

**ČESKÉ VYSOKÉ
UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

**FAKULTA
STAVEBNÍ**

**KATEDRA BETONOVÝCH
A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**VLIV USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY
MOSTU NA KOMBINOVANOU
ODEZVU BEZSTYKOVÉ KOLEJE**

Studijní specializace: Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

2024

JAKUB

ŠUROVSKÝ

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Šurovský** Jméno: **Jakub** Osobní číslo: **501845**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Vliv uspořádání spodní stavby mostu na kombinovanou odevzvu bezстыkové koleje

Název bakalářské práce anglicky:

Impact of substructure arrangement on combined rail-track interaction

Pokyny pro vypracování:

- Rešerše na téma interakce mostu a bezстыkové koleje podle platných předpisů
- Na několika modelových příkladech provedení parametrické studie vlivu uspořádání spodní stavby mostu na kombinovanou odevzvu bezстыkové koleje
- Kritická zpětná vazba do metodiky navrhování spodní stavby železničních mostů

Seznam doporučené literatury:

MVL 150
ČSN EN 1991-2
Projektová dokumentace analyzovaných mostů
podklady předané vedoucím BP (Komplexní rešerše...)

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSV

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **19.02.2024**

Termín odevzdání bakalářské práce: _____

Platnost zadání bakalářské práce:

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

19.2.2024

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem „*Vliv uspořádání spodní stavby mostu na kombinovanou odevzu bezstykové koleje*“ vypracoval samostatně a použil k tomu úplný výčet citací použitých pramenů, které uvádím v seznamu přiloženém k bakalářské práci.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů.

V Praze dne 20.05.2024

.....

Jakub Šurovský

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji svému vedoucímu, doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za vedení a poskytnuté rady. Ing. Filipu Bláhovi děkuji za konzultace v oblasti modelování systému bezstykové koleje a nosné konstrukce.

Za dlouhodobou podporu děkuji své budoucí ženě Barunce. Děkuji také svým rodičům, prarodičům a sourozencům. Bez jejich vlivu bych se nevěnoval ani stavebnímu inženýrství, ani si nevybudoval silný a kladný vztah ke kolejové dopravě.

Vážím si také dlouhodobé podpory Katedry železničních staveb, díky které můj zájem o železnici neuhasl, ale postupně se rozvíjí mnoha dalšími směry.

ABSTRAKT

Práce je zaměřena na studium fenoménu kombinované odezvy koleje (interakce koleje a mostu). Rešeršní část postupně popisuje obecné charakteristiky koleje, mostních objektů se zaměřením na spodní stavbu a následně je dává do společného rámce uvedením do problematiky samotné kombinované odezvy. Popsán je přístup k posuzování kombinované odezvy podle příslušných norem a předpisů platných v České republice. Praktická část obsahuje postup pro posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu v prostřední konkrétního software (midas Civil). Na několika modelových příkladech je provedena parametrická studie vlivu uspořádání spodní stavby mostu na kombinovanou odezvu bezстыkové koleje.

KLÍČOVÁ SLOVA

kolej, bezстыková kolej (BK), kolejové lože, kombinovaná odezva, interakce koleje a mostu, most, mostní objekt, spodní stavba mostu, podélná tuhost

ABSTRACT

This paper aims at combined response (track-bridge interaction) phenomenon research. The first part describes the general characteristics of railway track, and bridge structures with a focus on the substructure and puts these two topics into general context when track-bridge interaction is being introduced. Track-bridge interaction assessment is described using Czech State Standards and technical standards of the (Czech) Railway Infrastructure Administration. The second part contains a description of the method of track-bridge interaction evaluation using specific software (midas Civil). Using several real examples, a parametric study of substructure arrangement impact on track-bridge interaction is shown.

KEYWORDS

track, continuous welded rail (CWR), ballast bed, combined response, track-bridge interaction, bridge, bridge structure, bridge substructure, longitudinal stiffness

OBSAH

1	Úvod	5
2	Základní přehled a předpoklady	6
2.1	Kolej	7
2.1.1	Kolejnice	7
2.1.2	Výpočet únosnosti kolejnice	9
2.1.2.1.	Celkové napětí v kolejnicovém pásu	10
2.1.2.2.	Dílčí složky napětí v kolejnicovém pásu	10
2.1.2.3.	Ohybový moment	10
2.1.2.4.	Napětí v kolejnicovém pásu od zatížení dopravou	11
2.1.2.5.	Důsledky pro kombinovanou odezvu	12
2.1.3	Kolejnicové podpory a upevnění	13
2.1.3.1.	Příčný odpor	13
2.1.3.2.	Podélný odpor	14
2.1.3.3.	Méně časté konstrukce kolejnicových podpor	14
2.1.4	Kolejové lože	16
2.1.5	Bezстыková kolej	16
2.2	Most	21
2.2.1	Nosná konstrukce	22
2.2.2	Spodní stavba mostu	23
2.2.2.1.	Podpěry	23
2.2.2.2.	Plošné a hlubinné základy	24
2.2.2.3.	Přechodové oblasti	26
2.2.2.4.	Mostní ložiska, integrovaný most	27
2.2.2.5.	Dilatační délka	28
2.2.2.6.	Obrazový přehled vybraných mostních konstrukcí	30
2.2.3	Metodika pro návrh spodní stavby železničních mostů	34
2.2.4	Zásady pro návrh koleje vedené po mostě	35

3	Kombinovaná odezva bezстыková koleje a mostu	36
3.1	Předpisy SŽDC S3/2, SŽDC S3, Díl XII a Díl XVII	37
3.2	ČSN EN 1991-2 vč. národní přílohy	38
3.2.1	Zatížení	38
3.2.1.1.	Brzdné a rozjezdové síly	39
3.2.1.2.	Svislá zatížení	40
3.2.2	ČSN EN 1991-2, obecná část	41
3.2.3	ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.6.1	46
3.2.4	ČSN EN 1991-2, příloha G	48
3.2.5	Kompletní analýza podle národní přílohy ČSN EN 1991-2	50
3.3	MVL 150	50
3.3.1	Tuhost a zatížení spodní stavby dle MVL 150	50
3.3.2	Součinitel přenosu vodorovné reakce	51
3.3.3	Kombinovaná odezva podle MVL 150	51
3.3.3.1.	Metoda komplexní analýzy	52
3.3.3.2.	Metoda mezních přírůstků	53
3.3.4	Návrh mostní konstrukce podle MVL 150	54
3.4	UIC 774-3	54
3.5	Dynamická analýza	55
3.6	Stanovení tuhosti spodní stavby	55
4	Vliv uspořádání spodní stavby – modelové příklady	57
4.1	Metodika modelování bezстыkové koleje a mostu	57
4.1.1	Kombinace zatížení a vyšetřovaná místa	57
4.1.2	Posuzované konstrukce a jejich variantní řešení	60
4.2	Modernizace trati Sudoměřice – Votice	60
4.2.1	SO 73-20-10	63
4.2.1.1.	Průvodce „Rail Track Analysis Model Wizard“	64
4.2.1.2.	Vygenerovaný model	72
4.2.1.3.	Výpočet a posouzení – prvotní předpoklady	73
4.2.1.4.	Základní verze modelu	75
4.2.1.5.	Úprava vstupních parametrů a extrakce sledovaných veličin	77
4.2.1.6.	Upravený model	83

4.2.1.7.	Základní varianta, změna tuhosti spodní stavby	86
4.2.1.8.	Přesun pevného ložiska na P1, změna tuhosti spodní stavby	89
4.2.1.9.	Varianta “semi-integrovaná”	95
4.2.1.10.	Varianta “semi-integrovaná”, změna tuhosti spodní stavby	100
4.2.1.11.	Změna polohy zatížení a zjednodušení modelu	103
4.2.1.1.	Shrnutí	105
4.2.2	SO 73-20-13	108
4.2.2.1.	Základní model	110
4.2.2.2.	Varianty modelů vč. spodní stavby	111
4.2.2.3.	Varianty modelů se zjednodušenou reprezentací spodní stavby	121
4.2.3	SO 73-20-14	125
4.2.3.1.	Základní model	127
4.2.3.2.	Změna uspořádání nosné konstrukce a spodní stavby	130
4.3	Tramvajový most Ohrada – Palmovka	137
4.3.1.1.	Základní model	140
4.3.1.2.	Varianty modelů bez KDZ	142
4.4	Stanovení tuhosti spodní stavby	150
4.4.1	Pilíře vetknuty v patě	152
4.4.2	Piloty vetknuty v patě	153
4.4.3	Pružné lineární uložení pilot	154
4.4.4	Pružné nelineární uložení pilot (modul “pile” midas Civil)	157
4.4.5	Shrnutí	161
5	Zpětná vazba do metodiky návrhu spodní stavby	162
6	Závěr	166

SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ A ZKRATEK

A	plocha (kolejnice)
BK	bezстыková kolej
BKV	Budapesti Közlekedési Vállalat (budapešťský dopravní podnik)
C_{ef}	efektivní soudržnost
C_u	totální soudržnost
E	modul pružnosti
E_{def}	modul přetvárnosti
E_{minPL}	minimální modul přetvárnosti v úrovni pláňě tělesa železničního spodku
E_{minZP}	minimální modul přetvárnosti v úrovni zemní pláňě
E_r	modul přetvárnosti (dle předpisu SŽ S4)
F	plocha průřezu kolejnice
F_1	změna normálové síly v kolejnici při změně teploty o 1°C (1 K)
F_{Qk}	zatížení pevných ložisek od deformace nosné konstrukce
F_{Tk}	zatížení pevných ložisek od teplotní změny
f_{uk}	pevnost v tahu
F_{xBA}	vodorovná reakce (spodní stavba, působení brzdných a rozjezdových sil)
F_{xT}	vodorovná reakce (spodní stavba, působení teploty)
GPK	geometrické parametry koleje
h	výška (kolejnice)
I	moment setrvačnosti pilíře
IAL	immediate action limit (mez bezodkladného zásahu)
I_x	moment setrvačnosti (kolejnice)
K	podélná tuhost spodní stavby dělená počtem kolejí a délkou konstrukce
k	podélný plastický smykový odpor koleje
KDZ	kolejnicová dilatační zařízení
k_h	modul reakce podloží
KJŘ	knižní jízdní řád
K_r	součinitel zemního tlaku v klidu
K_s	tuhost ve spojkách na konci bezстыkové koleje

K_x	ekvivalentní podélná tuhost
k_x	tuhost jedné pružiny ve vodorovném směru
$K_{x,lož}$	tuhost ložiska ve vodorovném směru
$K_{x,pil}$	tuhost pilíře ve vodorovném směru
k_z	svislá spojitá tuhost kolejové jízdní dráhy
K_z	tuhost ve svislém směru
$K_{\phi y}$	tuhost v pootočení kolem osy y
L	délka piloty
L	charakteristická délka kolejového roštu
L	výška pilíře
LM	„load model“, model zatížení
L_t	dilatační délka (dilatující délka)
L_{TP}	maximální dovolená dilatační délka
L_{ϕ}	náhradní délka (výpočet dynamického součinitele)
MVL	mostní vzorový list
nadv.	nadvýšení kolejového lože
NK	nosná konstrukce
OP	opěra
P	pilíř
PJD	pevná jízdní dráha
PTŽS	plán tělesa železničního spodku
Q	charakteristická hodnota svislé kolové síly
q	radiální síla
R	poloměr směrového oblouku
s	sklon mostní konstrukce (resp. podélný sklon nivelety)
SŘDM	systém řízení dilatace mostu
w_{EI}	část vodorovné deformace způsobená ohybovou tuhostí
w_h	část vodorovné deformace způsobená horizontálním posunem soustavy pilíř-základ
w_{ϕ}	část vodorovné deformace způsobená pootočením celé soustavy pilíř-základ
α	klasifikační součinitel
α	součinitel teplotní roztažnosti
β	součinitel vlivu zakřivení koleje

γ	objemová tíha zeminy
γ	součinitel spolehlivosti zatížení
δ_B	podélná deformace nosné konstrukce vyvolaná brzdnými a rozjezdovými silami
δ_H	podélná deformace nosné konstrukce vyvolaná svislým zatížením
$\Delta t, \Delta T$	změna teploty
ΔT_D	změna teploty nosné konstrukce
ΔT_k	změna teploty koleje
δ_V	svislé posunutí horního povrchu nosné konstrukce vyvolané proměnným zatížením
δ_{v-x}	svislá deformace v důsledku vodorovné deformace mostu a nenulového podélného sklonu
δ_x	vodorovná deformace nosné konstrukce v místě opěry
ϑ_F	parciální součinitel spolehlivosti
ν	Poissonovo číslo
ξ	součinitel přenosu vodorovné reakce
σ	napětí
$\sigma_{B,min}$ a $\sigma_{B,max}$	napětí vlivem působení brzdných a rozjezdových sil
σ_E	napětí vznikající při výrobě
$\sigma_{kpl,min}$ a $\sigma_{kpl,max}$	přídavné namáhání kolejnic od kombinované odezvy (napětí)
σ_P	dodatečné napětí vznikající působením plochých kol
σ_Q	napětí v patě kolejnice od zatížení
σ_t	napětí od teploty
$\sigma_{T,min}$ a $\sigma_{T,max}$	napětí vlivem změny teploty nosné konstrukce
$\sigma_{V,min}$ a $\sigma_{V,max}$	namáhání kolejnic vlivem působení svislého zatížení
Φ	dynamický součinitel (ČSN EN 1991-2)
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření
$\varphi_H, \text{ resp. } \varphi_V$	pootočení nosné konstrukce

VYBRANÉ DOLNÍ INDEXY

B	brzdné a rozjezdové síly
H	vodorovná deformace vlivem svislého zatížení
kpl	všechna proměnná zatížení
L	levá strana dle příslušného schématu
max	maximální hodnota
min	minimální hodnota
OP1	opěra 1
P1	pilíř 1
P	pravá strana dle příslušného schématu
V	svislé zatížení, případně svislá deformace

1 Úvod

Železniční doprava patří k energeticky a prostorově nejefektivnějším způsobům dopravy. V současné době spolu s rostoucími požadavky týkajícími se udržitelnosti zažívá kolejová doprava renesanci, a to jak na úrovni celostátní v podobě plánovaných rychlých spojení (sít' vysokorychlostních tratí), tak v lokálním měřítku městské kolejové dopravy. Nová plánovaná spojení si kladou za cíl zvýšení podílu udržitelné kolejové dopravy, tedy optimálně elektrické, na celkovém podílu přepravní práce – modal splitu. Tento rozvoj sleduje cíle v podobě snížení energetické náročnosti, emisí skleníkových plynů a dalšího znečištění v oblasti dopravy. [1]

Spolu se zvyšujícími se nároky na bezpečnost a kvalitu železniční dopravní cesty rostou i požadavky týkající se jejich jednotlivých komponent. Za účelem zajištění vysokého standardu nových staveb, respektive zvýšení kvality stávajících tratí, je nutné dostatečně porozumět klíčovým procesům a souvislostem, které ovlivňují jejich vlastnosti z hlediska realizace, údržby, provozu a v neposlední řadě z pohledu uživatelů.

