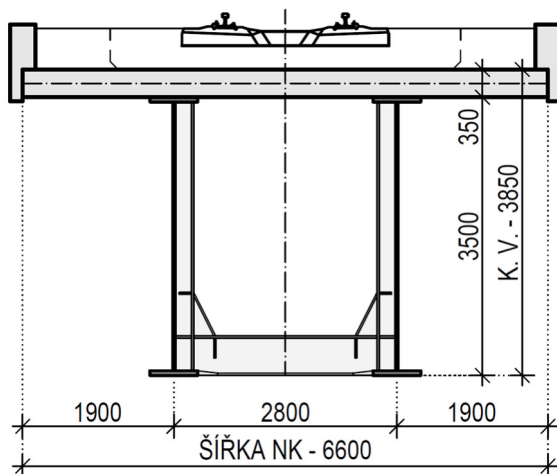
Tab. 31: Návrhové hodnoty kombinací zatížení a kombinační součinitele pro MSP

Maximální kombinace MSP	1. kombinace $T_{25\max} + Q_{sv,1\max}$		2. kombinace $Q_{brz} + T_{1\max}$		3. kombinace $Q_{sv,25\max} + T_{1\max}$	
	LM71	D4	LM71	D4	LM71	D4
$\gamma_{T,\max}$ [-]	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
$\sigma_{T,\max,k}$ [MPa]	-126	-126	-126	-126	-126	-126
γ_Q [-]	1,12	1,13	1,02	1,02	1,12	1,13
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	-22,8	-21,0	-52,6	-51,1	-22,8	-21,0
σ_d [MPa]	-134,3	-132,7	-137,2	-135,9	-121,1	-119,3
Ψ_Q [-]	0,69	0,68	-	-	-	-
Ψ_T [-]	-	-	0,72	0,72	0,82	0,82

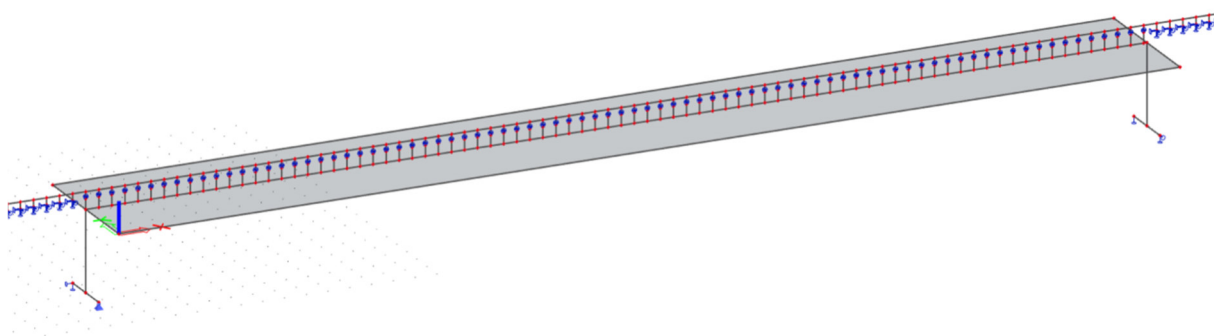
Hodnoty kombinačních součinitelů pro MSÚ v tab. 31 jsou téměř shodné s hodnotami kombinačních součinitelů pro MSP v tab. 28.

6 Případová studie

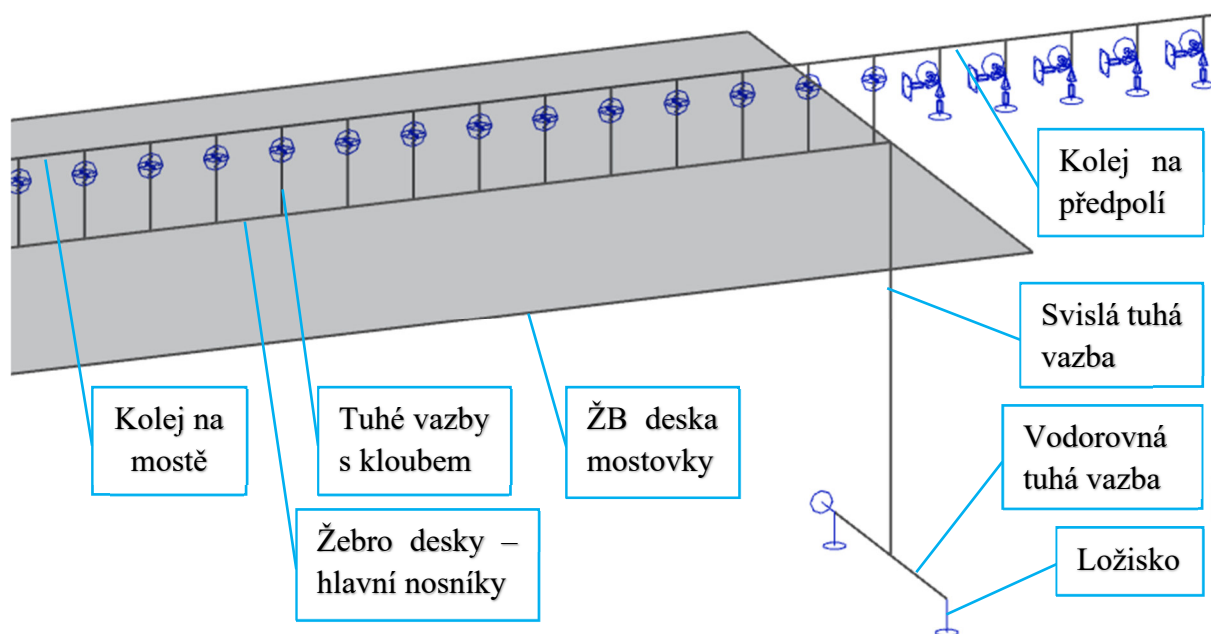
Pro ověření pravděpodobnosti metody, která byla navržena na příkladu mostu Oskar, byl výpočet účinků interakce most–kolej aplikován na případové studii. V programu SCIA Engineer byl vytvořen výpočetní model spřažené ocelobetonové konstrukce. Tento imaginární most staticky působí jako prostý nosník o rozpětí 48,75 m, které odpovídá polovině rozpětí mostu Oskar. Vzhledem k použití řídicí tyče M–W je polovina rozpětí mostu Oskar rovna jeho dilatační délce. Příčný řez mostem pro případovou studii je uveden na obr. 86, celkový pohled na model je na obr. 87. Ocelobetonový průřez byl modelován pomocí desky se žebry. Bezстыková kolej a most jsou spojeny pomocí tuhých prutů, na kterých jsou umístěny klouby s nelineární tuhostí v podélném směru. Na předpolích mostu je bezстыková kolej uložena na podporách s nelineární tuhostí v podélném směru, stejně jako u modelu mostu Oskar v kapitole 4.2.5. Výpočetní model byl zatížen stejným způsobem jako most Oskar v předchozí kapitole. Znovu byla provedena parametrická studie pro kvantifikaci účinku parametrů, které ovlivňují velikost příspěvku napětí od interakce mostu a koleje. Následně byly stanoveny charakteristické a návrhové hodnoty a dílčí součinitele zatížení.



Obr. 86: Příčný řez imaginárním mostem pro případovou studii



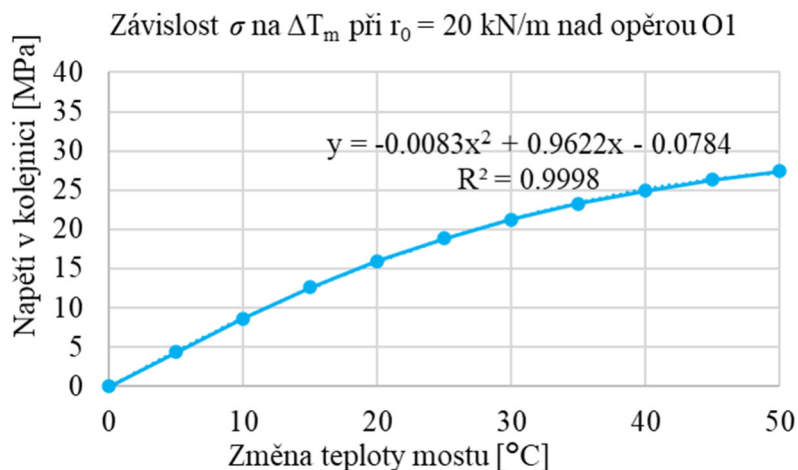
Obr. 87: Celkový pohled na model mostu pro případovou studii