Návrh mostní konstrukce je z principu multikriteriální záležitostí, avšak úzce souvisí s navrženým směrovým a výškovým vedením převáděné železniční trati. Vzhledem ke stále omezenějším prostorovým podmínkám v krajině pro realizaci dopravních staveb je častěji nutné překonávat ostatní komunikace, vodní toky, údolí, biokoridory, anebo jiné překážky právě mosty.

Optimalizací návrhu železničních mostních konstrukcí je možné dosáhnout úspory materiálu a prostředků pro realizaci, případně zvýšení efektivity práce při údržbě železničního svršku i samotného mostu. Využitím nepřerušené bezстыkové koleje a souvislého kolejového lože na mostě i mimo něj lze zlepšit geometrické parametry koleje (GPK), eliminovat kolejnicové styky, případně kolejnicová dilatační zařízení (KDZ). V konečném důsledku může být dosaženo zřetelného zvýšení rychlosti a snížení hlukové zátěže.

Prostor pro využití průběžného kolejového lože a bezстыkové koleje v kontextu mostních konstrukcí je z různých důvodů limitován, což dokládají mnohé normativní dokumenty, studie, příspěvky a závěrečné práce. Dlouhodobým cílem je možnosti využití **průběžného kolejového lože a bezстыkové koleje co nejvíce rozšířit** a omezit tak kritická místa z hlediska údržby, provozu, případně hluku. Většího

významu nabývá tato problematika s obecně přísnějšími požadavky u vysokorychlostních tratí.

V případě tramvajové dráhy se zakrytým svrškem bezстыková kolej v tradičním slova smyslu a průběžné kolejové lože většinou nepřipadají v úvahu, prakticky každá mostní konstrukce je z hlediska konstrukce svršku tramvajové trati originální. Odtud zřejmě plynou jejich případné problémy. I v případě tramvajových tratí je hlubší porozumění vzájemného ovlivnění spodní stavby mostu, nosné konstrukce mostu a svršku tramvajové trati důležité pro jejich úspěšný provoz i rozvoj.

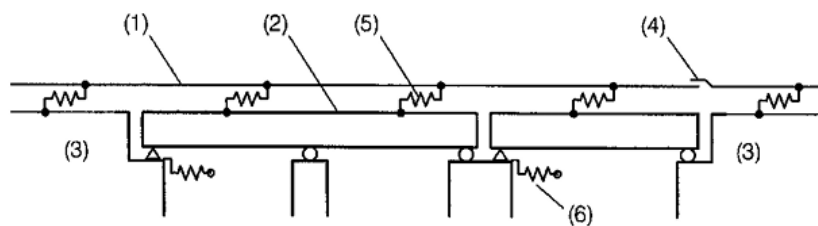
Pojem **interakce bezстыkové koleje a mostu**, případně **kombinovaná odezva**, popisuje právě tento fenomén vzájemného působení bezстыkové koleje a mostu. Jedním z klíčových faktorů vstupujících do posouzení této odezvy je tuhost spodní stavby. **Cílem práce je tak porovnat různá uspořádání spodní stavby mostu z pohledu kombinované odezvy.**

Žádná část problematiky kombinované odezvy není standardně vyučována v rámci bakalářského studia na Fakultě stavební ČVUT. Tato práce tak může posloužit i všem zájemcům o bezстыkovou kolej na mostních objektech z řad studentů nižších ročníků jako úvod do tématu a návrh způsobu, jak tento fenomén modelovat a kvantifikovat.

2 Základní přehled a předpoklady

Kolej vždy tvoří spolu s kolejovým ložem, nosnou konstrukcí mostu, spodní stavbou mostu a zemním tělesem navzájem propojený systém. Jednotlivé komponenty se navzájem ovlivňují. Zcela přesné modelování kompletního systému je časově i technicky náročné, nadto je nutné vzít do úvahy, že správné vstupní údaje a vlastnosti daných prvků není vždy možné zjistit. Aby bylo možné s přijatelnou mírou přesnosti stanovit kombinovanou odezvu koleje a mostu, vznikly postupem času zjednodušené modely.

Obrázek 1 převzatý z normy ČSN EN 1991-2 [2] zobrazuje model používaný pro stanovení účinků zatížení v kombinovaném systému kolej – most. Význam popisků je následující: (1) kolej, (2) nosná konstrukce, (3) těleso železničního spodku, (4) kolejnicové dilatační zařízení (KDZ), (5) podélné nelineární pružiny (závislost podélné zatížení/posunutí koleje), (6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost K pevného uložení, uvažována je také tuhost základů, pilířů, ložisek apod.



Obrázek 1 – Model kombinovaného systému kolej – most [2]

V prvé řadě je nutné porozumět dvěma hlavním elementům týkajících se kombinované odezvy. Tato kapitola tak předkládá základní informace ohledně vlastností koleje a specificky bezстыkové koleje, část věnovaná mostům je pak omezena vzhledem k zaměření této práce na jeho spodní stavbu a její tuhost.

2.1 Kolej

Klasickou konstrukci železničního svršku tvoří čtyři hlavní elementy – **kolejnice**, **upevňovadla (drobné kolejivo)**, **pražce** a **kolejové lože**, z nichž první tři tvoří kolejový rošt. Kolejové lože a železniční spodek tvoří pražcové podloží. Pro kolejový rošt je charakteristické zatížení zřetelně přesahující vlastní tíhu. [3] Součástí železničního spodku je těleso železničního spodku, respektive stavby železničního spodku. [4][5] Vlastnosti jednotlivých výše uvedených prvků definují chování celé konstrukce železniční trati jako celku. Za všech okolností je pak nutné zajistit bezpečnou jízdu železničních vozidel. [4]

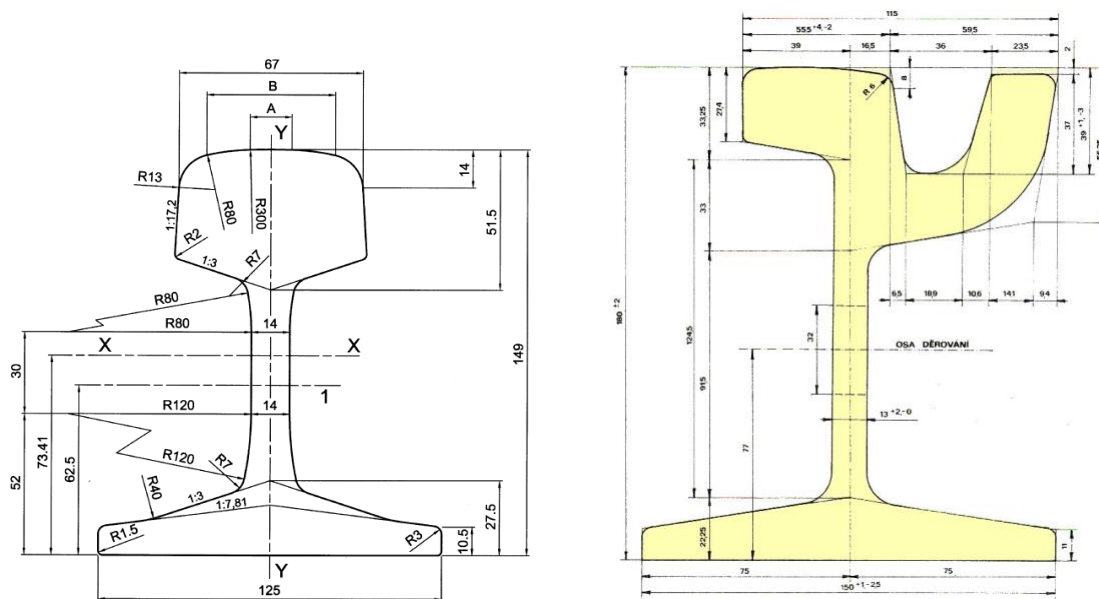
Stavby železničního spodku nahrazují částečně anebo úplně těleso železničního spodku. Rozsáhlou skupinou staveb železničního spodku jsou právě mostní konstrukce, které významně ovlivňují dostupné možnosti pro konstrukci železničního svršku v daném místě. Blíže o terminologii a uspořádání mostních objektů pojednává kapitola 2.2.

2.1.1 Kolejnice

Kolejnice zabezpečuje vedení železničních vozidel a přenášení veškerých sil vznikajících provozem na kolejnicové podpory. [4] Historickým vývojem vzniklo mnoho různých tvarů kolejnic, masivně je však v dnešní době využíváno pouze několik základních. Kolejnice je obvykle ocelový válcovaný profil. Vlivem výrobního postupu je do kolejnice vnášeno zbytkové napětí (též reziduální pnutí), které je normou ČSN EN 13674-1 omezeno hodnotou 250 MPa [6], a je tak potřeba dále zohlednit při

výpočtech. Mezi válcované profily naopak nemusí patřit přechodové kolejnice, případně součásti výhybek (např. srdcovky) a kolejnicová dilatační zařízení, se kterými však z hlediska výpočtu únosnosti v této práci není uvažováno.

V současné době se na dráze železniční využívají většinou kolejnice tvaru 49E1, 60E2 (60E1) a R65, případně tvary jim velmi blízké. Vždy se jedná o kolejnice širokopatní (Vignolovy). [7] Oproti tomu na dráze tramvajové se lze nejčastěji setkat se žlábkovými kolejnici tvaru NT1, instalovány jsou leckde i širokopatní kolejnice 49E1. Obrázek 2 zobrazuje širokopatní i žlábkovou kolejnici.



Obrázek 2 – Kolejnice 49E1 (vlevo) [6] a NT1 (vpravo) [8]

Tabulka 1 uvádí statické veličiny základních tvarů kolejnic. Moment setrvačnosti je uvažován k vodorovné ose (viz obrázek 2 a osa x-x ve schématu kolejnice 49E1).

Tabulka 1 – Přehled základních informací ke kolejnícím vybraných tvarů [6][9][7]

Tvar	Typ (širokopatní / žlábková)	Hmotnost na metr délky [kg/m]	Výška h [mm]	Moment setrvačnosti I_x [$\cdot 10^{-8} \cdot \text{m}^4$]	Plocha průřezu A [$\cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^2$]	Průřezový modul W_x [$\cdot 10^{-6} \cdot \text{m}^3$]
49E1	širokopatní	49,39	149	1816,0	62,92	240,3
60E2	širokopatní	60,03	172	3021,5	76,48	330,8
R65	širokopatní	64,87	180	3543,1	82,64	359
NT1	žlábková	65,07	180	3598,7	82,89	418,5

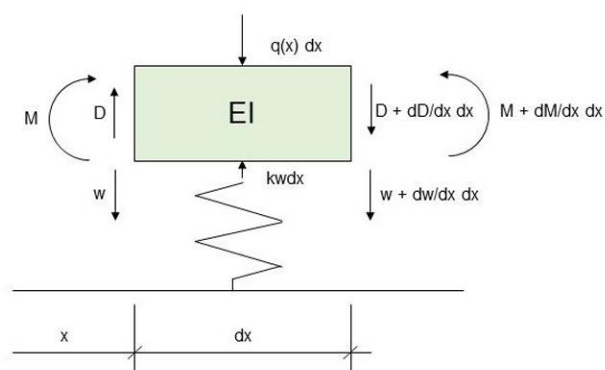
Na síti Správy železnic se využívají dva typy kolejnicových ocelí lišící se pevností v tahu a tvrdostí. [7] Oba druhy uvádí tabulka 2.

Tabulka 2 – Vlastnosti materiálu kolejnic [4]

Označení	Tvrdost [HBW]	Pevnost v tahu f_{uk} [MPa]	$0,6 * f_{uk}$ [MPa]	Modul pružnosti E [MPa]
R260	260-300	880	528	210 000
R350HT	350-390	1175	705	210 000

2.1.2 Výpočet únosnosti kolejnice

Únosnost samotné kolejnice je v konečném důsledku významným parametrem pro návrh konstrukce železniční trati, neboť nesmí být pro zachování bezpečného provozu překročena. Únosnost kolejnice se stanovuje ze vztahů pro ohybový moment, průhyb a napětí nekonečného nosníku na pružném podkladu, který v souvislosti se železničním svrškem vešel ve známost jako Winklerův (Zimmermannův) model (obrázek 3). Jeho dalšími úpravami vznikly modely Pasternakův a Timošenkův. [4][10]



Obrázek 3 – Winklerův (Pasternakův) model koleje [11]

Na statické veličiny kolejnic má vliv ojetí, a tak jejich únosnost časem klesá. Výpočet srovnaného výškového ojetí stanovuje předpis SŽDC S3, díl IV, kde jsou zároveň tabelovány statické veličiny pro kolejnice s různým ojetím. [7]

2.1.2.1. Celkové napětí v kolejnicovém pásu

Výsledné napětí v kolejnicovém pásu je součtem napětí několika dílčích účinků (rovnice 1), především svislého zatížení, teploty (v bezstykové koleji) a zbytkového napětí. Účinky zatížení jsou dále modifikovány koeficientem pro směrový oblouk.

Rovnice 1 – Celkové napětí v kolejnici v širé trati [7], rozšířeno dle [12]

$$\sigma = \beta \cdot \sigma_Q + \sigma_t + \sigma_E + \sigma_P, \quad [\text{MPa}]$$

Význam jednotlivých symbolů je následující:

σ_Q – napětí v patě kolejnice od zatížení [MPa]

σ_t – napětí od teploty [MPa] (podrobněji viz kap. 2.1.5)

σ_E – napětí vznikající při výrobě [MPa]

σ_P – dodatečné napětí vznikající působením plochých kol [MPa] [12]

β – součinitel vlivu zakřivení kolejnice (pro směrový oblouk $R < 1000$ m $\beta = 1,25$)

Celkové napětí v kolejnici je limitováno hodnotou $\sigma_{kt} = 600$ MPa. [12][13] Tato hodnota platí pro poloměry směrového oblouku $R > 1000$ m, pro poloměry menší je nutné aplikovat další redukci podle příslušných předpisů [13].

2.1.2.2. Dílčí složky napětí v kolejnicovém pásu

Příčina vzniku napětí od teploty σ_t je uvedena v kapitole 2.1.5 a pohybuje se kolem **134 MPa**. Norma ČSN EN 13674-1 omezuje zbytkové napětí v patě kolejnice v podélném směru hodnotou 250 MPa. Podle experimentu [14] sice vnitřní pnutí (zbytkové napětí) dosahuje hodnoty kolem 200 MPa, avšak zároveň nebyl prokázán významný vliv na únosnost kolejnice. Předpisy SŽDC S3, Díl IV a MVL 150 uvažují hodnotu $\sigma_E = 100$ MPa [14][13][7], která zřejmě dostatečně zohledňuje případná rizika spojená s reziduálním pnutím.

Významný příspěvek k celkovému napětí v kolejnici může být způsoben plochými koly. [12] [3] Podle Frýby [12] dosahuje toto napětí orientačně hodnot $\sigma_P = 100$ MPa.

2.1.2.3. Ohybový moment

Pro výpočet napětí v patě kolejnice od zatížení je nutné nejprve stanovit ohybový moment podle rovnice 2 a charakteristickou délku kolejového roštu podle rovnice 3. Veličina L zohledňuje model nosníku na pružném podloží.