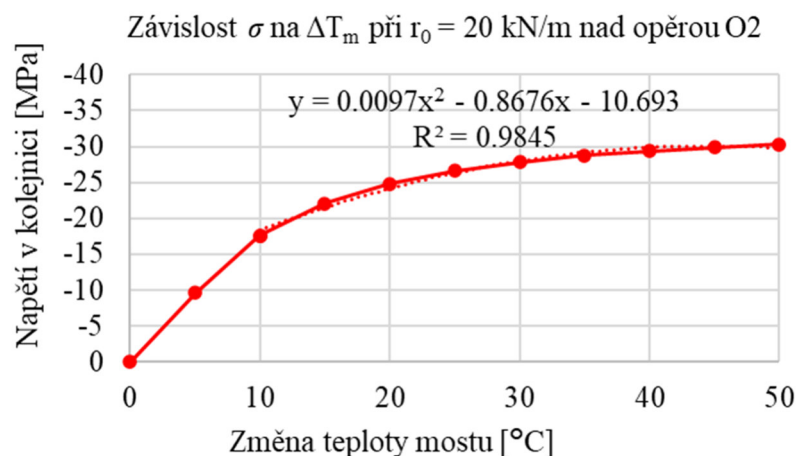
Obr. 88: Detail uložení modelu mostu pro případovou studii

6.1 Dílčí součinitel zatížení teplotou

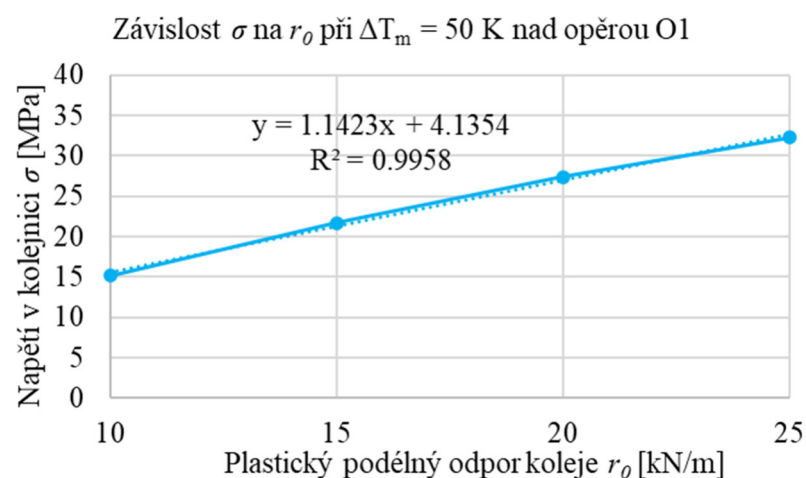
Na výpočetním modelu byla provedena parametrická studie pro stanovení vlivu změny teploty mostu a plastického podélného odporu na napětí v kolejnici nad opěrami. Získané závislosti jsou uvedeny na obr. 89 – obr. 92.



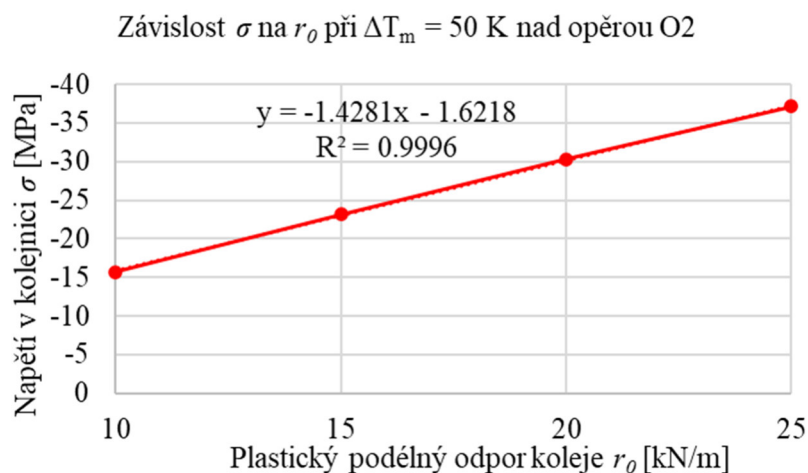
Obr. 89: Závislost napětí v kolejnici nad opěrou O1 na ΔT_m



Obr. 90: Závislost napětí v kolejnici nad opěrou O2 na ΔT_m



Obr. 91: Závislost napětí v kolejnici nad opěrou O1 na r_0



Obr. 92: Závislost napětí v kolejnici nad opěrou O2 na r_0

Pomocí víceparametrické lineární regrese byl stanoven vztah pro výpočet napětí v kolejnici nad podporou způsobené vlivem interakce most–kolej, konkrétně změnou teploty mostu:

$$\sigma_{T,int,O1} = -23,07 + 1,15 \cdot r_0 + 0,97 \cdot \Delta T_m - 0,0085 \cdot \Delta T_m^2 \quad (123)$$

$$\sigma_{T,int,O2} = 17,5 - 1,42 \cdot r_0 - 0,845 \cdot \Delta T_m + 0,0092 \cdot \Delta T_m^2 \quad (124)$$

kde $\sigma_{T,int}$ je napětí v kolejnici způsobené vlivem interakce most–kolej [MPa].

Odvozené rovnice (123) a (124) byly použity pro výpočet napětí dosazením odpovídajících hodnot. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahu stanoveného pomocí regrese. Pro nejistotu modelu napětí v kolejnici byl stanoven průměr a velmi malá směrodatná odchylka:

$$\Delta\sigma_{T,int,O1}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{T,int,O1}(0 \text{ MPa}; 0,25 \text{ MPa}) \quad (125)$$

$$\Delta\sigma_{T,int,O2}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{T,int,O2}(0 \text{ MPa}; 0,45 \text{ MPa}) \quad (126)$$

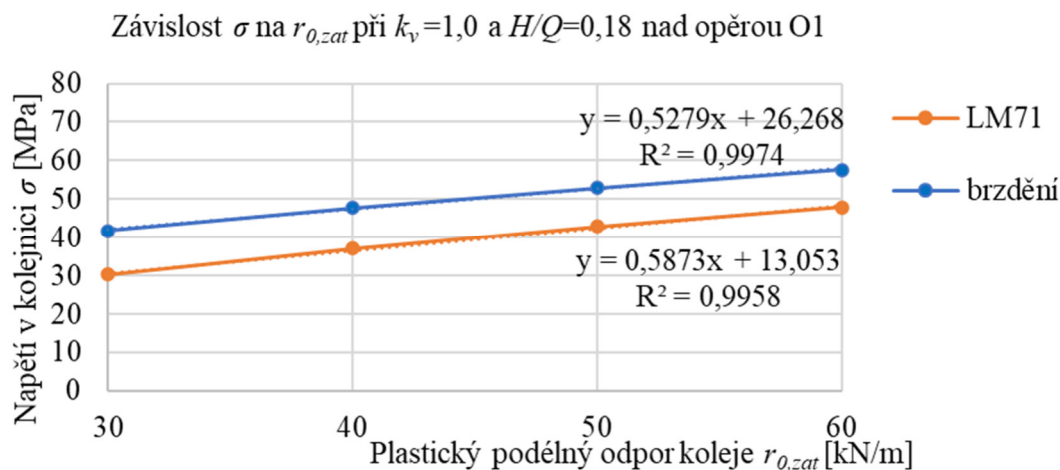
Charakteristické hodnoty napětí v kolejnici byly nad opěrami O1 a O2 byly získány stejným způsobem, jaký se používá v projekční praxi. Návrhové hodnoty napětí v kolejnici byly získány pravděpodobnostním postupem. Hodnoty napětí v kolejnici a dílčí součinitele zatížení teplotou jsou uvedeny v tab. 32. Nad opěrou O2 se napětí od změny teploty mostu počítá s napětím od změny teploty kolejnice. Dílčí součinitele zatížení zde vychází stejně jako u mostu Oskar. Nad opěrou O1 se napětí od změny teploty mostu odečítá od napětí způsobené změnou teploty kolejnice. V tomto místě vychází dílčí součinitele zatížení vyšší než u mostu Oskar.

Tab. 32: Dílčí součinitele zatížení teplotou na mostě

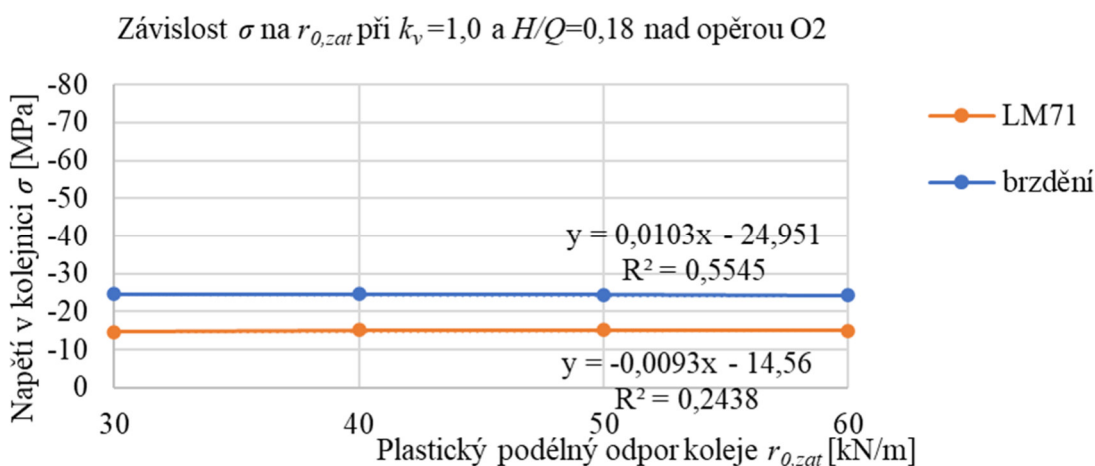
Teplota	MSÚ		MSP	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
$\sigma_{T,k,O1}$ [MPa]	-81,0	103,0	-81,0	103,0
$\sigma_{T,k,O2}$ [MPa]	-132,7	157,8	-132,7	157,8
$\sigma_{T,d,O1}$ [MPa]	-103,8	125,0	-83,4	105,0
$\sigma_{T,d,O2}$ [MPa]	-145,9	174,8	-121,9	152,7
$\gamma_{T,O1}$ [-]	1,28	1,21	1,03	1,02
$\gamma_{T,O2}$ [-]	1,10	1,11	0,92	0,97
$\gamma_{T,Oskar}$ [-]	1,11	1,10	0,93	0,96

6.2 Dílčí součinitel zatížení dopravou

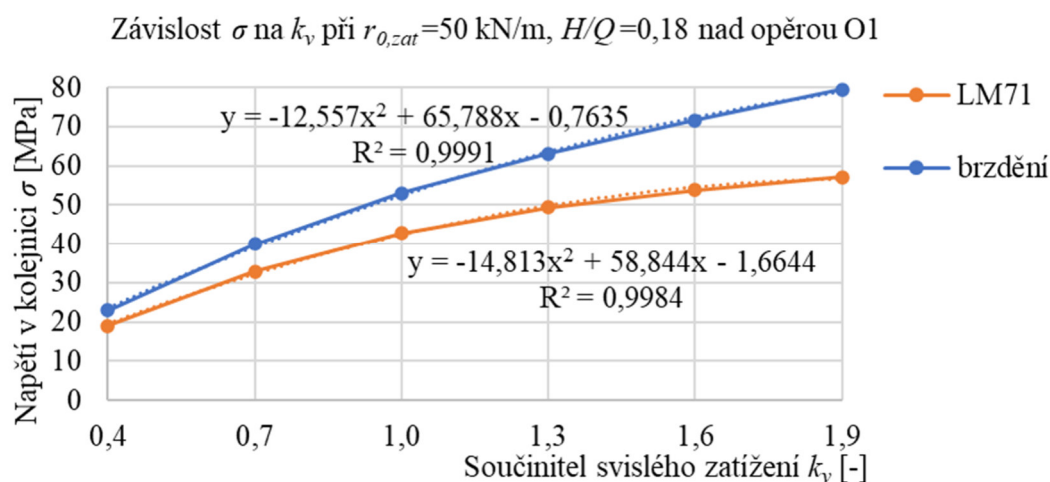
V této kapitole byla provedena parametrická studie pro stanovení vlivu velikosti plastického podélného odporu zatížené koleje, koeficientu svislého zatížení a poměru vodorovného a svislého zatížení na napětí v kolejnici. Získané závislosti jsou uvedeny na obr. 93 – obr. 98.



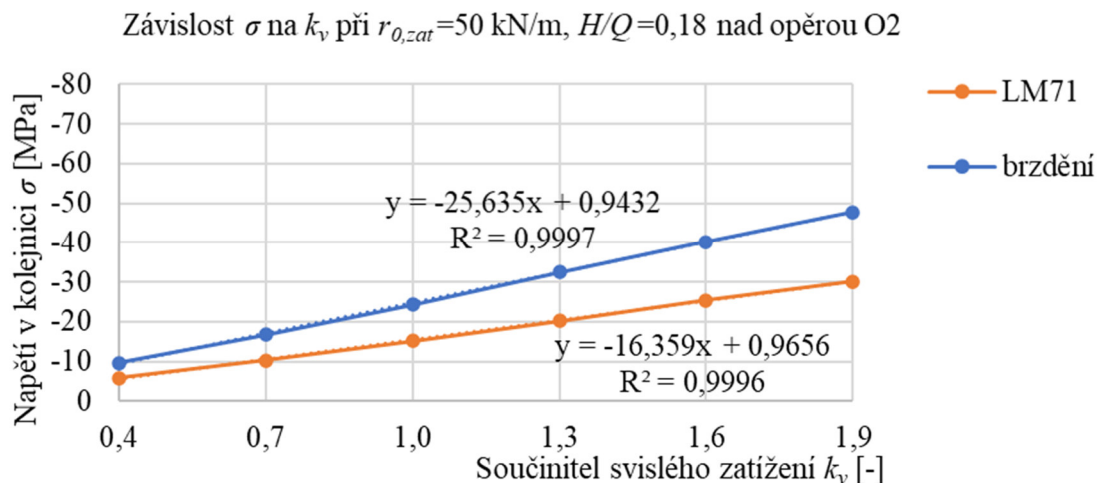
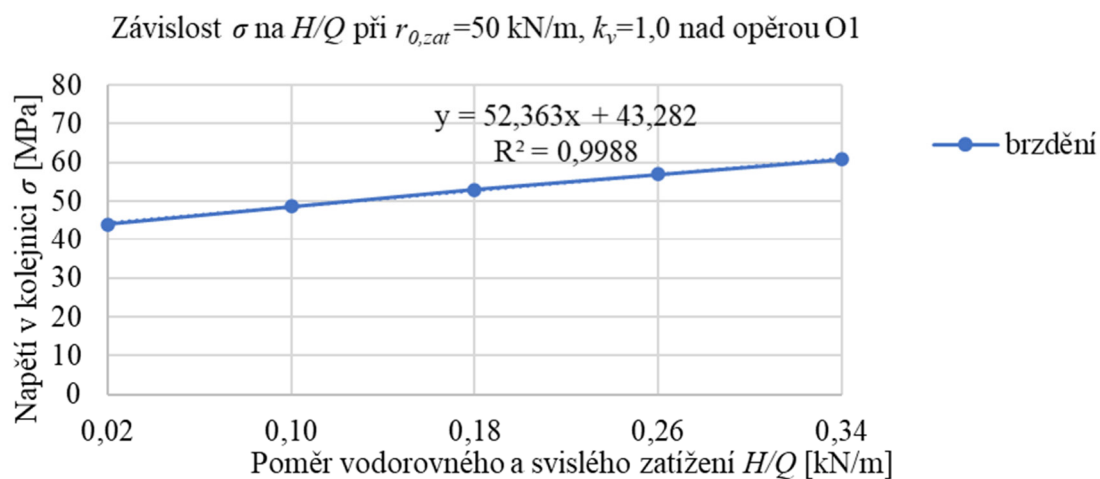
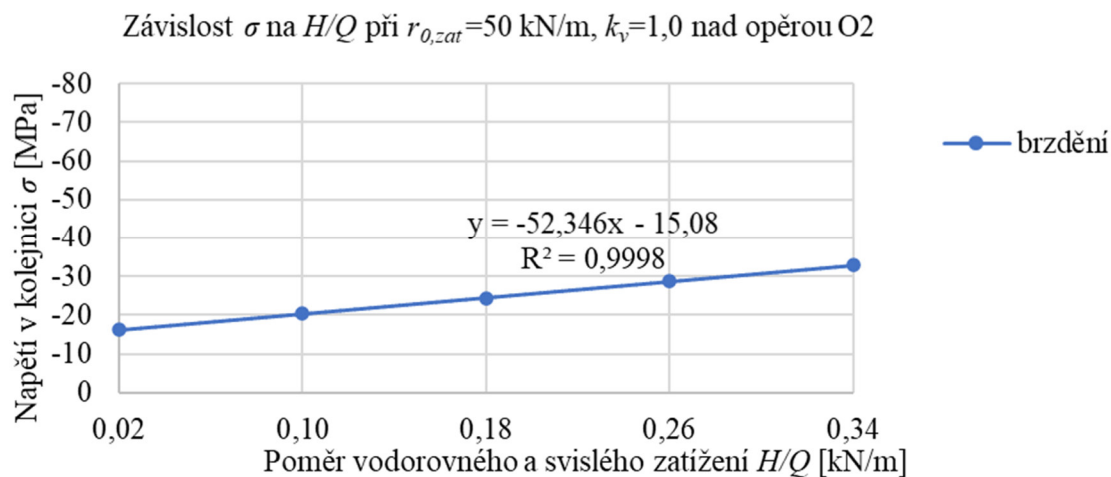
Obr. 93: Závislost napětí v kolejnici na r_0 pro zatíženou kolej nad opěrou O1



Obr. 94: Závislost napětí v kolejnici na r_0 pro zatíženou kolej nad opěrou O2



Obr. 95: Závislost napětí v kolejnici na k_v nad opěrou O1

Obr. 96: Závislost napětí v kolejnici na k_v nad opěrou O2Obr. 97: Závislost napětí v kolejnici na H/Q nad opěrou O1Obr. 98: Závislost napětí v kolejnici na H/Q nad opěrou O2

Pomocí víceparametrické lineární regrese byly stanoveny vztahy pro výpočet napětí v kolejnici nad podporou způsobeného vlivem ohybu nosné konstrukce od zatížení dopravou:

$$\sigma_{sv,O1} = -31,04 + 0,587 \cdot r_{0,zat} + 59,0 \cdot k_v - 14,9 \cdot k_v^2 \quad (127)$$

$$\sigma_{sv,02} = 0,97 - 16,4 \cdot r_0 \quad (128)$$

kde σ_{sv} je napětí v kolejnici od svislého zatížení LM 71 [MPa].