Rovnice 2 – Ohybový moment při klidovém zatížení [7][10]

$$M = \frac{\vartheta_F \cdot Q \cdot L}{4}, \quad [\text{N} \cdot \text{m}]$$

ϑ_F – parc. součinitel spolehlivosti, pro běžné vlaky 1,25, pro mimořádné síly 1,05

Q – charakteristická hodnota svislé kolové síly [N]

L – charakteristická délka kolejového roštu [m]

Rovnice 3 – Charakteristická délka kolejového roštu [7][10]

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I_x}{k_z}}, \quad [\text{m}]$$

E – modul pružnosti oceli [Pa]

I_x – moment setrvačnosti kolejnice [m⁴]

k_z – svislá spojitá tuhost kolejové jízdní dráhy [N*m⁻²]

Hodnoty svislé spojitě tuhosti kolejové jízdní dráhy se pohybují od $5 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$ pro velmi špatné podloží až po $40 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$ na tuhém podloží. Výsledný moment v místě velmi špatného podloží je tak až o 70 % větší než v případě podloží velmi tuhého. Únosnost pražcového podloží úzce souvisí s modulem přetvárnosti E_r . Použitím podkladních a konstrukčních vrstev lze tuto hodnotu modifikovat, přičemž je vždy nutné splnit hodnoty $E_{min,ZP}$ a $E_{min,PL}$. [15] Tato problematika úzce souvisí s přechodovými oblastmi (blíže v kap. 2.2.2.3).

2.1.2.4. Napětí v kolejnicovém pásu od zatížení dopravou

Ohybové napětí v patě kolejnice σ_Q se určí pro pohyblivé zatížení dle rovnice 4.

Rovnice 4 – Ohybové napětí od zatížení a dynamický součinitel [13][7]

$$\sigma_Q = \gamma \cdot \frac{M}{W_x}, \quad [\text{Pa}]$$

$$\gamma = 1 + 2 \cdot k \cdot \varphi, \quad [-]$$

γ – dynamický součinitel, pro nepohyblivé zatížení $\gamma = 1$

k – součinitel vyjadřující kvalitu pražcového podloží

(0,1 standardní a tuhé; 0,2 špatné; 0,3 velmi špatné)

φ – vliv rychlosti jízdy

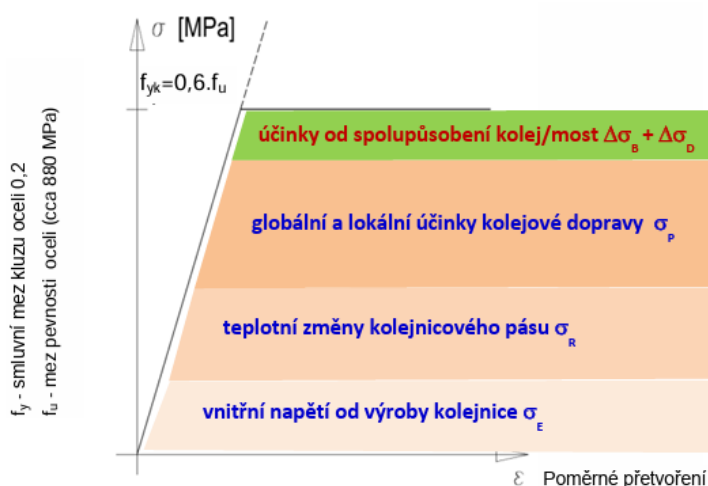
(1 pro $V \leq 60\text{km/h}$; 1,1 pro $V \in (60,80]$; 1,2 pro $V \in (80,120]$,
1,25 pro $V \in (120,160]$ a 1,3 pro $V \in (160,200]$)

Z výše uvedených vztahů je patrné, že významný vliv na ohybové napětí v patě kolejnice má kromě samotného nápravového zatížení také podloží. Výsledné napětí může nabývat široké škály hodnot, např. Frýba uvádí hodnoty $\sigma_Q = 90 \text{ MPa}$, resp. $\sigma_Q = 130 \text{ MPa}$ v závislosti na tvaru kolejnice. Výsledný ohybový moment také závisí na uspořádání náprav do podvozků. [10]

Různý průhyb koleje i napětí v závislosti na nápravovém zatížení je patrný také u tramvajových tratí [11], kde však nejsou podobné vztahy přímo kodifikovány v normativním rámci.

2.1.2.5. Důsledky pro kombinovanou odezvu

Pro únosnost kolejnice v širé trati je podstatný parametr svislé tuhosti, zatímco v případě mostní konstrukce se u kombinované odezvy uvažuje tuhost podélná, a to jak u kolejového lože, tak u spodní stavby mostu. [13] [2] Do celkového napětí v kolejnici však vstupují obě tyto složky. Zatímco napětí od svislého zatížení a ohybového momentu se uplatní vždy (jak v širé trati, tak na mostě), specifikem pro mostní objekty je přídavné namáhání vlivem kombinované odezvy, které se projevuje jako nárůst normálové síly, a tedy i normálového napětí. [13] Součástí MVL 150 je přehledné shrnutí těchto napětí, přiloženo je níže na obrázku 4.



Obrázek 4 – Dílčí složky napětí v kolejnici [13]

2.1.3 Kolejnicové podpory a upevnění

Kolejnicové podpory slouží k přenášení účinků zatížení od dopravy i teplotních změn do pražcového podloží, dále zajišťují stabilitu rozchodu koleje a GPK obecně. [4] V závislosti na typu kolejnicových podpor se také liší tuhost kolejového roštu, příčný a podélný odpor koleje. Ten je přímo spjatý s příčným a podélným odporem pražců.

Kolejnicových podpor existuje široká škála:

- Příčné pražce,
- mostnice a pozednice,
- konstrukce mostů,
- podélné podpory, prahy (např. kontinuální podepření koleje),
- pevná jízdní dráha,
- případně další speciální konstrukce.

V případě otevřeného i zapuštěného kolejového lože je konstrukce svršku železniční i tramvajové trati podobná. Nejčastěji používány jsou příčné pražce z předepjatého železobetonu, alternativně pak dřevo, ocel a polymery. Pražce leží na své ložné ploše, na jejich úložné ploše jsou položeny kolejnice, které jsou zajištěny upevňovacími. Upevnění se dělí na přímé a nepřímé, přímé dále na podkladnicové a bezpodkladnicové a vždy se jedná buď o upevnění tuhé, anebo pružné. V současné době se nejčastěji využívá upevnění přímé, bezpodkladnicové, pružné, a to z důvodu minimálního množství jednotlivých komponent a příznivých užitných vlastností. [4]

Konstrukci klasického kolejového roštu s příčnými pražci lze modelovat jako Vierendeelův nosník, kolejový rošt s ocelovými pražci Y jako příhradový nosník „naležato“. [13]

2.1.3.1. Příčný odpor

Příčný odpor přímo ovlivňuje stabilitu koleje a je klíčový pro bezstykovou kolej umístěnou ve směrovém oblouku (důvody uvádí kapitola 2.1.5). Aktualizovaný předpis SŽ S3/2 (2024) [16] hodnoty **příčného odporu** pražců stanovuje takto:

- 9 kN pro betonový pražec o hmotnosti 280 kg a vyšší,
- 7,2 kN pro betonový pražec o hmotnosti 260 kg a menší,
- 3 kN pro dřevěný pražec (hmotnost kolem 80 kg),
- o 7 kN se zvýší příčný odpor pražce při použití pražcové kotvy,
- 11,1 kN pro ocelový pražec Y v otevřeném kolejovém loži.

V původním předpisu SŽDC S3/2 (2013) [17] platném do 1. 3. 2024 byly tyto hodnoty stanoveny odlišně (např. příčný odpor 4,2 kN na jeden betonový pražec, ale naopak zvýšení příčného odporu pražcovou kotvou o 10 kN).

Experiment týkající se příčného odporu bezstykové koleje na mostě (tj. v zapuštěném kolejovém loži) prokázal [18], že skutečné hodnoty jsou výrazně větší než minimální hodnota, kterou požadoval původní předpis SŽDC S3/2 [17]. V otevřeném kolejovém loži budou hodnoty dle aktualizovaného předpisu SŽ S3/2 zřejmě bližší skutečnosti.

2.1.3.2. Podélný odpor

Velmi podstatným parametrem pro posouzení kombinované odezvy je **podélný odpor**. Ten je realizován jednak v upevnění, jednak kolejovém loži. Uvažován je v souladu s předpisem SŽ S3/2 [16]:

- 7 kN podélný odpor proti podélnému posunutí kolejnice na podkladnici (případně pražci), hodnota platí pro jeden uzel upevnění kolejnice
- **20 kN na 1 m** podélný odpor koleje proti podélnému posunutí v kolejovém loži (při rozdělení „u“ činí tato hodnota 12 kN na 1 pražec)

Původní předpis SŽDC S3/2 (2013) platný do 1. 3. 2024 uváděl hodnotu podélného odporu koleje v kolejovém loži poloviční, tj. $10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$. Nová velkorysejší hodnota je v souladu s MVL 150 a ČSN EN 1991-2. [13][2] V těchto případech je hodnota podélného odporu kolejového roštu v kolejovém loži dále upravena podle svislého zatížení koleje, blíže viz kapitola 3.2 a 3.3.

Podélný odpor koleje stanovený v experimentu [19] ukázal, že skutečné hodnoty podélného odporu kolejového lože na mostě jsou vyšší, než předpokládají příslušné normy [13][2]. Hodnoty dle výše uvedených předpisů tak lze považovat při uvážení skutečného uspořádání kolejového lože na mostě za reálné, resp. mírně podhodnocené.

2.1.3.3. Méně časté konstrukce kolejnicových podpor

Specifické podmínky, například snížená stavební výška nebo železniční přejezd, nezřídka vedou k návrhu konstrukcí železničního svršku bez využití příčných pražců. Využití pevné jízdní dráhy (PJD) upřesňuje pro tratě provozované Správou železnic předpis SŽDC S9 [20] a určuje například minimální délku PJD (150 m), technické

požadavky (mj. podobu přechodových oblastí) nebo akustické požadavky. Konstrukce PJD se nachází na zkušebním úseku Třebovice v Čechách – Rudoltice v Čechách, využita je také v tunelech (Střelenský tunel, Ejpovický tunel). Na síti vysokorychlostních tratí v Německu je systém PJD naopak široce rozšířený. [4] Na mostních konstrukcích, zřídka mimo ně, lze zřídit také systém kontinuálně podepřené koleje, kde může být veškeré drobné kolejivo nahrazeno pryžovou zálivkou.

Jinou kategorií konstrukcí představují tramvajové tratě s krytem. Jeho vysoký podíl je pro tramvajové tratě charakteristický, a to z důvodu poježdění tratě nekolejovou dopravou, případně z důvodů estetických anebo hlukových. [21] Dalším specifikem tramvajových tratí jsou oblouky velmi malých poloměrů ve srovnání s železnicí. [22][23] Mezi typ svršku specifický pro tramvajové tratě se řadí betonové panely BKV (považovány za neperspektivní) [24], zastávkové panely s integrovanou nástupištní hranou, betonové panely VÚIS a pevnou jízdní dráhu systému Vossloh W-Tram. Kryt lze realizovat i na tramvajových tratích standardní konstrukce s příčnými pražci a kolejovým ložem.

V síti Dopravního podniku hl. m. Prahy se nachází řada mostů s různou konstrukcí svršku tramvajové trati. Přes rozsáhlý rozvoj a rekonstrukci celé sítě jsou kvůli omezené stavební výšce a ze statických důvodů na šesti mostech přes Vltavu použity BKV panely; jedná se o mosty Palackého, Legií, Mánesův, Štefánikův, Hlávkův a Libeňský. Jiná konstrukce je použita pouze ve třech případech: Trojský most – PJD a upevnění typu „metro“, Čechův most – speciální způsob upevnění kolejnice, Dvorecký most – tč. ve výstavbě, standardní konstrukce PJD pro tramvajové tratě. Na jiných významných mostech (most přes Růžičkovu rokli a most Ohrada – Palmovka) je použita klasická konstrukce se zapuštěným kolejovým ložem.

Konstrukce krytu spolu se speciálními konstrukcemi kolejnicových podpor disponují různými vlastnostmi, a tedy je nutné tyto konstrukce modelovat i posuzovat individuálně. Předpis SŽDC S9 [20] nicméně nezavrhne použití vztahů uvedených v kapitole 2.1.2.2 pro výpočet únosnosti PJD a připouští posouzení dodatečného namáhání od interakce koleje a mostu obvyklým způsobem (kapitola 3). Každá změna konstrukce železničního svršku i svršku tramvajové trati je potenciálním zdrojem poruch a zvýšených nákladů na údržbu, a tak je nutné těmto místům věnovat náležitou pozornost již ve fázi návrhu.

Konstrukce pevné jízdní dráhy, kontinuálně podepřené koleje i další výše uváděné typy přímo nahrazují kolejové lože.

2.1.4 Kolejové lože

Kolejové lože přenáší silové účinky z kolejnicových podpor (v tomto případě příčných pražců) na pláš tělesa železničního svršku (PTŽS). [25] Ovlivňuje také příčný a podélný odpor koleje, tlumí dynamické účinky dopravy. Kolejové lože je v ideálním stavu propustné a srážková voda je tak okamžitě odvedena přes PTŽS do odvodňovacích zařízení. V neposlední řadě je možné díky kolejovému loži snadno rektifikovat směrovou a výškovou polohu koleje [4], která je však ve srovnání s konstrukcí PJD méně trvanlivá.

Příslušné předpisy stanovují minimální tloušťku kolejového lože pod ložnou plochou pražce. Pro nejčastěji používané betonové pražce a dráhu celostátní i regionální s rychlostí do 200 km/h je požadováno minimálně 350 mm [5][25], pro mosty s průběžným kolejovým ložem, ale bez přesypávky, platí minimální hodnota 300 mm. [5]

Na mostech s (průběžným) kolejovým ložem a přesypávkou není přípustné tloušťku kolejového lože oproti přilehlým úsekům trati snižovat. Totéž platí i pro mosty bez přesypávky, které jsou umístěny na celostátních tratích s traťovou rychlostí vyšší než 200 km/h. [5]

Rozměry a tvar kolejového lože specifikují předpisy SŽDC S3, díl X a SŽ S3/2 [16][25] v závislosti na poloměru směrového oblouku, použití bezстыkové koleje, pražcových kotev, tvaru kolejnice a rozdělení pražců.