Odvozené rovnice (127) a (128) byly použity pro výpočet napětí v závislosti na různých hodnotách vstupních parametrů. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahů stanovených pomocí regrese. Pro nejistoty těchto regresních modelů napětí v kolejnici byly stanoveny průměry a směrodatné odchylky:

$$\Delta\sigma_{sv,01}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,01}(0 \text{ MPa}; 0,52 \text{ MPa}) \quad (129)$$

$$\Delta\sigma_{sv,02}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,02}(0 \text{ MPa}; 0,19 \text{ MPa}) \quad (130)$$

Vztahy pro výpočet napětí od brzdění byly také stanoveny pomocí víceparametrické lineární regrese:

$$\sigma_{brz,01} = -36,8 + 0,527 \cdot r_{0,zat} + 66,57 \cdot k_v - 12,92 \cdot k_v^2 + 52,4 \cdot H/Q \quad (131)$$

$$\sigma_{brz,02} = 10,5 - 25,685 \cdot k_v - 52,35 \cdot H/Q \quad (132)$$

kde σ_{sv} je napětí v kolejnici nad podporou od brzdění LM 71 [MPa].

Odvozené rovnice (127) a (128) byly použity pro výpočet napětí v závislosti na různých hodnotách vstupních parametrů. Nejistota modelu napětí v kolejnici byla stanovena jako rozdíl hodnot získaných z výpočetního modelu a hodnot vypočtených ze vztahů stanovených pomocí regrese. Pro nejistoty těchto regresních modelů napětí v kolejnici byly stanoveny průměry a směrodatné odchylky:

$$\Delta\sigma_{brz,01}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,01}(0 \text{ MPa}; 0,53 \text{ MPa}) \quad (133)$$

$$\Delta\sigma_{brz,02}(\mu, \sigma) = \Delta\sigma_{sv,02}(0 \text{ MPa}; 0,20 \text{ MPa}) \quad (134)$$

V poslední fázi byly dopočteny charakteristické a návrhové hodnoty napětí v kolejnici nad opěrami O1 a O2. Hodnoty napětí v kolejnici a dílčí součinitele zatížení dopravou jsou uvedeny v tab. 33. Nad opěrou O2 vzniká od dopravy tlakové namáhání a velikost napětí je zde nezávislá na velikosti plastického podélného odporu. Dílčí součinitele zatížení zde vychází podobně jako u mostu Oskar. Nad opěrou O1 vzniká od dopravy tahové namáhání a napětí je v tomto místě závislé na plastickém podélném odporu zatížené koleje $r_{0,zat}$. Hodnoty dílčích součinitelů zatížení jsou významně ovlivněny pravděpodobnostním rozdělením $r_{0,zat}$. Návrhová hodnota byla stanovena pro normální rozdělení $r_{0,zat}(\mu, \sigma) = r_{0,zat}(46,7 \text{ kN/m}; 4,67 \text{ kN/m})$, které bylo stanoveno obdobně jako pro běžnou konfiguraci koleje u mostu Oskar v kapitole 5.3.2. Charakteristická hodnota napětí byla určena pro $r_{0,zat} = 60 \text{ kN/m}$ [12], používanou v projekční praxi. Hodnota 60 kN/m představuje 0,2% horní kvantil použitého rozdělení $r_{0,zat}$, proto vychází nízká návrhová hodnota i nízký dílčí součinitel zatížení v porovnání s mostem Oskar.

Tab. 33: Dílčí součinitele zatížení dopravou

Doprava	MSÚ				MSP			
	Svislé zatížení		Brzdění		Svislé zatížení		Brzdění	
	O1	O2	O1	O2	O1	O2	O1	O2
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	47,9	-14,9	61,1	-27,9	47,9	-14,9	61,1	-27,9
$\sigma_{Q,d}$ [MPa]	53,8	-23,2	70,9	-39,4	46,7	-18,8	59,9	-31,0
γ_Q [-]	1,12	1,55	1,16	1,41	0,98	1,25	0,98	1,11
$\gamma_{Q,Oskar}$ [-]	1,36		1,30		1,12		1,02	

6.3 Kombinace zatížení

Pro případovou studii byly vytvořeny kombinace zatížení podle stejného klíče jako u mostu Oskar v kapitole 5.4. Maximální kombinace (maximum) představuje společné působení maximálního oteplení a dopravy, zatímco minimální kombinace představuje společné působení maximálního ochlazení a dopravy. U mostu Oskar bylo sledováno pouze napětí nad podporou od maximální kombinace, kde všechna zatížení způsobují tlakové napětí a jednoznačně zde dochází k extrémnímu namáhání. Napětí od minimální kombinace nebylo u mostu Oskar rozhodující, protože nad podporou se některé účinky odečítají a namáhání je tak menší než u maximální kombinace. U případové studie je obtížnější jednoznačně určit pozici extrémního namáhání a kombinaci, od které toto namáhání vzniká. Přehled namáhání od různých zatížení pro maximální a minimální kombinace je uveden v tab. 34.

Tab. 34: Přehled namáhání nad opěrami O1 a O2 od různých vlivů

Namáhání	Maximální kombinace		Minimální kombinace	
	O1	O2	O1	O2
Číslo kombinace	#1	#2	#3	#4
Změna teploty koleje	tlak	tlak	tah	tah
Změna teploty mostu	tah	tlak	tlak	tah
Doprava	tah	tlak	tah	tlak

Od maximální kombinace nastává u případové studie extrémní namáhání nad opěrou O2 (#2), kde vzniká tlakové napětí od všech uvažovaných zatížení. Situace nad opěrou O1 nebude pro maximální kombinaci sledována (#1), protože se některé účinky odečítají a kombinace nerozhoduje.

Pro první minimální kombinaci ($T_{25\max} + Q_{sv,1\max}$), kde je hlavní účinek zatížení teplotou, může extrémní namáhání vznikat nad oběma opěrami, a proto se ověřují účinky nad oběma opěrami (#3 a #4). Od zatížení dopravou vzniká nad opěrou O2 relativně malé tlakové napětí, které příliš nesnižuje tahové napětí od změny teploty koleje a změny teploty mostu (#4). Naproti tomu nad opěrou O1 vzniká relativně velké tahové napětí od zatížení dopravou, které se sčítá s tahovým napětím od změny teploty koleje a téměř eliminuje vliv tlakového napětí od změny teploty mostu (#3).

Pro druhou ($Q_{brz} + T_{1\max}$) a třetí ($Q_{sv,25\max} + T_{1\max}$) minimální kombinaci, kde je hlavní účinek zatížení dopravou, bude sledována pouze situace nad opěrou O1 (#3). Hlavní účinek zatížení od dopravy zde způsobuje tahové napětí, které se kombinuje s tahovým napětím od vedlejšího účinku zatížení teplotou (tahové napětí od změny teploty koleje převažuje nad tlakovým napětím od změny teploty mostu). Situace nad opěrou O2 (#4) nebude pro druhou a třetí minimální kombinaci sledována, protože nedává smysl kombinovat tlakové napětí hlavního účinku zatížení dopravou s tahovým napětím od účinku vedlejšího zatížení teplotou.

Návrhové hodnoty a kombinační součinitele pro maximální kombinace MSÚ a MSP nad opěrou O2 (#2) jsou uvedeny v tab. 35 a tab. 36. Návrhové hodnoty a kombinační součinitele pro minimální kombinace MSÚ a MSP (#3 a #4) jsou uvedeny v tab. 37 a tab. 38.

Tab. 35: Návrhové hodnoty maximálních kombinací a kombinační součinitele pro MSÚ

Maximální kombinace MSÚ, opěra O2	1. kombinace $T_{25\max} + Q_{sv,1\max}$	2. kombinace $Q_{brz} + T_{1\max}$	3. kombinace $Q_{sv,25\max} + T_{1\max}$
$\gamma_{T,max} [-]$	1,10	1,10	1,10
$\sigma_{T,max,k} [MPa]$	-133	-133	-133
$\gamma_Q [-]$	1,55	1,41	1,55
$\sigma_{Q,k} [MPa]$	-15	-28	-15
$\sigma_d [MPa]$	-158	-149	-144
$\Psi_Q [-]$	0,53	-	-
$\Psi_{Q,Oskar} [-]$	0,58	-	-
$\Psi_T [-]$	-	0,75	0,83
$\Psi_{T,Oskar} [-]$	-	0,68	0,82

Tab. 36: Návrhové hodnoty maximálních kombinací a kombinační součinitele pro MSP

Maximální kombinace MSP, opěra O2	1. kombinace $T_{25\max} + Q_{sv,1\max}$	2. kombinace $Q_{brz} + T_{1\max}$	3. kombinace $Q_{sv,25\max} + T_{1\max}$
$\gamma_{T,max} [-]$	0,92	0,92	0,92
$\sigma_{T,max,k} [MPa]$	-133	-133	-133
$\gamma_Q [-]$	1,25	1,11	1,25
$\sigma_{Q,k} [MPa]$	-145	-28	-15
$\sigma_d [MPa]$	-134	-124	-119
$\Psi_Q [-]$	0,66	-	-
$\Psi_{Q,Oskar} [-]$	0,69	-	-
$\Psi_T [-]$	-	0,76	0,82
$\Psi_{T,Oskar} [-]$	-	0,72	0,82

Tab. 37: Návrhové hodnoty minimálních kombinací a kombinační součinitele pro MSÚ

Minimální kombinace MSÚ	1. kombinace $T_{25min} + Q_{sv,1max}$		2. kombinace $Q_{brz} + T_{1min}$	3. kombinace $Q_{sv,25max} + T_{1min}$
	O1	O2	O1	O1
$\gamma_{T,max}$ [-]	1,21	1,11	1,21	1,21
$\sigma_{T,max,k}$ [MPa]	103	158	103	103
γ_Q [-]	1,12	1,55	1,16	1,12
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	48	-15	61	48
σ_d [MPa]	160	163	155	150
Ψ_Q [-]	0,64	0,50	-	-
$\Psi_{Q,Oskar}$ [-]	0,58		-	-
Ψ_T [-]	-	-	0,67	0,77
$\Psi_{T,Oskar}$ [-]	-		0,68	0,82

Tab. 38: Návrhové hodnoty minimálních kombinací a kombinační součinitele pro MSP

Minimální kombinace MSP	1. kombinace $T_{25min} + Q_{sv,1max}$		2. kombinace $Q_{brz} + T_{1min}$	3. kombinace $Q_{sv,25max} + T_{1min}$
	O1	O2	O1	O1
$\gamma_{T,max}$ [-]	1,02	0,97	1,02	1,02
$\sigma_{T,max,k}$ [MPa]	103	158	103	103
γ_Q [-]	0,98	1,25	0,98	0,98
$\sigma_{Q,k}$ [MPa]	48	-15	61	48
σ_d [MPa]	139	141	134	130
Ψ_Q [-]	0,73	0,64	-	-
$\Psi_{Q,Oskar}$ [-]	0,58		-	-
Ψ_T [-]	-	-	0,70	0,79
$\Psi_{T,Oskar}$ [-]	-		0,68	0,82

Kombinační součinitele pro zatížení teplotou i dopravou uvedené v tab. 35 až tab. 38 dobře odpovídají hodnotám odvozeným pro most Oskar a navržená pravděpodobnostní metoda byla úspěšně aplikována.

6.4 Diskuse

Případová studie se zaměřuje na ocelobetonový trémový most, zatímco most Oskar je ocelový obloukový most. Teploty vzduchu, kolejnice a hlavního nosníku mají proto u obou mostů odlišný vliv na napětí v kolejnici a na dílčí součinitel zatížení teplotou. U obou mostů se předpokládalo umístění ve stejné teplotní oblasti podle mapy v ČSN EN 1991-1-5 [52] a bylo použito stejné rozdělení maximální i minimální atmosférické teploty. Zároveň byly použity stejné vztahy pro převod teploty vzduchu na teplotu kolejnice, odvozené na základě dat z dlouhodobého monitoringu mostu Oskar. Charakteristická a návrhová hodnota napětí od změny teploty kolejnice pak vyšla v obou případech identicky a byl odvozen identický součinitel zatížení. Liší se však příspěvky napětí od změny teploty mostu. Charakteristická hodnota napětí byla stanovena pro změnu teploty mostu, která byla dopočítána pro odpovídající typ nosné konstrukce podle ČSN EN 1991-1-5 [52]. U mostu Oskar se jedná o 1. typ NK (ocelová NK), u případové studie o 2. typ NK (ocelobetonová NK). U návrhové hodnoty příspěvku napětí byly u obou mostů použity stejné vztahy pro převod teploty vzduchu na teplotu mostu, odvozené na základě dat z dlouhodobého monitoringu mostu Oskar. Pokud by byly mosty umístěny v různých teplotních oblastech, došlo by ke změně rozdělení atmosférické teploty, ale odvozené vztahy pro převod teploty vzduchu na teplotu kolejnice a hlavního nosníku by se použily stále stejné.

Z hlediska vlivu plastického podélného odporu na napětí v kolejnici bylo u případové studie použito stejné rozdělení plastického podélného odporu nezatížené koleje, jako u běžné konfigurace na mostu Oskar. Narozdíl od mostu Oskar se zde ale neuplatnilo rozdělení podélného odporu pro konfiguraci koleje se žlutými svěrkami se sníženou drážebností. Pro most Oskar i v případové studii bylo nutné individuálně stanovit závislost příspěvku napětí od změny teploty mostu na změně teploty mostu a na podélném odporu. Následně byla stanovena odpovídající (v těchto případech odlišná) rozdělení nejistoty modelů napětí od změny teploty mostu. Rozdělení plastického podélného odporu zatížené koleje bylo u případové studie stanoveno obdobně jako pro most Oskar v kapitole 5.3.2, ale pro adekvátní délku mostu. Opět musela být individuálně stanovena závislost napětí od zatížení dopravou na podélném odporu, koeficientu svislého zatížení a na poměru vodorovného a svislého zatížení. V obou případech byla také použita různá rozdělení nejistoty modelů napětí od zatížení dopravou.

Kromě podélného odporu zatížené koleje a nejistot modelů napětí od změny teploty mostu a dopravy byla u ocelobetonového trémového mostu použita stejná rozdělení náhodných veličin jako u ocelového obloukového mostu Oskar. Dílčí součinitele zatížení a kombinační součinitele vyšly proto u obou mostů podobně i pro případ jiného materiálu a typu nosné konstrukce. Podobné výsledky se tedy dají očekávat i pro betonové mosty. Navrženou pravděpodobnostní metodu je možné aplikovat pro obloukové i trémové mosty, pokud se ve výpočetním modelu správně definuje dilatační délka nosné konstrukce. Předpokládá se, že navržená metoda bude vhodná pro deskové, trémové, síťované oblouky a Langerovy trámy s dolní mostovkou, pokud budou uloženy na ložiskách. Se snižujícím se rozpětím a dilatační délkou mostu bude zřejmě klesat vliv interakce most–kolej od teplotních účinků i dopravy a napětí v kolejnici se bude blížit situaci v širé trati. Metodu je možné použít pro prosté i spojitě nosníky.

Navrženou pravděpodobnostní metodu není možné bez dalšího ověření aplikovat pro rámové a klenbové přesýpané mosty nebo přímo pojižděné integrované mosty, kde nosná konstrukce působí se spodní stavbou a s okolní zeminou. Další typy mostů, jako jsou visuté a zavěšené, se pro železniční mosty nepoužívají. Nicméně metodu by nebylo možné pro visuté a zavěšené mosty bez dalšího ověření použít, protože jejich tuhost je významně závislá na hlavním nosném lanovém systému.

7 Shrnutí a závěry

Předložená disertační práce se zabývá odvozením nové pravděpodobnostní metody pro hodnocení účinků interakce most–kolej a jejím ověřením na případové studii. V experimentální části bylo analyzováno chování mostu s bezстыkovou kolejí na základě dat z dlouhodobého monitoringu. Odezva mostu a koleje na denní cyklické změny teploty a na přejezdy vlaků byla obecně v souladu s teoretickými předpoklady. Během denních teplotních cyklů sledovaný most dilataje rovnoměrně na obě strany a řídicí tyč funguje správně. Při dilatačním pohybu byl však zaznamenán vliv tření řídicí tyče v sedlech příčníků a mostu v ložiskách. Kvůli tření jsou při změnách teploty blokovány plynulé posuny a k jejich uvolnění dochází až během přejezdů vlaků. Při přejezdech vlaků dochází k pružnému chování konstrukce mostu i koleje. Přestože nebyl dlouhodobý monitoring přímo zaměřen na vyhodnocení podélných odporů, tato práce ukazuje, jak stanovit plastický podélný odpor nezátížené koleje i bez speciálního monitoringu. Pro konfiguraci koleje snižující účinky interakce – s přejezdovými pražci VPS a upevněním KS s pružnými svěrkami Skl 12 B se sníženou držečností kolejnice (žluté svěrky) – byl 5% horní kvantil plastického podélného odporu stanoven hodnotou 14,5 kN/m. Tato hodnota je nižší než hodnota 20 kN/m uvedená v předpisech [12], [1]. Přínos konfigurace koleje snižující účinky interakce byl experimentálně prokázán a může být aplikován pro další mosty, a to především mosty velkého rozpětí. Zároveň bylo ukázáno, jak pro sledovaný most získat hysteretní křivky podélných odporů, které slouží pro stanovení parametrů tuhosti upevnění. Pro budoucí použití dlouhodobého monitoringu byla navržena doporučení pro aplikaci snímačů a pro vyhodnocení dat. Pro účely numerické části byl v kapitole 5.1.3 odvozen regresní model pro převod teploty vzduchu na teplotu kolejnice, který lze použít i pro navrhování dalších mostů. V části 4.2.6 byl odvozen obecně použitelný pravděpodobnostní model podélného odporu pro konfiguraci koleje snižující účinky interakce.