2.1.5 Bezстыková kolej

Vyloučením kolejnicových styků z konstrukce koleje vznikne bezстыková kolej (BK). Kolejnice jsou průběžně svařeny a při dovolené upínací teplotě upnuty v kolejích a výhybkách. [13] Od standardní konstrukce koleje s kolejnicovými styky se odlišuje jiným statickým působením při zatížení změnou teploty. [4]

Jelikož jsou kolejnicové styky místem častých závad, diskomfortu pro cestující uvnitř vozidel a zdroj hluku, jejich odstranění bylo považováno za žádoucí. [4] V době na počátcích zavádění bezстыkové koleje (v polovině 20. století) se jednalo o revoluční změnu v konstrukci železničního svršku, jelikož styk samotný byl nejslabším místem kolejnicového pásu. [26]

Při jízdě vozidla po bezстыkové koleji je eliminací kolejnicových styků docíleno zvýšení komfortu jízdy, snížení dynamického namáhání koleje a zvýšení bezpečnosti

provozu. [13] Bezстыková kolej je zároveň méně náročná na údržbu a díky snížení množství drobného kolejiva úspornější z hlediska materiálu. Zjednodušení konstrukce koleje s sebou přineslo efektivnější údržbu i vyšší životnost. [27]

Realizace bezстыkové koleje má proto z legislativního hlediska oporu ve vyhlášce 177/1995 Sb., kterou se vydává stavební a technický řád drah, která stanoví, že na dráze celostátní se zpravidla zřizuje bezстыková kolej. [5] Na mostních objektech železničních drah je použití styků zakázáno. [13][28] Příslušné technické normy také pro dráhu tramvajovou stanovují, že kolejnicové pásy mají být na mostě, pokud možno, bez styků. [22]

První bezстыková kolej byla na území dnešní České republiky realizována v roce 1954 na Plzeňsku, v zahraničí dříve – v USA již před druhou světovou válkou, v Německu a Francii krátce po ní. [4][26] Na železniční síti, kde je provozovatelem dráhy Správa železnic, tvoří v současné době (2024) bezстыková kolej více než 70 % délky z celkových 15 tis. km. [29]

Bezстыková kolej je charakteristická změnami napětí v kolejnici, které jsou vyvolány omezením volné dilatace kolejnicových pásů při teplotních změnách. Toto dodatečně vnesené napětí se liší po délce bezстыkové koleje, kdy se rozlišují dva hlavní úseky – **střední část** (bez dilatačních pohybů, plné zatížení vyvolané teplotní změnou) a **dýchající konec** (směrem ke konci bezстыkové koleje roste dilatační pohyb a zmenšuje se napětí vyvolané teplotní změnou). Průběh vnitřních sil po délce bezстыkové koleje za podmínky umístění v homogenním prostředí z hlediska tuhosti železničního spodku je patrný z obrázku 5 (tuhost ve spojkách K_s na konci bezстыkové koleje je zanedbána).



Obrázek 5 – Průběh normálové síly v bezстыkové koleji [13]

Pro běžně užívanou kolejnici tvaru 49E1 činí délka dýchajícího konce 75 m. Minimální délka bezстыkové koleje při nulové délce střední části je dvojnásobkem této hodnoty, tedy 150 m. Kolej s kratšími kolejnicovými pásy se tedy za bezстыkovou nepovažuje. [17]

Napětí v bezстыkové koleji lze stanovit podle Hookova zákona (rovnice 5), normálovou sílu vynásobením průřezovou plochou kolejnice (rovnice 6) [4]. Právě překročením normálové síly a překonáním příčného odporu kolejového lože může dojít k vybočení koleje. Při změně teploty o 1°C se změní napětí v kolejnici σ_t vždy o 2,5 MPa a normálová síla o 15,75 kN (49E1), resp. 19,22 kN (60 E1). [7]

Rovnice 5 – Napětí v kolejnicovém pásu

$$\sigma_t = \alpha \cdot \Delta t \cdot E, \quad [\text{Pa}]$$

Rovnice 6 – Normálová síla v kolejnicovém pásu

$$P = \alpha \cdot \Delta t \cdot E \cdot F, \quad [\text{N}]$$

σ_t – napětí od teploty [MPa]

α – součinitel teplotní roztažnosti oceli ($12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$)

Δt – změna teploty [K] nebo [°C]

E – modul pružnosti oceli [Pa]

F – plocha průřezu kolejnice [m^2]

Výchozí teplotou je tzv. **upínací teplota**, která se dle předpisu SŽ S3/2 pohybuje v rozmezí od **+17°C** do **+28°C**. Z hlediska stanovení maximálního možného napětí v bezстыkové koleji vlivem teplotních změn je podstatné také rozmezí, kterých tyto změny mohou nabývat. Pro klimatické podmínky ČR se uvažuje rozsah od -30°C do +60°C. [17]

Při nárůstu teploty od teploty upínací vznikají tlakové síly, což s sebou přináší zvýšené riziko ztráty stability bezстыkové koleje, které plyne z jejího konstrukčního uspořádání. [13] **Vybočení koleje** je následkem dosažení kritické síly N_{cr} , roli hraje také směrový oblouk a s tím související působící radiální síly. Naopak pokles teploty vnáší do kolejového roštu tahové síly, které zvyšují riziko **lomů kolejnice**. [13]

Od působení podélné síly v bezстыkové koleji ve směrovém oblouku vzniká radiální síla, proti které působí příčný odpor koleje (pražce). Stanoví se podle rovnice 7. Směrový oblouk působí na bezстыkovou kolej také změnou upínací teploty;

dojde-li k posunu vně oblouku, upínací teplota roste a vice versa. K posunu může dojít vlivem účinků dopravy, z důvodu stavebních prací, ale také například sezónními teplotními výkyvy. Změna upínací teploty vyvolaná posunem platí také pro účinky vyvolané mostním objektem.

Rovnice 7 – Radiální síla na jeden kolejnicový pás [16]

$$q = \frac{\Delta t \cdot F_1}{R}, \quad [\text{N} \cdot \text{m}^{-1}]$$

q – radiální síla [$\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$]

Δt – změna teploty [K] nebo [$^{\circ}\text{C}$]

F_1 – změna normálové síly v kolejnici při změně teploty o 1°C (1 K)

R – poloměr směrového oblouku [m]

Síla na jeden pražec se získá vynásobením dvěma a rozdělením pražců [m].

Výše uvedená specifika návrhu bezстыkové koleje v praxi ústí v různá omezení pro zřizování bezстыkové koleje. Její použití ve směrovém oblouku je podrobně specifikováno a regulováno pro železniční i tramvajovou dráhu. [22][17] Čím menší je poloměr oblouku, tím naléhavější je potřeba zajistit dostatečný příčný odpor kolejového roštu, resp. samotných pražců. Toho se v praxi docíluje použitím **hustějšího rozdělení pražců, použitím pražcových kotev, nadvýšením kolejového lože**, případně **použitím ocelových pražců tvaru Y** s vysokým příčným odporem. [16] Možné je však použít další prostředky pro zvýšení odporu koleje proti příčnému posunu, např. **zpevnění kolejového lože pryskyřicí**.

Některé z výše uvedených prostředků s sebou nesou omezení při čištění kolejového lože a komplikují tak využití sanačních strojů při rekonstrukci železničního svršku i spodku.

Tabulka 3 porovnává základní požadavky na poloměr směrového oblouku a nutná opatření pro železniční i tramvajovou trať při rozdělení pražců „d“ a hustěji. Hodnoty poloměru směrového oblouku R pro rozdělení pražců „c“ jsou obvykle o několik desítek metrů větší. Novelizací předpisu SŽ S3/2 v březnu 2024 byly tyto hodnoty v některých případech významně upraveny. [16]

Problematika dovolených poloměrů směrových oblouků bezстыkové koleje je významná pro železniční tratě regionálního významu a městské dráhy s malými

poloměry směrových oblouků. V některých případech je rozhodujícím kritériem pro návrh trasy, a to i v případě vedení dráhy po mostě.

Tabulka 3 – Minimální poloměr oblouku [22][16]

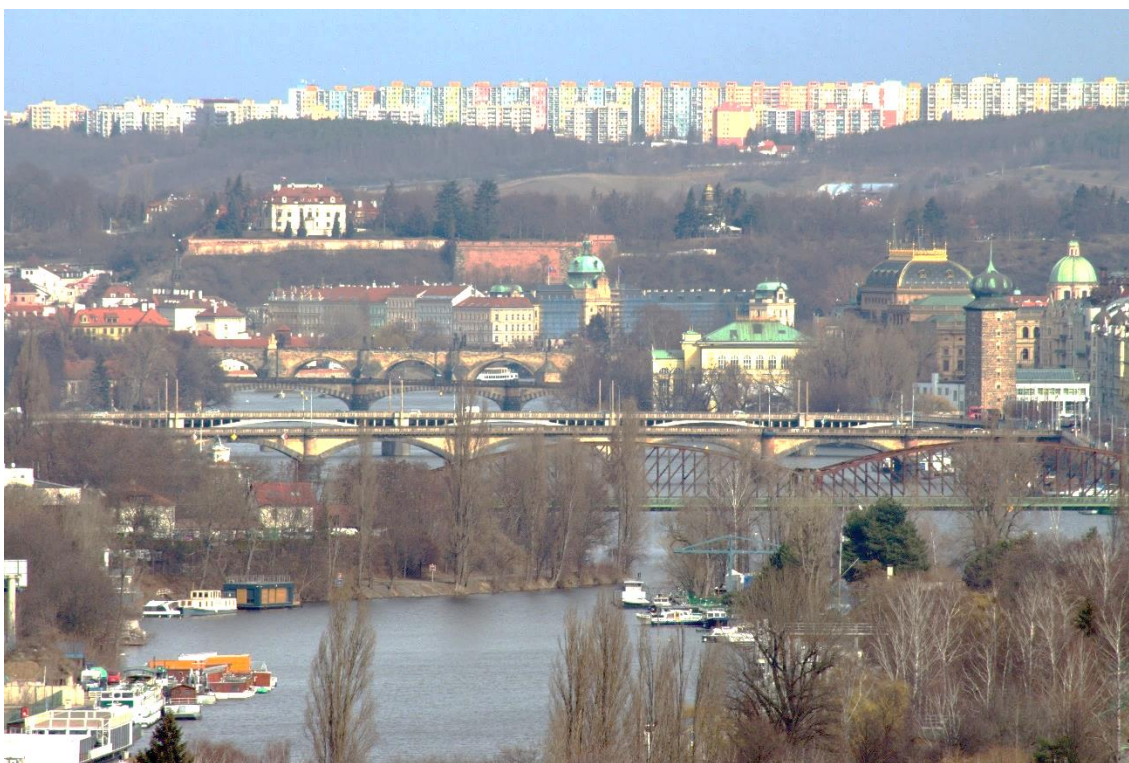
Kolejové lože	Převýšení koleje	Pražce	Kolejnice	Profil kolejového lože			
				Normální	Rozšířený	Nadv.	Nadv. + pr. kotvy
Otevřené i zapuštěné	Ano	Betonové hm. ≥280 kg	49E1	410	360	240	160
			60E2	480	430	290	190
		Betonové hm. ≥260 kg	49E1	450	420	280	170
			60E2	550	480	320	200
Zapuštěné	Ne	Betonové hm. ≥280 kg	49E1	160	-	-	110 ¹
			60E2	190	-	-	140 ¹
Otevřené (tramvajová trať)	Libovolné	Dřevěné	Žlábkové	600	-	470	300
			Vignolovy	550	-	400	250
		Betonové	Libovolné	500	-	330	200

Stykovaná kolej tak bývá v trati z různých důvodů ponechána. Příkladem malého poloměru oblouku, který omezuje použití bezстыkové koleje, je tramvajová trať Nádraží Braník – Sídliště Modřany (– Libuš) v místě křížení Komořanské ulice. Bezстыkovou kolej také nelze zřítit v poddolovaném území (příloha C předpisu SŽ S3/2 [16]), příkladem budiž některé tratě v oblasti Ostravska a Karvinska. Stykovaná kolej je často umístěna také v tratích regionálních s nízkou dopravní zátěží, kde v posledních dekádách nebyla provedena žádná významnější opravná nebo investiční akce. V posledně jmenovaných případech se však nejedná o technická či normativní omezení, která by realizaci bezстыkové koleje bránila.

¹ Pouze při využití pražcových kotev, nadvýšení není provedeno (kolej je bez převýšení)

2.2 Most

Mostní objekt je definován jako nedílná součást dopravní infrastruktury v místě, kde je nutné překonat přírodní nebo umělou překážku přemostěním. [30] Mostní objekty se dělí na mosty, propustky a lávky. Pojem most označuje dle názvoslovné normy ČSN 73 6200 „mostní objekty s kolmou světlostí jednoho mostního otvoru alespoň 2 metry“ [30] a je tvořen mj. spodní stavbou, nosnou konstrukcí a svrškem (případně přesypávkou). Mostní konstrukce mohou nabývat mnoha podob, jak ukazuje obrázek 6 , kde je zvětšeno několik pražských mostů.



Obrázek 6 – Mosty (zepředu): Železniční, Palackého, Jiráskův, Legií a Karlův

V současné době (2024) se na železničních tratích provozovaných Správou železnic nachází přes 6700 mostů o souhrnné délce 156 km. [29] Součástí pražské tramvajové sítě je devět mostů přes řeku Vltavu. Ryze tramvajovými mosty jsou např. most přes Růžičkovu rokli (obrázek 7), most Ohrada – Palmovka, případně několik mostů na trati Nádraží Braník – Sídliště Modřany (- Libuš). Mnoho zajímavých mostních objektů využívaných čistě tramvajovou se nachází také v dalších městech jak v České republice, tak v zahraničí.



Obrázek 7 – Silniční a tramvajový most přes Růžičkovu rokli

Na trasách metra se nachází také několik mostů. V případě trasy C jde o Nuselský most a most přes železniční trať 210 u stanice Kačerov, na trase B most mezi stanicemi Rajská zahrada a Černý most a druhý most mezi stanicemi Hůrka a Lužiny. Trasa A po žádném mostě nevede, nicméně zkušební kolej metra je vedena po mostě přes trasu A v Depu Hostivař. Také na trase D je plánována realizace jednoho mostu (stanice Nádraží Krč).

Zajímavostí je také most pozemní lanové dráhy Hungerburgbahn přes řeku Inn v rakouském Innsbrucku. Příkladů mostů městských drah je tak skutečně mnoho.

Pro návrh železničních mostů slouží jako pomůcka a katalog různých řešení mostní vzorové listy MVL 110 [31], pro mosty kratších rozpětí na vysokorychlostních tratích MVL 111 [32]. Oba dokumenty doporučují různé typy nosných konstrukcí mostu v závislosti na dostupné stavební výšce a rozpětí. Pro první odhad také nabízejí empiricky stanovené dimenze jednotlivých prvků a popisují výhody a nevýhody konkrétních řešení.

2.2.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce představuje část mostu, která přenáší účinky zatížení z mostního svršku do spodní stavby. [30] Podle materiálu se dělí např. na betonové, cihelné, kamenné, ocelové, dřevěné nebo sprážené. Jiné třídění je možné na základě

tvaru nosné konstrukce a jejího statického působení. Podle charakteru nosné konstrukce tak mohou být mosty deskové, trémové, obloukové, klenbové, zavěšené, visuté, rámové a další. [30] Hlavní nosník může mít různý tvar (otevřený, uzavřený, plnostěnný apod.).

Pro posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu lze nosnou konstrukci zjednodušit pouze na hlavní prvky při zachování výsledné ohybové a normálové tuhosti. Podrobněji je postup získání vstupních parametrů pro modelování interakce bezстыkové koleje a mostu uveden v kapitole 4.