V numerické části práce bylo ukázáno, jak odvodit pravděpodobnostní modely maximální a minimální atmosférické teploty, teploty kolejnice a teploty hlavního nosníku. Na základě dat z meteostanic byla stanovena směrodatná odchylka ročních minim atmosférické teploty o hodnotě 3 °C. Tato hodnota není v literatuře specifikována a může být po kritickém vyhodnocení lokálních podmínek převzata pro další vědecké studie i praktické aplikace. Současně byly odvozeny pravděpodobnostní modely účinku zatížení teplotou a železniční dopravou na mostě. Bylo prokázáno, že podstatný vliv na velikost účinku zatížení má plastický podélný odpor koleje a podle očekávání i velikost změny teploty mostu a velikost dopravního zatížení. Vliv modelové nejistoty napětí v kolejnici se naopak ukázal jako zanedbatelný. Pravděpodobnostní model plastického podélného odporu nezátížené koleje byl odvozen z rešerše odborných článků v kapitole 5.2.3 a je možné ho převzít pro účely dalšího výzkumu. Pravděpodobnostní model koeficientu svislého zatížení byl odvozen v kapitole 5.3.3.

Hlavním cílem disertační práce bylo odvození a ukázka aplikace pravděpodobnostní metody pro hodnocení účinků interakce most–kolej. Navržená metoda zdokonaluje současně používaný postup, který vychází z kombinace metody dovolených přídatných namáhání a metody mezních stavů. Metoda zohledňuje účinek zatížení od teploty a železniční dopravy (svislé i podélné vodorovné) při uvažování interakce most–kolej. V navržené metodě byly odvozeny dílčí součinitele zatížení, které byly specificky kalibrovány pro ověření interakce mostu a koleje:

- Dílčí součinitel zatížení teplotou na mostě $\gamma_T = 1,1$
- Dílčí součinitel svislého zatížení dopravou $\gamma_{Q,sv} = 1,4$
- Dílčí součinitel zatížení brzděním $\gamma_{Q,brz} = 1,3$

Navrženou metodou byly odvozeny kombinační součinitele pro zatížení teplotou $\Psi_{0,T} = 0,8$ a pro zatížení dopravou $\Psi_{0,Q} = 0,7$. Nicméně postup pro odvození kombinačních součinitelů byl konzervativní – při sestavování kombinací zatížení byla konzervativně použita roční maxima účinku vedlejšího zatížení. V ČSN EN 1990 [18] byly zároveň použity mírně konzervativnější modely svislého zatížení. Vzhledem k těmto skutečnostem se v navržené metodě doporučuje používat kombinační součinitele pro zatížení teplotou $\Psi_{0,T} = 0,6$ a zatížení dopravou $\Psi_{0,Q} = 0,8$ dle ČSN EN 1990 [18].

Pro praktické aplikace se nejprve ve výpočetním modelu stanoví charakteristické hodnoty napětí od změny teploty mostní konstrukce a od modelu zatížení LM71, případně i s vlivem brzdících sil. Velikost parametrů tuhosti upevnění a změn teploty se definují podle souboru norem ČSN EN, MVL a drážních předpisů. Pro odhad návrhové hodnoty účinků zatížení od interakce mostu a koleje se na charakteristické hodnoty aplikují výše uvedené dílčí součinitele zatížení a kombinační součinitele. Navrženou metodu lze použít pro ocelové a ocelobetonové mosty. Předpokládá se, že po dílčích upřesněních bude metoda použitelná i pro betonové mosty. Očekává se, že metoda bude vhodná pro deskové, trémové, a obloukové mosty s dolní mostovkou, pokud budou uloženy na ložiskách. Metodu je možné použít pro prosté i spojitě nosníky. Navrženou pravděpodobnostní metodu není možné bez dalšího ověření aplikovat pro rámové a klenbové přesypané mosty nebo integrované mosty, kde nosná konstrukce spolupůsobí se spodní stavbou a s okolní zemínou.

V navazujícím výzkumu se doporučuje dosažené výsledky ověřit na dalších případových studiích pro více typů mostních konstrukcí a ověřit tak závěry opírající se o reprezentativní studii. Také bude nutné ověřit některé přijaté předpoklady, které mohou významně ovlivňovat spolehlivost metody, jako jsou například pravděpodobnostní modely plastického podélného odporu zatížené koleje a poměru vodorovného a svislého zatížení. Po navrhovaném ověření bude možné spolehlivě definovat vliv účinku zatížení na mostní konstrukci a kolej při zohlednění interakce mostu a koleje. Předmětem dalšího výzkumu by nově měla být odolnost bezстыkové koleje, která je nezbytnou součástí posouzení vlivu interakce mostu a koleje.

Reference

- [1] *Eurocode 1: Actions on structures - Traffic loads on bridges - Track-Bridge Interaction*. London: British Standards Institution, 2018.
- [2] *Předpis SŽ S3/2 Bezstyková kolej*. Praha: SŽ s.o., 2013.
- [3] *ČSN EN 13481-2+A1 Železniční aplikace - Kolej - Požadavky na vlastnosti systémů upevnění - Část 2: Systémy upevnění pro betonové pražce*. B.m.: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017.
- [4] PLÁŠEK, Otto, Pavel ZVĚŘINA, Richard SVOBODA a Vojtěch LANGER. *Železniční stavby II*. 2006.
- [5] *MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje*. Praha: SŽ s.o., 2016.
- [6] SZÁBO, Petr. Novelizace předpisu SŽDC S3/2 Bezstyková kolej. In: *17. konference Železniční dopravní cesta*. 2012, s. 118–130.
- [7] *Předpis SŽ S3 Železniční svršek Díl XII Železniční svršek na mostních objektech*. Praha: SŽ s.o., 2008.
- [8] HOATHER, Ian a Nirmal Kumar MANDAL. Management of rail stress in a modern railway maintenance infrastructure. In: *Conference on railway Engineering*. 2016.
- [9] *NetworkRail* [online]. Dostupné z: <https://www.networkrail.co.uk/stories/broken-rail-explained/>
- [10] KREJČÍŘÍKOVÁ, Hana. *Železniční stavby 2*. Praha: ČVUT v Praze, 2013.
- [11] PLÁŠEK, Otto. Bezstyková kolej na mostech. In: *17. konference Železniční dopravní cesta*. 2012, s. 98–106.
- [12] *UIC Code 774-3 R: Track/bridge interaction - Recommendations for calculations 2nd edition*. Paris: Union Internationale des Chemins de fer, 2001.
- [13] *ČSN EN 1991-2 ed. 2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [14] FRÝBA, Ladislav. Thermal interaction of long welded rails with railway bridges. *Rail International*. 1985. ISSN 00208442.
- [15] FRÝBA, Ladislav. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992.
- [16] PESSEL, Senta a Martin MENSINGER. Fracture Mechanics Based Approach to the Significance of Certain Loads on the Service Life of Rails. In: *Transportation Research Procedia* [online]. 2016. ISSN 23521465. Dostupné z: doi:10.1016/j.trpro.2016.05.168
- [17] RUGE, Peter, Carolin TRINKS, Martin MUNCKE a Gerd SCHMÄLZLIN. Längskraftbeanspruchung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken für Lastkombinationen. *Bautechnik* [online]. 2004. ISSN 09328351. Dostupné z: doi:10.1002/bate.200490125
- [18] *ČSN EN 1990 ed. 2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. B.m.: Česká agentura pro standardizaci, 2015.
- [19] BUBA, Richard. Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů (Use of steering bars for steel railway bridges). In: *Sborník 16. konference Železniční mosty a tunely (Proceedings of 16th conference Railway bridges and tunnels)*. 2011, s. 99–104.

- [20] MEYER, H. a R. SCHUBART. Das Steuerstabsystem Meyer/Wunstorf - Wirkungsweise und Erfahrungen. *Stahlbau* [online]. 1998, **67**(8), 686–692. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.199802300
- [21] RYJÁČEK, Pavel, Marek BRŮNA a Karel KARMAZÍN. The Behaviour of the Bridges with the MW Steering Bar. *Procedia Engineering* [online]. 2016, **156**, 395–402. ISSN 18777058. Dostupné z: doi:10.1016/j.proeng.2016.08.313
- [22] STANČÍK, Vojtěch, Pavel RYJÁČEK a Miroslav VOKÁČ. Steel bridge in interaction with modern slab track fastening systems under various vertical load levels. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* [online]. 2017. ISSN 1757899X. Dostupné z: doi:10.1088/1757-899X/236/1/012063
- [23] DAI, Gong Lian a Wen Shuo LIU. Applicability of small resistance fastener on long-span continuous bridges of high-speed railway. *Journal of Central South University* [online]. 2013. ISSN 20952899. Dostupné z: doi:10.1007/s11771-013-1631-7
- [24] PAPP, Helga a Nándor LIEGNER. Investigation of internal forces in the rail due to the interaction of CWR tracks and steel railway bridges with ballasted track superstructure. In: *Pollack Periodica* [online]. 2016, s. 65–74. ISSN 17883911. Dostupné z: doi:10.1556/606.2016.11.2.6
- [25] ESVELD, Coenraad. Recent Developments in slab track. *European Railway Review*. 2003.
- [26] LEE, Kyoung Chan, Seung Yup JANG a Jungwhee LEE. Development of sliding slab track to reduce track–bridge interaction. In: *ICRT 2017: Railway Development, Operations, and Maintenance - Proceedings of the 1st International Conference on Rail Transportation 2017* [online]. 2018. ISBN 9780784481257. Dostupné z: doi:10.1061/9780784481257.021
- [27] RUGE, P. a C. BIRK. Longitudinal forces in continuously welded rails on bridgedecks due to nonlinear track-bridge interaction. *Computers and Structures* [online]. 2007, **85**, 458–475. ISSN 00457949. Dostupné z: doi:10.1016/j.compstruc.2006.09.008
- [28] RUGE, Peter, Dina Rubiana WIDARDA a Carolin BIRK. Schienenlängskräfte auf Brücken bei Zugüberfahrt. *Bautechnik* [online]. 2009. ISSN 09328351. Dostupné z: doi:10.1002/bate.200910067
- [29] FREYSTEIN, Hartmut. Interaktion Gleis/Brücke - Stand der Technik und Beispiele. *Stahlbau* [online]. 2010, **79**(3), 220–231. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201001299
- [30] FREYSTEIN, Hartmut a Karsten GEISLER. Interaktion Gleis/Brücke bei Stahlbrücken mit Beispielen. *Stahlbau* [online]. 2013, **82**(2), 78–86. ISSN 00389145. Dostupné z: doi:10.1002/stab.201310021
- [31] RYJÁČEK, Pavel a Miroslav VOKÁČ. Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail. *Journal of Constructional Steel Research* [online]. 2014, **99**, 176–186. ISSN 0143-974X. Dostupné z: doi:https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.009
- [32] RYJÁČEK, Pavel, Vojtěch STANČÍK, Miroslav VOKÁČ a Pavel OČADLÍK. In-situ testing of railway bridge interaction with continuously welded rail. In: *Proceedings of the 12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*. 2014, s. 327–335. ISBN 9789810900779.

- [33] DIACHENKO, Leonid, Andrey BENIN a Anastasia DIACHENKO. „Track-Bridge" Interaction Problems in High Speed Bridge Design. *International Journal of Engineering & Technology* [online]. 2018, 7(3.19), 194–199. ISSN 2227-524X. Dostupné z: doi:10.14419/ijet.v7i3.19.17336
- [34] STRAUSS, Alfred, Martina ŠOMODÍKOVÁ, David LEHKÝ, Drahomír NOVÁK a Konrad BERGMEISTER. Nonlinear finite element analysis of continuous welded rail–bridge interaction: monitoring-based calibration. *Journal of Civil Engineering and Management* [online]. 2018, 24(4), 344–354. ISSN 1392-3730. Dostupné z: doi:10.3846/jcem.2018.3050
- [35] ZHANG, J., D.J. WU a Q. LI. Loading-history-based track–bridge interaction analysis with experimental fastener resistance. *Engineering Structures* [online]. 2015, 83, 62–73. ISSN 01410296. Dostupné z: doi:10.1016/j.engstruct.2014.11.002
- [36] ZHANG, Ji, Dingjun WU, Qi LI a Yu ZHANG. Experimental and numerical investigation of track-bridge interaction for a long-span bridge. *Structural Engineering and Mechanics* [online]. 2019, 70(6), 723–735. ISSN 15986217. Dostupné z: doi:10.12989/sem.2019.70.6.723
- [37] ESVELD, Coenraad. Improved knowledge of CWR track. *Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, UIC/ERRI, Paris*. 1998.
- [38] *ERRI D 202/RP 12 Improved knowledge of forces in CWR track (including switches) Final Report*. Utrecht: European Rail Research Institute, 1999.
- [39] QUEIROZ, RUDNEY, C. Longitudinal Track-Ballast Resistance of Railroad Tracks Considering Four Different Types of Sleepers. In: *7th World Congress on Railway Research*. 2006, s. 98–106.
- [40] DE IORIO, Antonio, Marzio GRASSO, Francesco PENTA, Giovanni Pio PUCILLO, Stefano ROSSI a Mario TESTA. On the ballast–sleeper interaction in the longitudinal and lateral directions. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* [online]. 2018, 232(2), 620–631. ISSN 0954-4097. Dostupné z: doi:10.1177/0954409716682629
- [41] MOHAMMADZADEH, Saeed, Morteza ESMAEILI a Fatemeh KHATIBI. A new field investigation on the lateral and longitudinal resistance of ballasted track. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* [online]. 2018. ISSN 20413017. Dostupné z: doi:10.1177/0954409718764190
- [42] YUN, Kyung-Min, Hyun-Ung BAE, Jiho MOON, Jung-Joong KIM, Jong-Chan PARK a Nam-Hyoung LIM. Quantification of ballasted track-bridge interaction behavior due to the temperature variation through field measurements. *NDT & E International* [online]. 2019, 103, 84–97. ISSN 09638695. Dostupné z: doi:10.1016/j.ndteint.2019.01.009
- [43] BLÁHA, Filip. *Experimentální stanovení podélného odporu bezstykové koleje na mostech (Diplomová práce)*. 2017.
- [44] BLÁHA, Filip a Marek FOGLAR. Experimental evaluation of longitudinal resistance of continuously welded rail on bridges. In: *Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. 2018. ISBN 9788001064016.
- [45] ROSE, David. *Projektová dokumentace: Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov (Detail design: Reconstruction of the bridge at km 80,930 of the line Hohenau (ÖBB) - Přerov)*. Brno: EXprojekt s.r.o., 2014.

- [46] KAŠPÁREK, Jiří, Pavel RYJÁČEK, Tomáš ROTTER, Michal POLÁK a Rui CALÇADA. Long-term monitoring of the track–bridge interaction on an extremely skew steel arch bridge. *Journal of Civil Structural Health Monitoring* [online]. 2020, **10**(3), 377–387. ISSN 2190-5452. Dostupné z: doi:10.1007/s13349-020-00389-1
- [47] RYJÁČEK, Pavel, Michal POLÁK, Tomáš PLACHÝ a Jiří KAŠPÁREK. The dynamic behavior of the extremely skew railway bridge “Oskar“. *Procedia Structural Integrity* [online]. 2017, **5**, 1051–1056. ISSN 24523216. Dostupné z: doi:10.1016/j.prostr.2017.07.069
- [48] RYJÁČEK, Pavel, David ROSE, Michal POLÁK, Jiří LITOŠ a Martin MACHO. *Zpráva o zahájení monitoringu pro NK1 a NK2 (Report on the initiation of monitoring)*. 2015.
- [49] POLÁK, Michal. *Experimentální ověřování konstrukcí 10*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999.
- [50] RYJÁČEK, Pavel. *Expertní posouzení projektového návrhu mostu stavby „Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) - Přerov“*. 2015.
- [51] *Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů*. Praha: SŽ s.o., 2015.
- [52] *ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [53] *JCSS Probabilistic Model Code* [online]. B.m.: Joint Committee on Structural Safety, 2001. Dostupné z: <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/>
- [54] HOLICKÝ, Milan. *Aplikace teorie pravděpodobnosti a matematické statistiky*. Praha: ČVUT v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05803-9.
- [55] HOLICKÝ, Milan, Johan V. RETIEF a Miroslav SÝKORA. Assessment of model uncertainties for structural resistance. *Probabilistic Engineering Mechanics* [online]. 2016. ISSN 18784275. Dostupné z: doi:10.1016/j.probenmech.2015.09.008
- [56] HOLICKÝ, Milan a Jana MARKOVÁ. *Základy teorie spolehlivosti a hodnocení rizik*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03129-2.
- [57] MARKOVÁ, Jana. Models of thermal actions for steel and composite bridges based on monitoring. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* [online]. 2018. ISSN 1757899X. Dostupné z: doi:10.1088/1757-899X/419/1/012041
- [58] MARKOVÁ, Jana a Milan HOLICKÝ. Calibration of thermal actions on bridges. In: *Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures - Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR 2013* [online]. 2013. ISBN 9781138000865. Dostupné z: doi:10.1201/b16387-545
- [59] MARKOVÁ, Jana. Probabilistic models of thermal actions for bridges. In: *Advances in Safety, Reliability and Risk Management - Proceedings of the European Safety and Reliability Conference, ESREL 2011* [online]. 2012. ISBN 9780415683791. Dostupné z: doi:10.1201/b11433-269
- [60] RYJÁČEK, Pavel, Jan ŽITNÝ, Jana MARKOVÁ, Miroslav SÝKORA, Sergeii KUZNETSOV a Stanislav POSPÍŠIL. *Pokročilé metody posuzování existujících mostů na účinky zatížení větrem, brzdných a rozjezdových sil Závěrečná zpráva za roky 2016-2017*. 2017.