2.2.2 Spodní stavba mostu

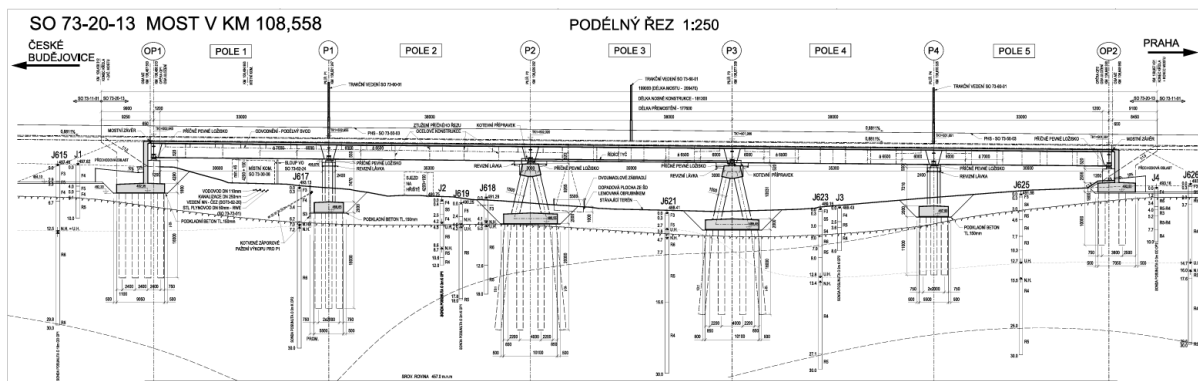
Spodní stavbu mostu tvoří základy a podpěry. [30] Přenášejí zatížení z nosné konstrukce mostu do podloží. Se spodní stavbou mostu úzce souvisejí přechodové oblasti, které jsou blíže popsány v kapitole 2.2.2.3. Obrázek 1 zmíněný v úvodu této práce předepisuje, že spodní stavba a jmenovitě její vodorovná tuhost hraje roli při výpočtu napětí v bezстыkové koleji vyvolaném interakcí koleje a mostu.

2.2.2.1. Podpěry

Opěra je krajní podpěrou mostu. Kromě sil od nosné konstrukce také zachycuje síly od zemního tlaku. Sestává se ze čtyř částí, a to (shora) závěrné zídky, úložného prahu, dřívku a základu. V oblasti opěry uzavírá zemní těleso po stranách křídlo, které je buď zavěšené na dřívku opěry, anebo stojí samostatně. [30]

Pilíře a **pylony** patří také mezi podpěry. Pilíř je mezilehlou podpěrou, zpravidla se nenachází nad nosnou konstrukcí mostu. Naopak pylon se váže specificky na mosty visuté a zavěšené, kdy jsou na jeho vrcholu uloženy nebo zakotveny závěsy nebo nosná lana a ční tak nad nosnou konstrukcí mostu.

Dimenzování pilířů se odvíjí mj. od vodorovných sil na něj působících, kdy významně působí zatížení od dopravy, případně teplotou. Výsledkem tak může být pilíř členěný a navržený tak, aby tyto síly bezpečně přenesl do podloží. Vzhledem k rozhodujícím brzdovým a rozjezdovým silám (blíže viz kapitola 3.2.1) se pilíře umístěné pod pevnými ložisky přenášející dominantní podíl vodorovného zatížení nazývají brzdné pilíře. [33] Opěry, pilíře i brzdné pilíře (uprostřed, označeny jako P2 a P3) jsou patrné z obrázku 8.



Obrázek 8 – Podélný řez mostem (Modernizace trati Sodoměřice – Votice) [33]

2.2.2.2. Plošné a hlubinné základy

Mezi součástí spodní stavby mostu patří základové konstrukce. Z hlediska způsobu přenášení zatížení do podloží lze dělit na základy **plošné** a **hlubinné**. [34] [35] Základním normativním dokumentem pro geotechnické konstrukce je ČSN EN 1997-1. [34] Základová půda obvykle představuje **anizotropní heterogenní** prostředí, jehož vlastnosti lze jen obtížně získat s takovou přesností, jako u obvyklých stavebních materiálů. [35]

ČSN EN 1997-1 [34] rozlišuje podle druhu stavební konstrukce a geologických poměrů tři geotechnické kategorie. Součástí první geotechnické kategorie jsou jednoduché drobné konstrukce. Mostní konstrukce jakožto stavby komplikovanější, případně s vážnými důsledky při kolapsu, spadají do 2. a 3. geotechnické kategorie. [35] Vlastnosti základové půdy jsou v tomto případě zjišťovány pro danou lokalitu již v rané fázi projektování konstrukce, a to prostřednictvím geotechnického průzkumu. [35]

Konstrukční uspořádání mostu je významně ovlivněno právě základovými poměry. Základové konstrukce mostních objektů obvykle přenášejí vysoká a soustředěná svislá zatížení. [36] Z hlediska návrhu však mohou být rozhodující zatížení vodorovná, která nabývají v případě mostních konstrukcí také vysokých hodnot (podrobněji jsou některá vodorovná zatížení popsána v kapitole 3.2.1).

Z výše uvedených důvodů patří mezi nejčastější metody využívané při realizaci spodní stavby mostních konstrukcí hlubinné základy. Při dostatečně únosné základové zemině lze sice realizovat ekonomičtější plošné základy, avšak únosná základová zemina se často nachází až ve větších hloubkách, čímž rostou nároky na hloubení stavební jámy pro případný plošný základ. [36]

V takovýchto případech jsou navrhovány **vrtané piloty**, jeden ze způsobů hlubinného zakládání. [35][36] Pilot obecně existuje mnoho druhů, vždy se jedná o prvky ve tvaru sloupů, obvykle kruhového průřezu, jež přenášejí zatížení do hlubších, a především únosnějších vrstev základové půdy. [35] Jak je patrné z obrázku 8, délka piloty může běžně přesahovat výšku mostu; piloty lze použít nezřídka 20 až 30 metrů dlouhé. [36] Piloty dále slouží k omezení sedání [35]; deformace je důležitou sledovanou veličinou nejen pro stavební konstrukce obecně [37], ale i jmenovitě pro kombinovanou odevzu konstrukce a koleje. [2]

V průběhu provádění pilot může být zemina odtěžena (typ replacement), anebo je stlačena realizovanou konstrukcí (typ displacement). Dalším způsobem dělení piloty může být rozměr (maloprofilové nebo velkoprofilové), sklon (svislé a šikmé; oba typy jsou patrné na obrázku 8), způsob namáhání a materiál (dřevo, ocel, železobeton). [35]

Podrobné postupy pro návrh a posouzení hlubinných základů a specificky vrtaných pilot stanovují například normy ČSN EN 1997-1 [34], ČSN EN 1536 [38] a publikace J. Masopusta "Vrtané piloty" [36]. Stále platné jsou také obecné zásady dle ČSN EN 1990. [37]

Svislé zatížení je v případě vrtaných pilot přenášeno do základové zeminy skrze **plášť** a **patu**. Velikost plášťového tření roste spolu se sedáním, kdy maxima je dosaženo při sednutí 5 až 50 mm. [35] Významný vliv na skutečné hodnoty plášťového tření má také způsob a kvalita realizace, což je prvek, který nelze ve fázi návrhu jednoznačně stanovit. Velkoprofilové piloty tak lze z hlediska příčné deformace zjednodušeně modelovat jako nosník vetknutý do pružně plastického prostředí, anebo jako nosník uložený na pružném podkladu. [35] [36] Pro kombinaci účinků osového a příčného zatížení lze vzhledem k stanoveným omezením horizontální deformace využít princip superpozice.

V případě výpočtu únosnosti piloty a jejího sedání je možné zahrnout vliv okolních pilot, kdy dochází k jejich vzájemnému ovlivňování. Rozlišuje se tak únosnost osamělé piloty a skupiny pilot. [36]

Za účelem zvýšení únosnosti základové půdy, případně úpravy jejích deformačních vlastností, lze provést její zlepšení. Je možné provést například injektáž, vlastnosti zeminy zlepšit doplněním hydraulických pojiv, mechanicky hutněním, případně základovou půdu v nezbytném rozsahu zcela vyměnit. [35] Úpravou

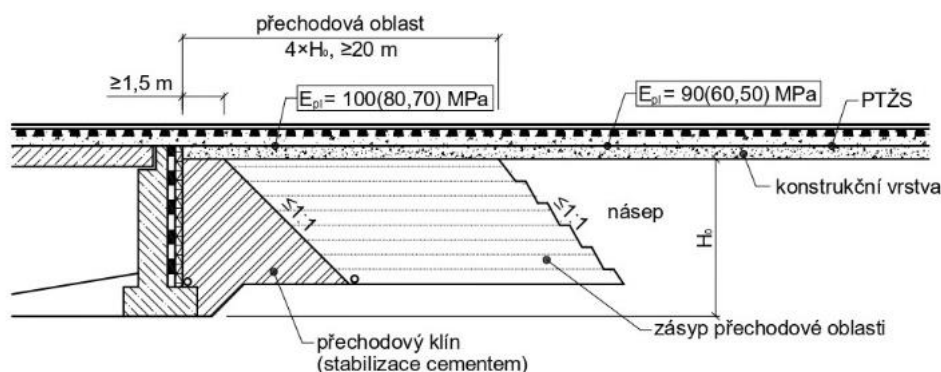
deformačních vlastností půdy lze zajistit vyšší svislou i vodorovnou tuhost celé základové konstrukce.

Pro účely posouzení kombinované odezvy mostu a koleje může být celá spodní stavba zahrnující základovou zeminu, základy (piloty, případně plošné základy) a podpěry do různé míry zjednodušena.

2.2.2.3. Přechodové oblasti

Přechodová oblast se nachází na rozmezí mostního objektu a širé trati (obecně zemním tělese). [15][39][20] Zřizují se jak u mostů železničních tratí, tak u pozemních komunikací, jsou přidruženou částí mostu. [30] Zajišťují plynulý přechod (svislé) tuhosti podloží. Nacházet se však mohou i tam, kde je například tramvajová trať vedená po stropní desce stanice metra, která představuje místo významně zvýšené svislé tuhosti a omezeného sedání. Svou roli hraje i rozdílné sedání mostního objektu (opěry) a navazujícího zemního tělesa.

Podrobně je podoba přechodových oblastí specifikována předpisy SŽ S4 (příloha 24) [15], SŽDC S9 [20] a MVL 102 [40]. V případě novostaveb železničních tratí se zřizují v minimální délce 20 m (anebo $4 \cdot H_0$, kde H_0 odpovídá výšce celé opěry vč. základu, ale bez hlubinného základu), konstrukční uspořádání je nicméně dovoleno měnit podle místních podmínek. [15] Obsahují dvě základní součásti, **přechodový klín** (stabilizace cementem, případně mezerovitý beton) a **zásyp přechodové oblasti** (štěrkodrt', stabilizace cementem, mezerovitý beton a další podobné materiály), viz obrázek 9. Konstrukční vrstva je beze změny tloušťky vedena ze širé trati až k opěře.



Obrázek 9 – Přechodová oblast u novostaveb dle předpisu SŽ S4 [15]

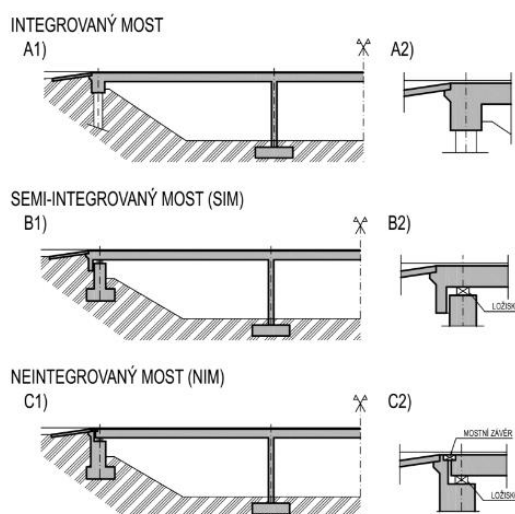
Vzhledem k této konstrukci a masivnímu rozsahu přechodové oblasti je vhodné se jejich optimalizaci pouze na nezbytně nutný rozsah dále zabývat.

Podoba a způsob provedení přechodové oblasti jsou důležité pro výpočet únosnosti kolejnice a koleje. Svou po délce proměnnou tuhostí ovlivňují ohybové namáhání kolejnice a odtud i napětí v patě kolejnice (viz kapitola 2.1.2.3 a parametr k_z – svislá spojitá tuhost kolejové jízdní dráhy). Detailní modelování přechodových oblastí může být prováděno například metodou konečných prvků. [41] Základní vlastnosti komponent přechodové oblasti lze získat z předpisu SŽ S4. [15] Provedení přechodové oblasti hraje roli také v případě integrovaných mostů, kde může přímo ovlivňovat výslednou tuhost spodní stavby.

2.2.2.4. Mostní ložiska, integrovaný most

Mostní ložisko je prvek, který se nachází na rozhraní nosné konstrukce mostu a spodní stavby (pilíře, opěry). [30] V tomto místě je možný posun, případně pootočení nosné konstrukce, odkud plyne také značný význam vlastností ložiska na statické působení celé konstrukce. To může být buď **pevné**, jednosměrně anebo obousměrně **pohyblivé** (ve vodorovné rovině). Z hlediska konstrukce existují ložiska elastomerová, hrcová, kalotová nebo ocelová. [30]

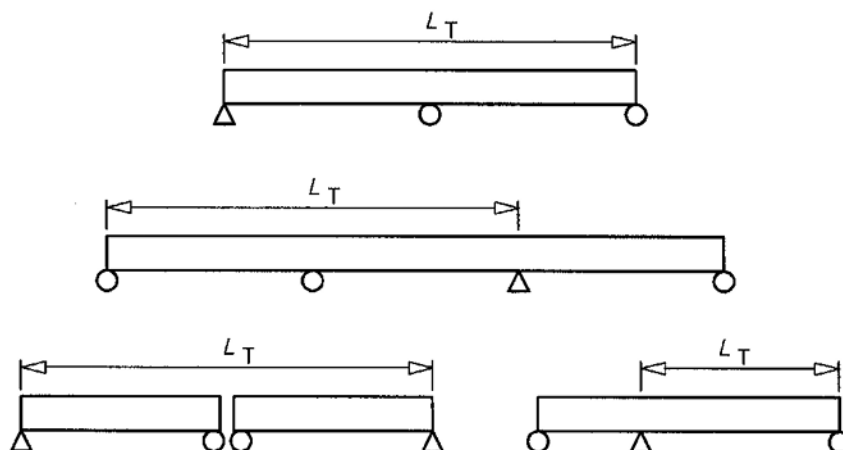
Existuje řada mostních konstrukcí, které žádná ložiska nepotřebují. Jedná se například o mosty klenbové či rámové a obecně pak o mosty **integrované** a **semi-integrované** (obrázek 10). Mosty (semi-)integrované se vyznačují působením nosné konstrukce společně se spodní stavbou a tělesem přechodové oblasti [42] a s tím souvisejícím mechanismem zachycování dilatačních pohybů, kdy se ani pro dlouhé mosty nezřizují mostní závěry. [42] Mosty semi-integrované se od integrovaných odlišují umístěním ložisek na opěry.



Obrázek 10 – Typy mostů dle uložení a zachycení dilatačních pohybů

2.2.2.5. Dilatační délka

V závislosti na uspořádání nosné konstrukce a spodní stavby mostu je definována různá dilatační délka (též dilatující délka) L_t [m]. [2] Příklady uvádí obrázek 11.



Obrázek 11 – Dilatační délka L_t [2]

Obecně platí (resp. v případech uvedených na obrázku 11), že čím je dilatační délka větší, tím větší je umožněn pohyb konstrukce, anebo tím **větší vnitřní síly** vznikají v důsledku jeho zabránění. Pro stanovení skutečné délky deformace nosné konstrukce mostu vyvolané teplotní změnou je třeba určit součinitele teplotní roztažnosti α [K^{-1}]. Konkrétní hodnoty jsou odvislé od materiálu konstrukce a mohou ve srovnání s předpoklady norem lišit, někdy i dvojnásobně. [12][27] Hodnoty stanovené Frýbou [12] uvádí tabulka 4.

Tabulka 4 – Součinitelé tepelné roztažnosti α_0 podle [12]

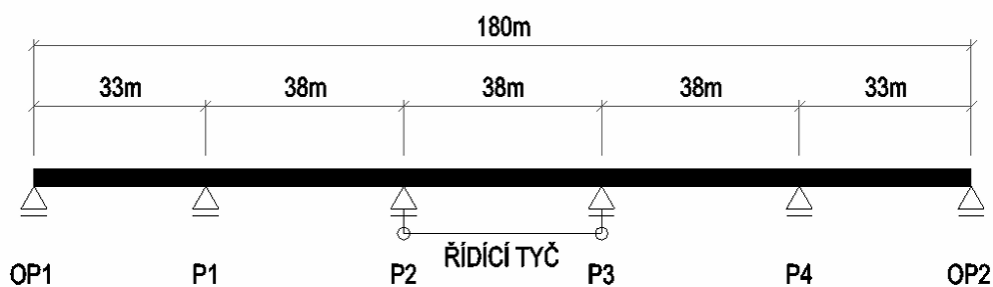
Mosty	Kolejové lože	α_0 [$*10^{-6} K^{-1}$]
Ocelové	S kolejovým ložem	6
	Bez kolejového lože	9
Ocelobetonové	S kolejovým ložem	5
	Bez kolejového lože	6
Betonové	S kolejovým ložem	5
	Bez kolejového lože	6
Kolejnice		12

Při monitoringu Znojemského viaduktu (obrázek 12) byla zjištěna hodnota $\alpha = 9,7 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, což spíše než údajům uvedeným v tabulce 4 odpovídá hodnotám uvedeným v normě ČSN EN 1991-1-5 [43].



Obrázek 12 – Znojemský viadukt

Pro úpravu (zmenšení) dilatační délky mostu lze použít systém řízení dilatace mostu (SŘDM; obrázek 13), např. řídicí tyč. [44] SŘDM také přenáší brzdné síly do více podpor.



Obrázek 13 – Statické schéma mostu s řídicí tyčí [33]

Dilatační délka mostních konstrukcí je omezena předpisem SŽDC S3, díl XII (viz tabulka 5). [28] Rozhodujícími parametry jsou uspořádání mostních ložisek, tvar kolejnice, materiál nosné konstrukce a konstrukce železničního svršku. Dále je předepsáno rozmístění kolejnicových dilatačních zařízení, jsou-li navržena.

Tabulka 5 – Největší přípustné dilatační délky nosných konstrukcí mostů podle SŽDC S3, dílu XII; převzato z [28]

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatační délka L_T	Tvar kolejnice 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi									
			ocelovými						ocelobetonovými		betonovými	
			s kolejovým ložem pražce		s mostnicemi uloženými		s přímým uložením koleje		s kolejovým ložem pražce		s kolejovým ložem pražce	
			dřevěné	betonové	centricky	plošné			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	
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	

2.2.2.6. Obrazový přehled vybraných mostních konstrukcí

Následující obrázky znázorňují mostní objekty s různým řešením nosné konstrukce i spodní stavby. Distribuce vnitřních sil je závislá právě na konstrukčním uspořádání mostu. Vhodná volba výpočetního modelu, případně zjednodušeného schématu, dává prvotní přehled o fungování nosné konstrukce v kombinaci se spodní stavbou. Důsledky různého uspořádání spodní stavby mostu podrobně rozebírá kapitola 4.

Nejjednodušším typem mostu je lávka na obrázku 14. Z hlediska statického působení se jedná o **prostý nosník**.



Obrázek 14 – Jednoduchá lávka působící jako prostý nosník (Vișeu de Sus, Rumunsko)

Jedním z prvních typů železničních mostů byly zděné **klenbové mosty** (obrázek 15). Vzhledem ke své trvanlivosti i přes mnohdy značné stáří tvoří stále přes 30 % železničních mostů v České republice. Pro klenbové mosty je důležitá interakce s okolní zemínou a její stabilita v oblasti paty klenby. [45] 85 % klenbových mostů je tvořeno jedním polem, existuje však řada mostů tvořených i více než třemi poli (obrázek 16).



Obrázek 15 – Klenbový most (trať 212, Ostrov u Ledče nad Sázavou)



Obrázek 16 – Kruhový viadukt Brusio (Berninabahn, Švýcarsko)

Mezi **trámové mosty** působící jako spojitý nosník patří například most přes Růžičkovu rokli na obrázku 7. Obrázek 17 naopak ukazuje most s jednotlivými poli, které působí samostatně jako prosté nosníky.



Obrázek 17 – Most přes Jizeru v Kořenově

Jako trámový lze klasifikovat také nejdelší německý železniční most, Saale-Elster-Talbrücke (obrázek 18), který se nachází na vysokorychlostní trati Erfurt – Lipsko jižně od sasko-anhaltského města Halle. Délka hlavního mostu činí 6 500 m, délka odbočné větve do Halle 2 100 m. Na obou mostech se nachází celkem 216 pilířů. Z důvodu tohoto řešení, kdy je rozvětvení dvou tratí umístěno na mostě, je jedno pole hlavního mostu překonávající odbočující kolej pod velmi ostrým úhlem řešeno jako Langrův trám. Konstrukce hlavního mostu umožňuje maximální rychlost 300 km/h. [46]



Obrázek 18 - Saale-Elster-Talbrücke [47][46]

Trámové mosty jsou rozšířené i v České republice u novostaveb železničních tratí. Součástí modernizace trati Sudoměřice – Votice je několik nových mostů řešených jako spojitě nosníky o více polích. [33] Jeden z těchto mostů je na obrázku 19, v popředí se nachází **brzdňý pilíř** tvaru „A“.



Obrázek 19 – Trámový most (modernizace trati Sudoměřice – Votice) [48]

Dalším typem mostních konstrukcí jsou **obloukové mosty**. Typickým zástupcem této skupiny jsou silniční mosty Podolský a Žďákovský přes vodní nádrž Orlík. Nedaleko dvou výše zmíněných, v Červené nad Vltavou, je v současné době (2024) ve výstavbě nový železniční most s rozpětím železobetonového oblouku 156 m. [49]



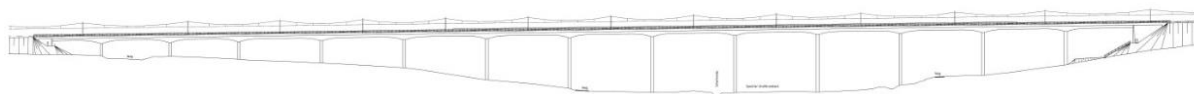
Obrázek 20 – Železniční most u Červené nad Vltavou (realizace a vizualizace) [49]

Poněkud specificky je řešený most Unstruttalbrücke [50], který se nachází opět na vysokorychlostní trati Erfurt – Lipsko. Délka mostu je 2 668 m. Pilíře jsou vetknuty přímo do nosné konstrukce, aniž jsou použita ložiska. Původní návrh přemostění počítal s využitím masivnější podpěr a ložisek, z estetického hlediska bylo navrženo nové řešení **semi-integrovaného** mostu se štíhlými pilíři. [51] Součástí mostu jsou 4 oblouky ve svém vrcholu vetknuté do nosné konstrukce (obrázek 21). Tento most je tak klasifikován jako semi-integrovaný. [50] Sestává se ze šesti spojených nosníků

umístěných za sebou, kdy každý je ukončen v místě podélně velmi poddajného pilíře. [50] Obdobně je řešený také most Scherkondetalbrücke (obrázek 22). I v jeho případě došlo k úpravě původního návrhu a vzhledem k požadavkům vlivu na krajinný ráz byly nahrazeny masivní pilíře s ložisky štíhlejší semi-integrovanou konstrukcí. [51]



Obrázek 21 – Unstruttalbrücke [50]



Obrázek 22 – Scherkondetalbrücke [51]

Mosty jsou součástí mnoha železničních tratí. Většina překonávaných překážek je malého rozsahu, a tak jsou běžně navrhovány prefabrikované konstrukce s krátkým rozpětím, např. **rámy** a **polorámy**. Využít lze také několika katalogů, které v rámci svých předpisů vydává Správa železnic (zmíněny v úvodu ke kapitole 2.2).

2.2.3 Metodika pro návrh spodní stavby železničních mostů

Návrh spodní stavby železničních mostů vychází ze standardních požadavků všeobecně platných pro všechny mostní konstrukce.

Součástí normy ČSN EN 1991-2 je definice zatížení, která je nutné vzít do úvahy při statických výpočtech ve stádiu návrhu mostu.

S přihlédnutím k doporučení navrhovat na mostech bezстыkovou kolej a průběžné kolejové lože je nutné již od prvopočátku návrhu uspořádání spodní stavby pamatovat na ustanovení příslušných norem, které se zabývají důsledky deformace spodní stavby na kolej. Jednou z norem je ČSN EN 1991-2, požadavky podrobně popisuje kapitola

3.2 této práce. Postup návrhu spodní stavby spočívá také v zajištění předepsané tuhosti ve vodorovném směru K_x . Této problematice se metodicky věnuje MVL 150 [13], v této práci je podrobný návrh obsažen v kapitolách 4.2 a 4.4. Splnit je nutné také limitní hodnoty sedání, což ovlivňuje výslednou hodnotu tuhosti spodní stavby ve svislém směru K_z .

2.2.4 Zásady pro návrh koleje vedené po mostě

Návrh železničního mostu se řídí několika základními legislativními a normativními dokumenty. Požadavky vyhlášky 177/1995 Sb. uvádí kapitola 2.1.4. Zjednodušeně platí preference průběžného kolejového lože a požadavek na 350 mm jeho tloušťky (pod ložnou plochou pražce) pro mosty s přesypávkou a 300 mm pro mosty bez přesypávky.

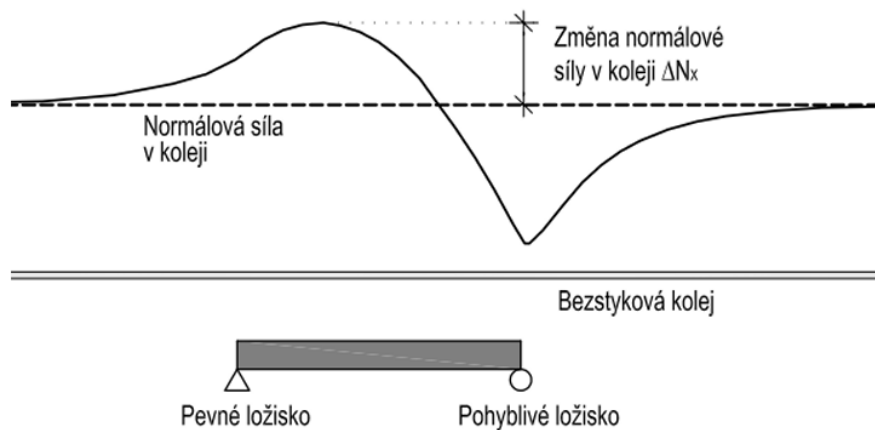
Norma ČSN 73 6201 zdůrazňuje zřízení bezстыkové koleje a kolejového lože jako základní variantu návrhu. [52] Je třeba zajistit alespoň nutné kolejové lože, jehož tvar a rozměry také specifikuje. [52] Dále tato norma jmenovitě upozorňuje na vzájemnou interakci bezстыkové koleje a nosné konstrukce a definuje oblasti, jímž je nutné se ve fázi návrhu věnovat. Jsou jimi:

- Druh nosné konstrukce,
- směrové parametry tratě,
- typ kolejového svršku,
- vliv bezстыkové koleje na mostní objekt (vč. polohy dýchajícího konce),
- typ uložení nosné konstrukce,
- dilatační délka nosné konstrukce.

3 Kombinovaná odezva bezстыková koleje a mostu

Při nepřerušném přechodu bezстыkové koleje přes most dochází v důsledku změny svislé tuhosti, dilatace a natočení mostní konstrukce k ovlivnění chování bezстыkové koleje. [13] [12] [2] [53] Dalším faktorem ovlivňujícím působení bezстыkové koleje je účinek brzdných a rozjezdových sil přenášených na nosnou konstrukci mostu a dále do spodní stavby.

Mostní konstrukce vytváří úsek v trati se změnami podélných sil v koleji, naopak bezстыková kolej působí na most, což se projevuje v oblasti zatížení ložisek a odtud i v zatížení spodní stavby. [13] Přídavné namáhání ukazuje obrázek 23 převzatý z [13].



Obrázek 23 – Přídavné namáhání kolejnice normálovou silou v místě mostu [13]

V těchto případech nabývá na významu složka normálového napětí v kolejnici vyvolaná podélnými silami a s tím související podélná tuhost. Ta je v případě spodní stavby mostu označovaná jako ekvivalentní tuhost $K_x [N \cdot m^{-1}]$, kdy jsou vlastnosti spodní stavby z hlediska tuhosti komprimovány do jediného údaje reprezentovaného právě touto veličinou. Změna tohoto údaje pak má za důsledek také odlišné hodnoty dodatečného napětí v bezстыkové koleji vyvolaného kombinovanou odezvou bezстыkové koleje a mostu. Schematicky jsou napětí v kolejnici zobrazena na obrázku 4.

Rozptyl napětí je vlivem plochých kol, tuhosti podloží nebo samotného nápravového zatížení významný, a tak nelze obecně stanovit, jaké napětí zbývá do vyčerpání únosnosti kolejnice a jaké napětí tak lze vnést do kolejnice v důsledku interakce (bezстыkové) koleje a mostu. Stále platí, že únosnost kolejnice stanovená

podle příslušných předpisů [7] [20] nemá být překročena, zároveň jsou však kladeny další požadavky na deformaci nosné konstrukce mostu v místě mostních závěrů.