- [61] WISNIEWSKI, Dawid F., Joan R. CASAS a Michel GHOSN. Simplified probabilistic non-linear assessment of existing railway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* [online]. 2009. ISSN 15732479. Dostupné z: doi:10.1080/15732470701639906
- [62] MOREIRA, Vicente N., João FERNANDES, José C. MATOS a Daniel V. OLIVEIRA. Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges. *Construction and Building Materials* [online]. 2016. ISSN 09500618. Dostupné z: doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.04.030
- [63] HOLICKÝ, Milan. *Reliability analysis for structural design*. 2009.
- [64] GULVANESSIAN, Haig a Milan HOLICKÝ. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* [online]. 2005, **158**(4), 243–252. ISSN 0965-0911. Dostupné z: doi:10.1680/stbu.2005.158.4.243
- [65] SYKORA, M. a M. HOLICKÝ. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations. In: *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering - Proceedings of the 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* [online]. 2011. ISBN 9780415669863. Dostupné z: doi:10.1201/b11332-147
- [66] *Statistiky mimořádných událostí, Drážní inspekce* [online]. Dostupné z: <http://www.dicr.cz/statistiky-mimoradnych-udalosti>
- [67] *Výroční zprávy, SŽ s.o.* [online]. Dostupné z: <https://www.spravazeleznic.cz/onas/publikace/vyrocní-zpravy>

Příloha – Životopis autora

Ing. JIŘÍ KAŠPÁREK

Osobní informace

- **Jméno a příjmení:** Jiří Kašpárek
- **Rok narození/Věk:** 1991/29 let
- **Pohlaví:** muž
- **Státní příslušnost:** ČR
- **Rodinný stav:** ženatý



Kontaktní údaje

- **Adresa:** Žižkova 870/16, 148 00 Praha 4
 - **Telefonní číslo:** 721 821 319
 - **E-mail:** kasparek.jiri@email.cz
-

Pracovní zkušenosti

- **12/2016–nyní** Projektant mostních konstrukcí, VPÚ DECO PRAHA a.s., od 1.1.2020 změna v rámci fúze na PUDIS a.s.
- **07/2015–11/2016** Brigádník, projekční práce v oblasti dopravních staveb, VPÚ DECO PRAHA a.s.
- **07/2014–09/2014** Technicko-hospodářský pracovník, WALCO CZ, spol. s r.o.

Dosažené vzdělání

- **03/2017–nyní** ČVUT v Praze, Fakulta stavební, předpokládané dokončení 06/2021
Obor/zaměření: Konstrukce a dopravní stavby, doktorské studium
 - **2011–2017** ČVUT v Praze, Fakulta stavební
Obor/zaměření: Konstrukce a dopravní stavby, bakalářské a magisterské studium
 - **2003–2011** Gymnázium, Praha 4, Písnická 760
Obor /zaměření: Všeobecné vzdělání s maturitou
-

Doplňkové vzdělání/kurzy/ocenění

- 2009 – jazykový certifikát FCE – angličtina úroveň B2

Jazykové znalosti

- angličtina – úroveň C1/C2; čtení, psaní, plynulé mluvení
- němčina – úroveň B1; čtení, psaní, mluvení
- ruština – úroveň A1/A2; základy čtení a psaní

Počítačové znalosti

- MS Word, Excel
- Autodesk AutoCAD, Revit
- SCIA Engineer, CSI Bridge, Midas Civil, IDEA StatiCa, GEO 5
- Matlab, Python, základy jazyka C++

Řidičské oprávnění

- skupina B

Seznam publikací

1. KAŠPÁREK, Jiří. Pravděpodobnostní posouzení interakce mostu a koleje. In: *Sborník semináře doktorandů katedry ocelových a dřevěných konstrukcí 2020*. Praha: ČVUT v Praze, 2020. s. 54-59. ISBN 978-80-01-06739-0.
2. KAŠPÁREK, Jiří, Pavel RYJÁČEK, Tomáš ROTTER, Michal POLÁK a Rui CALÇADA. Long-term monitoring of the track–bridge interaction on an extremely skew steel arch bridge. *Journal of Civil Structural Health Monitoring* [online]. 2020, **10**(3), 377–387. ISSN 2190-5452. Dostupné z: doi: [10.1007/s13349-020-00389-1](https://doi.org/10.1007/s13349-020-00389-1)
3. KAŠPÁREK, Jiří et al. Poznatky z dlouhodobého monitoringu mostu Oskar. In: *Sborník příspěvků 24. mezinárodní symposium MOSTY/BRIDGES 2019*. Brno: Sekurkon, 2019. 255-260. ISBN 978-80-86604-79-4.
4. RYJÁČEK, Pavel et al. Vyhodnocení dynamické zatěžovací zkoušky nového typu mostního závěru. In: *Sborník příspěvků 23. mezinárodní symposium MOSTY/BRIDGES 2018*. Praha: Sekurkon, 2018. 210-215, ISBN 978-80-86604-74-9.
5. RYJÁČEK, Pavel, Michal POLÁK, Tomáš PLACHÝ a Jiří KAŠPÁREK. The dynamic behavior of the extremely skew railway bridge “Oskar“. *Procedia Structural Integrity* [online]. 2017, **5**, 1051–1056. ISSN 24523216. Dostupné z: doi: [10.1016/j.prostr.2017.07.069](https://doi.org/10.1016/j.prostr.2017.07.069)
6. KAŠPÁREK, Jiří et. al. Vliv poškození mostního závěru na jeho dynamické chování. In: *Sborník příspěvků 21. mezinárodní symposium MOSTY/BRIDGES 2016*. Ostrava–Zábřeh: Sekurkon, 2016. 337-343, ISBN 978-80-86604-68-8.

Vědecké projekty

- Progresivní mostní závěr s nízkou hlučností a inteligentními prvky (TA04030714), člen týmu
- Vliv degradace a klimatických jevů na interakci most–kolej (SGS17/054/OHK1/1T/11), řešitel
- Pravděpodobnostní metodika posouzení interakce most–kolej (SGS18/116/OHK1/2T/11), řešitel
- Vývoj pokročilých smíšených stavebních konstrukcí (SGS19/150/OHK1/3T/11), člen týmu

Výuka

- Navrhování nosných konstrukcí – ocel (133NNKO), 3 semestry
- Architektura a statika (133ARST), 1 semestr

Praktické projekty

2017

- Dálnice D1 stavba 0136 Říkovice – Přerov PDPS
 - SO 209 Estakáda v km 82,973 přes Bečvu a železniční trať Olomouc – Přerov – revizní lávky, odvodnění mostu

2018

- D1 Modernizace – úsek 12 Exit 90 Humpolec – Exit 104 Větrný Jeníkov RDS
 - SO 261 – Protihluková stěna Slavnič – projektová dokumentace (PD)
 - SO 262 – Protihluková stěna Skorkov – PD

- Rekonstrukce silnice II/260 Úštěk – Malé Březno DSP
 - SO 204 Rekonstrukce mostu ev. č. 260–015 v obci Klínky – PD
- Vestecská spojka, II. etapa včetně napojení na D1 DÚR
 - SO 201 Rozšíření mostu ev. č. D1–004..3 v km 2,729 – PD
 - SO 202 Most na D1 v km 3,686 přes MÚK Exit 4 – PD
 - SO 203 Most na D1 v km 3,826 přes MÚK Exit 4 – PD

2019

- II/114, II/117 Hořovice, východní obchvat DUSP
 - SO 701 Protihluková stěna vpravo v km 0,000 – 0,200 – PD
- D35 Staré Město – Mohelnice DÚR
 - SO 202 Most na D35 v km 0,446 přes Bílý potok – PD
 - SO 206 Most na D35 v km 5,510 přes přeložku lesní cesty a biokoridor – PD
- Dálnice D4 projekt PPP
 - Optimalizace mostních objektů, příprava podkladů pro soutěžní nabídku

2020

- D11 1108 DSP
 - SO 208 – Most přes přeložky lesních cest a údolí lesního potoka v km 124,358 –
– výkresová dokumentace
- D35 Staré Město – Mohelnice TS
 - Pilotní projekt BIM – modelování mostních konstrukcí
- I/12 Běchovice – Úvaly DSP
 - SO 201 Most před Říčanský potok – technická zpráva, statický výpočet
 - SO 202 Most přes Rokytku – technická zpráva, statický výpočet