Posouzení interakce kolej – most je v českém prostředí podrobněji uváděno normativními dokumenty a předpisy SŽDC S3, ČSN EN 1991-2 a MVL 150. [28] [17][2][13] Této problematice se věnují také další autoři a četné závěrečné práce, významný teoretický základ v tuzemsku uveřejnil ve své publikaci „Dynamika železničních mostů“ prof. Frýba [12].

Důsledkem interakce bezстыkové koleje a mostu nemusí být pouze nárůst napětí v koleji, ale při výrazných dilatačních pohybech mostní konstrukce může docházet také k jevu „ředění kolejového lože“ vedoucí ke snížení podélného odporu koleje. [19]

3.1 Předpisy SŽDC S3/2, SŽDC S3, Díl XII a Díl XVII

Předpis SŽ S3/2 podrobně specifikuje použití bezстыkové koleje v síti Správy železnic. Stanovuje omezující podmínky pro její realizaci, uvádí základní vztahy pro výpočty vnitřních sil způsobených změnou teploty a zakřivením směrovým obloukem. [17] Předpisu SŽ S3/2 a důsledkům jeho aplikace se podrobněji věnuje kapitola 2.1.5.

Díl XII předpisu SŽDC S3 nesoucí název „Železniční svršek na mostních objektech“ se použije pro návrh a realizaci nového železničního svršku na mostních objektech i posouzení stávajícího železničního svršku na mostních objektech za provozu. [28] Související omezení dilatační délky jsou uvedena v kapitole 2.2.2.5.

Vlastnosti kolejnicových dilatačních zařízení týkající se rozsahu dilatačních délek a podélného posunu podrobněji specifikuje předpis SŽDC S3, Díl VIII, Zvláštní konstrukce železničního svršku. [54]

V případě mostů na vysokorychlostních tratích platí, že průběžnou bezстыkovou kolej lze zřídit pro všechny mosty, je-li délka nosné konstrukce do 60 m. V opačném případě je nutné posoudit kombinovanou odezvu dle ČSN EN 1991-2 a MVL 150. Pokud posouzení nevyhoví, lze přistoupit ke vložení kolejnicového dilatačního zařízení. [55]

Díl XVII předpisu SŽDC S3 dále zavádí limit pro relativní výškový pohyb konce nosné konstrukce mostu vůči navazujícímu zemnímu tělesu, který je důsledkem vodorovné deformace mostu v místě posuvného ložiska u trati s nenulovým podélným sklonem. Výsledná hodnota deformace se stanoví podle rovnice 8.

Rovnice 8 – Vliv dilatace NK na svislý posun jako důsledek podélného sklonu

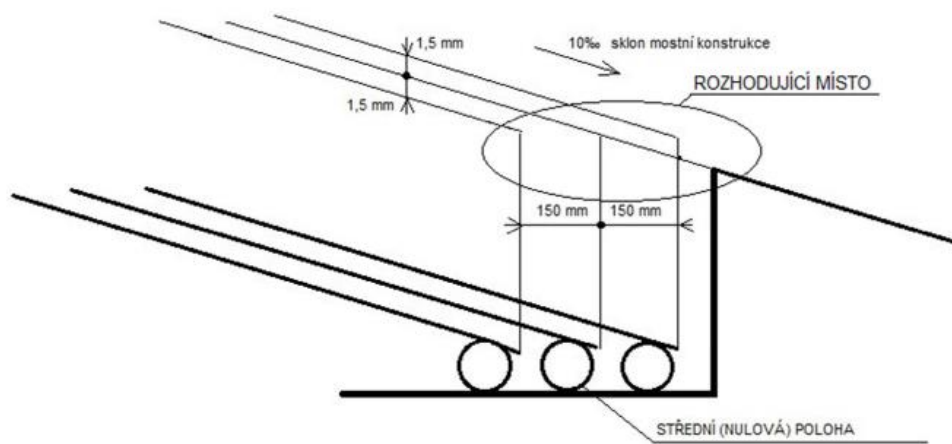
$$\delta_{v-x} = s \cdot \delta_x, \quad [\text{mm}]$$

s – sklon mostní konstrukce (resp. podélný sklon nivelety) [–]

δ_x – vodorovná deformace nosné konstrukce v místě opěry [mm]

δ_{v-x} – svislá deformace v důsledku vodorovné deformace mostu a nenulového podélného sklonu [mm]

Deformace je uvedena na obrázku 24, její limitní hodnota činí 1,5 mm. Předpis vysloveně dává tuto deformaci do souvislosti s dilatačním pohybem (tj. v tomto smyslu s teplotní změnou), nicméně vodorovná deformace mýt způsobena i silovým zatížením. Tento vliv však podrobněji v předpisu uveden není. [55]



Obrázek 24 – Svislá deformace v důsledku dilatačních změn (převzato z [55])

3.2 ČSN EN 1991-2 vč. národní přílohy

Základním zdrojem pro posouzení kombinované odezvy bezstykové koleje a mostu je norma ČSN EN 1991-2 [2]. Nabízí několik postupů pro posouzení, které jsou dále rozvinuty a upřesněny národní přílohou a předpisy provozovatelů drah (v ČR Správou železnic mostním vzorovým listem MVL 150 [13]). Důležitou součástí ČSN EN 1991-2 jsou konkrétní hodnoty zatížení, které je třeba při návrhu mostních konstrukcí uvažovat.

3.2.1 Zatížení

Zásady pro navrhování konstrukcí (kombinace zatížení, součinitelé, obecné postupy) jsou uvedeny v normě ČSN EN 1990 [37]. Jednotlivé skupiny zatížení jsou

dále rozebírány v souboru norem ČSN EN 1991 – Zatížení konstrukcí. Zatížení dopravou je obsaženo právě v normě ČSN EN 1991-2. [2]

Zatížením specifikovaným pro kolejovou dopravu normou ČSN EN 1991-2 jsou v první řadě svislá zatížení, dále dynamické účinky, odstředivé síly, boční ráz, zatížení od rozjezdu a brzdění, aerodynamická zatížení, zatížení od trolejového vedení a v neposlední řadě i kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení. Norma [2] dále popisuje excentricity svislého zatížení a způsob roznášení zatížení od kolejnice skrz kolejové lože do nosné konstrukce.

Pro most převádějící trať ve směrovém oblouku se kromě výše zmíněných odstředivých sil uvažují také případné síly od bezstykové koleje dle rovnice 7. [16][2]

Z hlediska kombinované odezvy jsou klíčovými teplotní změny a dále brzdné a rozjezdové síly. Pro stanovení podélného odporu kolejového lože pak také svislá zatížení, neboť vlivem přitížení se tento podélný odpor mění. [19][2]

Pro účely stanovení zatížitelnosti mostů a přechodnosti se použijí jiná zatěžovací schémata definovaná v příslušných předpisech (např. SŽDC S5). Hodnoty zatížení se dále liší pro železniční tratě a mosty městských kolejových drah (tramvaj, metro).

3.2.1.1. Brzdné a rozjezdové síly

V důsledku rozjezdu a brzdění vlaku vznikají vodorovné síly, které jsou přenášeny z kolejnice do nosné konstrukce. Tyto brzdné a rozjezdové síly nabývají v případě železničních mostů hodnot podle rovnice 9 a rovnice 10, případně podle rovnice 11.

Rovnice 9 – Rozjezdová síla pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2, HSLM [2]

$$Q_{lak} = 33[\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 1000 \quad [\text{kN}]$$

Rovnice 10 – Brzdná síla pro modely zatížení 71, SW/0 a HSLM [2]

$$Q_{lbk} = 20[\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 6000 \quad [\text{kN}]$$

Rovnice 11 – Brzdná síla pro model zatížení SW/2 [2]

$$Q_{lbk} = 35[\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}]$$

Násobí se součinitelem α (viz kapitola 3.2.1.2), nikoliv však dynamickým součinitelem Φ . Výše uvedené hodnoty platí pro všechny konstrukce železničního

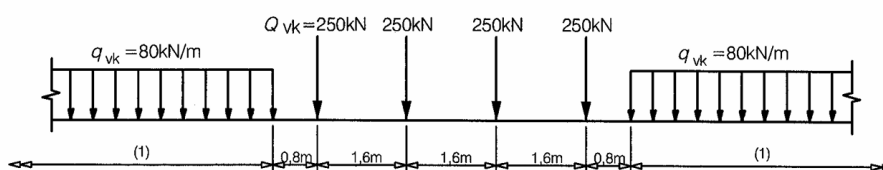
svršku nehledě na provedení bezстыkové koleje nebo umístění KDZ. Vždy se kombinují s příslušným svislým zatížením. [2]

Pro mosty městských kolejových drah se brzdné a rozjezdové síly definují jako 15 % svislého pohyblivého zatížení (viz obrázek 26) a umísťují se tak zřejmě pouze v rozsahu uvažovaného svislého zatížení od dopravy.

3.2.1.2. Svislá zatížení

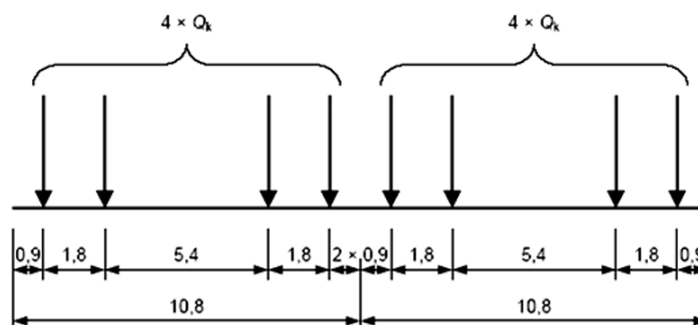
ČSN EN 1991-2 [2] rozlišuje pět typů (modelů) svislého zatížení pro železniční mosty:

- LM71 (obrázek 25) – normální železniční doprava, hlavní tratě,
- SW/0 – úprava LM71 pro “spojité mosty” [2],
- SW/2 – těžká zatížení,
- HSLM (pro vysokorychlostní dopravu),
- nezatížený vlak – slouží pro stanovení účinků větru.



Obrázek 25 – Model zatížení 71 (LM71) vč. charakteristických hodnot zatížení [2]; délka spojitěho zatížení (1) není omezena

Pro tramvajové tratě se nepoužije model zatížení 71, ale konkrétní svislé zatížení upřesněné národní přílohou normy ČSN EN 1991-2 [2]. Zatěžovací souprava dle obrázku 26 se umístí po délce most maximálně třikrát. Charakteristická svislá kolová síla Q_k činí 120 kN. Pro konkrétní vozidla norma ještě upřesňuje alternativní zatěžovací vlaky vycházející ze skutečně provozovaných vozidel. [2]



Obrázek 26 – Standardní zatěžovací souprava tramvajových vozidel [2]

Svislé a vodorovné síly jsou kombinovány podle příslušných sestav zatížení. [2] Tyto sestavy jsou odlišné pro mosty železničních tratí a mosty pro městskou kolejovou dopravu. Zatížení obsažené v LM71 se musí vynásobit klasifikačním součinitelem α , který nabývá hodnot od 0,75 do 1,46. Národní příloha [2] dále stanovuje, že pro tratě 3. třídy je $\alpha = 1,10$, pro tratě 1. a 2. třídy $\alpha = 1,21$, pro tratě 1. třídy se navíc použije zatížení SW/2. Stejným klasifikačním součinitelem se dále násobí ekvivalentní svislé zatížení na zemní těleso, odstředivé síly, boční ráz, rozjezdové a brzdové síly, kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení, zatížení od vykolejení a model zatížení SW/0. [2]

Model zatížení 71, SW/0 a SW/2 je dále násoben dynamickým součinitelem Φ . Jsou definovány dva druhy dynamického součinitele, Φ_2 pro pečlivě udržovanou kolej a Φ_3 pro standardně udržovanou kolej. Národní příloha stanovuje, že pro železniční mosty v ČR se použije součinitel Φ_3 v rozmezí $1,05 \leq \Phi_3 \leq 2,00$ podle rovnice 12.

Rovnice 12 – Dynamický součinitel podle ČSN EN 1991-2 [2]

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73, \quad [-]$$

L_Φ – náhradní délka [m] podle ČSN EN 1991-2 [2]

Dynamický součinitel se pro městskou kolejovou dopravu stanoví z rovnice 13 za využití Φ_3 .

Rovnice 13 – Redukce dynamického součinitele pro stavby městských drah [2]

$$\Phi_t = 1 + 0,85 \cdot (\Phi_3 - 1), \quad [-]$$

3.2.2 ČSN EN 1991-2, obecná část

Obecná část normy ČSN EN 1991-2 (a její kapitola 6.5.4) stanovuje **obecné zásady** pro posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení.

Při analýze je podle této normy nutné vzít do úvahy následující (v závorce jsou uvedeny konkrétní příklady vlastností):

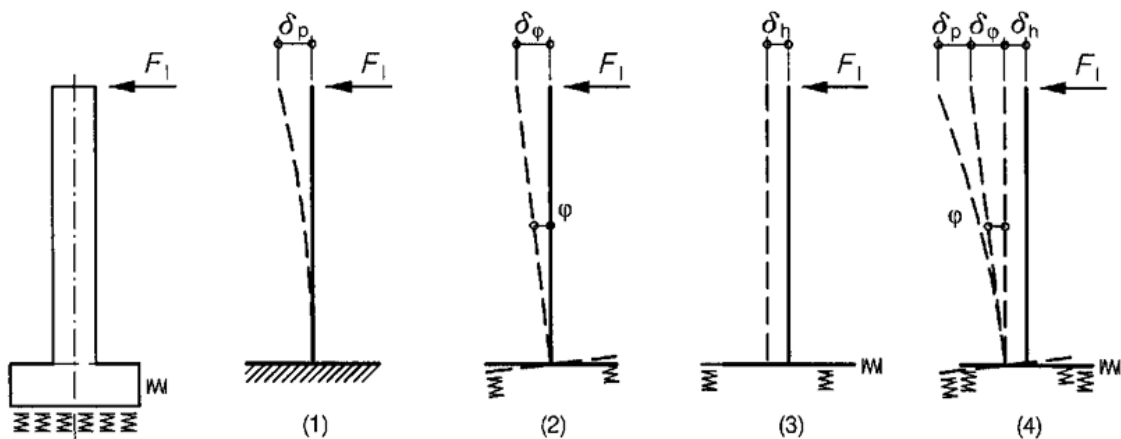
- **Uspořádání konstrukce;**
(statické schéma, počet polí, rozpětí, umístění pevných ložisek),

- **uspořádání koleje;**
(konstrukce s nebo bez kolejového lože, KDZ (zvýrazněno na obrázku 27), vzdálenost mezi horním povrchem nosné konstrukce a neutrální osou kolejnic),
- **vlastnosti konstrukce;**
(svislá tuhost nosné konstrukce, podélná tuhost mostní konstrukce),
- **vlastnosti koleje;**
(osová tuhost kolejnice a odpor koleje/kolejnic proti podélnému posunutí).



Obrázek 27 – Kolejnicové dilatační zařízení (mokropeský železniční most)

Mezi rozhodující vlastnosti konstrukce se řadí i podélná tuhost mostní konstrukce. Ta je zobrazena na obrázku 28, kde jednotlivé stavy vyjadřují: (1) ohyb pilíře, (2) pootočení základu, (3) posunutí základu a (4) celkové posunutí hlavy pilíře.



Obrázek 28 – Celková ekvivalentní podélná tuhost pilíře [2]

Tento princip skládání deformací je patrný i u některých konstrukcích drobného rázu, se kterými se lze běžně setkat, jak znázorňuje obrázek 29.



Obrázek 29 – Praktická ukázka deformace

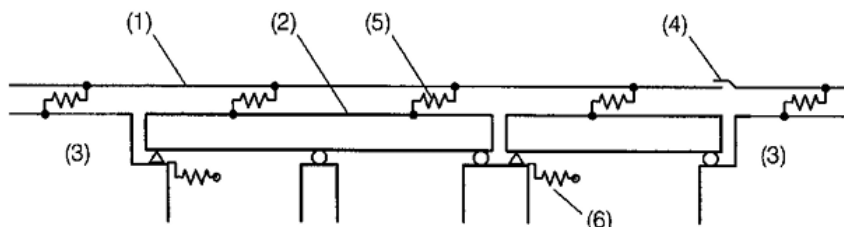
Obecná část normy ČSN EN 1991-2 upřesňuje [2], která zatížení se musí uvažovat při vyhodnocení interakce bezстыkové koleje a mostu; jedná se o:

- **Rozjezdové a brzdné síly** (viz kapitola 3.2.1.1; norma v tomto případě podrobněji nereferuje o nutnosti násobení klasifikačním součinitelem α),
- **teplotní účinky** v kombinovaném systému kolej-most,
- **svislá zatížení dopravou** (vynásobená klasifikačním součinitelem α , dynamické účinky naopak lze zanedbat, dále se nepoužívají modely HSLM a „nezatížený vlak“),
- případná jiná zatížení a deformace vlivem dotvarování, smršťování nebo nerovnoměrné změny teploty.

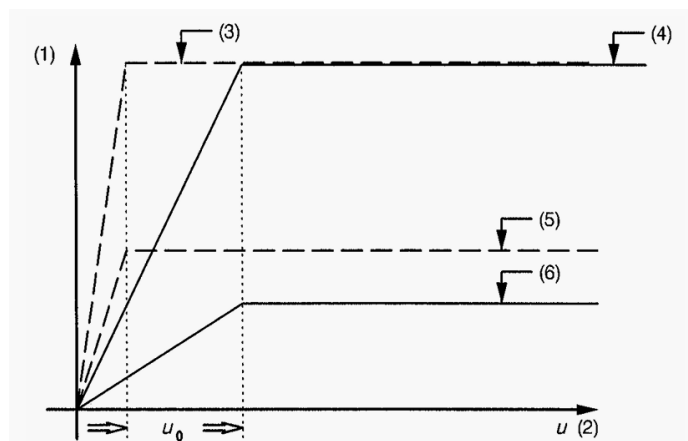
Teplotní změny v mostě se uvažují podle ČSN EN 1991-1-5. [43]

Norma [43] dále stanovuje výpočetní model pro stanovení účinků zatížení v kombinovaném systému kolej-most, uveden je na obrázku 1. Pro přehlednost je níže znovu uveden jako nečíslovaný obrázek (převzatý z [43]).

Význam popisků je následující: (1) kolej, (2) nosná konstrukce, (3) těleso železničního spodku, (4) kolejnicové dilatační zařízení (KDZ), (5) podélné nelineární pružiny (závislost podélné zatížení/posunutí koleje), (6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost K pevného uložení, uvažována je také tuhost základů, pilířů, ložisek apod.



Další záležitostí specifickou pro problematiku interakce bezстыkové koleje a mostu je **podélný odpor koleje** proti posunutí. Základní předpoklady a přístup normy SŽ S3/2 [16] popisuje kapitola 2.1.3.2. ČSN EN 1991-2 neuvažuje podélný odpor kolejového lože konstantní hodnotou, ale definuje jeho chování jako **bilineární** (ideální pružnoplastické [53]), ovšem smyková síla v koleji na jednotku délky odpovídající podélnému odporu se **liší v závislosti na zatížení**. Přehledně tuto problematiku popisuje obrázek 30 převzatý z normy [2], kde znamená číslo (1) podélný odpor kolejového lože (= podélná smyková síla v koleji na jednotku délky) a (2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu líci nosné konstrukce. Čárkovaně je označen odpor kolejnice v pražci pro zatíženou kolej (3), resp. pro nezatíženou kolej (4). Jedná se o případy, kdy je rozhodující podélný odpor upevňovadel, jelikož kolejové lože je zamrznuté, případně konstrukce železničního svršku je řešena jinak. Plná čára popisuje odpor kolejového lože svisle zatíženého (4) a nezatíženého (6).



Obrázek 30 – Závislost podélné smykové síly a podélného posunutí koleje [2]

Idealizace chování kolejového lože je jedním ze zásadních předpokladů modelování kombinované odezvy koleje a mostu, uvádí ji již starší norma UIC 774-3 [53]. To s sebou přináší nutnost podrobně se zabývat také problematikou postupného zatěžování, neboť kolejové lože v tomto případě chová nelineárně, a tak například nelze neomezeně používat princip superpozice. Norma [2] přesto výslovně uvádí, že pro podélné síly v kolejnicích a ložiscích princip lineární superpozice využít lze.

Konkrétní hodnoty podélného odporu kolejového lože stanoveny v této části ČSN EN 1991-2 nejsou [2]. Podle národní přílohy se použijí hodnoty uvedené v příloze G téže normy. [2]

V rámci globální analýzy konstrukce se použijí součinitele uvedené v ČSN EN 1990 [37], pouze pro stanovení namáhání kolejnic se součinitele použijí rovné 1,0.

Zcela zásadním bodem hlavní části normy ČSN EN 1991-2 jsou limitní hodnoty pro přídatná namáhání kolejnic od kombinované odezvy konstrukce a koleje a mezní hodnoty pro deformaci konstrukce. Pro kolej

- s kolejnicemi UIC 60 (**60E1/60E2**) s pevností v tahu nejméně 900 MPa,
- **přímou kolej**, resp. kolej o poloměru $R = 1500$ m a větším,
- **těžké betonové pražce** s rozdělením 650 mm a hustějším,
- a **kolejové lože minimální tloušťky 300 mm** po ložnou plochou pražce,

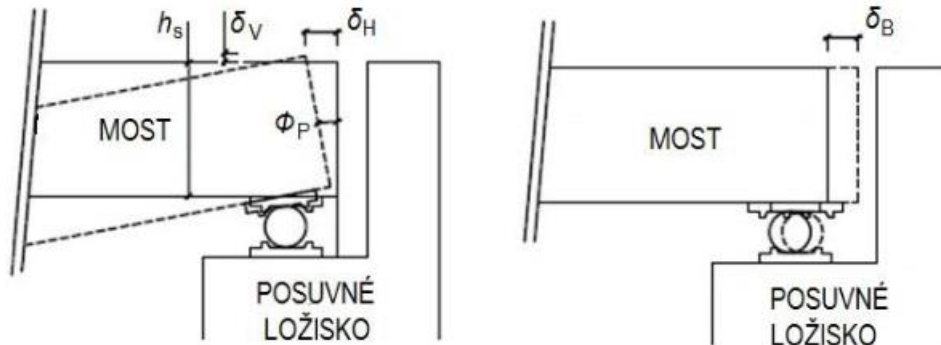
platí limitní hodnoty pro **pro přídatná namáhání kolejnic** pro tlak **72 MPa** a pro tah **92 MPa**. Pro použití stanovených limitních hodnot je nutné splnit všechny výše uvedené podmínky. Podmínku minimálního poloměru $R = 1500$ m lze v souladu s národní přílohou uvolnit a vycházet z ustanovení předpisů SŽDC S3 a SŽ S3/2 [16], které se týkají stability bezстыkové koleje. Norma ani národní příloha však blíže nespecifikují, zda je možné využít až limitní hodnoty uvedené v kapitole 2.1.5 (tabulka 3) této práce.

Mezní hodnoty pro deformaci konstrukce jsou sledovány ve třech parametrech:

- δ_B [mm] – relativním **podélném posunutí** (mezi nosnou konstrukcí a opěrou, nebo mezi dvěma konci nosných konstrukcí) od zatížení **brzdnými a rozjezdovými silami**;
- δ_H [mm] – **podélném posunutí** horního povrchu nosné konstrukce na konci nosné konstrukce od deformace nosné konstrukce **svislými zatíženími dopravou**;

- δ_V [mm] – **svislém posunutí** horního povrchu nosné konstrukce od **proměnných zatížení** (avšak pouze těch uvažovaných ve výpočetním modelu pro posouzení kombinované odezvy kolej-most).

Jednotlivá kritéria graficky znázorňuje obrázek 31 [56].



Obrázek 31 – Deformace nosné konstrukce od zatížení dopravou, převzato z [56]

Jednotlivé limitní hodnoty jsou pak stanoveny následujícím způsobem:

- δ_B – **5 mm** pro bezстыkovou kolej s nejvýše jedním KDZ,
30 mm pro dvě KDZ a průběžné kolejové lože
více než 30 mm lze připustit pouze při přerušení kolejového lože
(za účelem zamezení ředění kolejového lože [19])
- δ_H – **8 mm** při uvažování kombinovaného chování konstrukce a koleje
10 mm při zanedbání kombinovaného chování konstrukce a koleje
- δ_V – **3 mm** pro maximální rychlost trati ≤ 160 km/h
2 mm pro maximální rychlost trati > 160 km/h.

Při překročení kritérií pro δ_B nebo δ_H je nutné změnit konstrukci, anebo vložit KDZ.

[2]

Součástí ČSN EN 1991-2 je několik výpočetních metod pro zrychlené posouzení vybraných uspořádání mostních konstrukcí na výše zmíněné limitní hodnoty dodatečného namáhání kolejnice a limitní hodnoty pro deformaci konstrukce. [2]

Norma (resp. národní příloha) připouští posouzení kombinované odezvy nejen pro železniční mosty, ale také pro mosty městských kolejových drah. [2]

3.2.3 ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.6.1

Článek 6.5.4.6.1 normy ČSN EN 1991-2 obsahuje „zjednodušenou výpočetní metodu pro jednotlivou nosnou konstrukci“. [2] Jsou-li splněna kritéria daná touto metodou, není nutné dále posuzovat namáhání kolejnic. Tato metoda platí pro

jednotlivé nosné konstrukce (prostý nosník, spojitý nosník s pevnými ložisky na jednom konci nebo libovolné mezilehlé podpoře) s dilatační délkou **kratší než 40 m**, přičemž nesmí být překročeny limitní deformace δ_B ani δ_H v hodnotě **5 mm**.

Dále jsou stanoveny meze platnosti metody, které jsou totožné s obecnou částí (podmínky jsou popsány v kapitole 3.2.2 této práce). Navíc je definován podélný plastický smykový odpor k koleje, a to hodnotou **$k = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ až $40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$** pro nezatíženou kolej a **$k = 60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$** pro zatíženou kolej. Spodní mez podélného odporu pro nezatíženou kolej odpovídá aktualizované hodnotě v předpisu SŽ S3/2 [16] a podle národní přílohy normy ČSN EN 1991-2 se také tato hodnota **$k = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$** použije. [2]

Plastického odporu podle obrázku 30 je dosaženo při přetvoření **2 až 3 mm**.

Dále je stanovena teplotní změna nosné konstrukce **$\Delta T_D \leq 35 \text{ K}$** a kolejnice **$\Delta T_k \leq 50 \text{ K}$** ; maximální rozdíl v teplotě mezi kolejnicí a nosnou konstrukcí činí **20 K**.

Za účelem optimalizace návrhu ložisek jsou omezeny podélné síly od rozjezdu a brzdění. Redukční součinitele ξ přesněji vystihují skutečný charakter konstrukce a připouštějí přenos brzdových a rozjezdových sil prostřednictvím bezстыkové koleje mimo nosnou konstrukci mostu. Pro bezстыkovou kolej platí **$\xi = 0,60$** , pro KDZ umístěné na jednom konci konstrukce **$\xi = 0,70$** a pro KDZ umístěná na obou koncích nosné konstrukce se silové působení na mostní ložisko neredukuje a **$\xi = 1,00$** . [2]

Zatížení pevných ložisek od teplotní změny (index T) a od deformace nosné konstrukce (index Q) se získají prostřednictvím rovnice 14.

Rovnice 14 – Vztahy pro výpočet zatížení pevných ložisek[2]

$$F_{Tk} = \pm 0,6 \cdot k \cdot L_T, \quad F_{Qk} = \pm 20 \cdot L, \quad [\text{kN}]$$

- pro bezстыkovou kolej bez KDZ,

$$F_{Tk} = \max(\pm 20L_T, 1100), \quad F_{Qk} = \pm 20 \cdot L, \quad [\text{kN}]$$

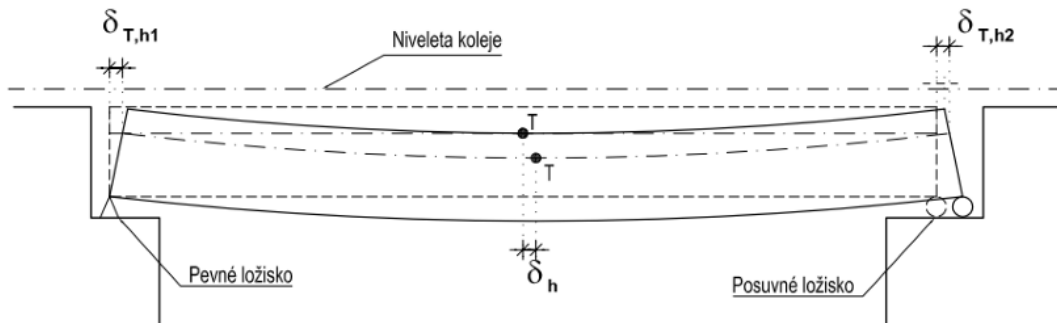
- pro bezстыkovou kolej s jedním KDZ na volném konci konstrukce,

$$F_{Tk} = F_{Qk} = 0, \quad [\text{kN}]$$

- pro kolej s KDZ na obou koncích nosné konstrukce.

L_T v tomto případě vyjadřuje dilatační délku [m], v případě spojitých nosníků s pevným ložiskem na mezilehlé podpoře se jedná o rozdíl vzdáleností od pevného ložiska na konec nosníku.

Důvodem tohoto dodatečného namáhání je rozdílný vodorovný posun těžiště na koncích a uprostřed nosné konstrukce, což vyvolá přírůstek normálové síly v koleji a zvýší vodorovnou reakci na pevná ložiska. Tento princip ČSN EN 1991-2 vysloveně neuvádí [2], popsán je v MVL 150 (obrázek 32). [13]



Obrázek 32 – Deformace nosné konstrukce mostu v důsledku svislého zatížení [13]

Spodní stavba musí být na tyto dodatečné silové účinky dimenzována, naopak tuhost spodní stavby ovlivňuje posuny δ_B . Zbylé hodnoty (svislé zatížení, brzdné a rozjezdové síly) se použijí standardní podle obecných principů ČSN EN 1991-2. [2]

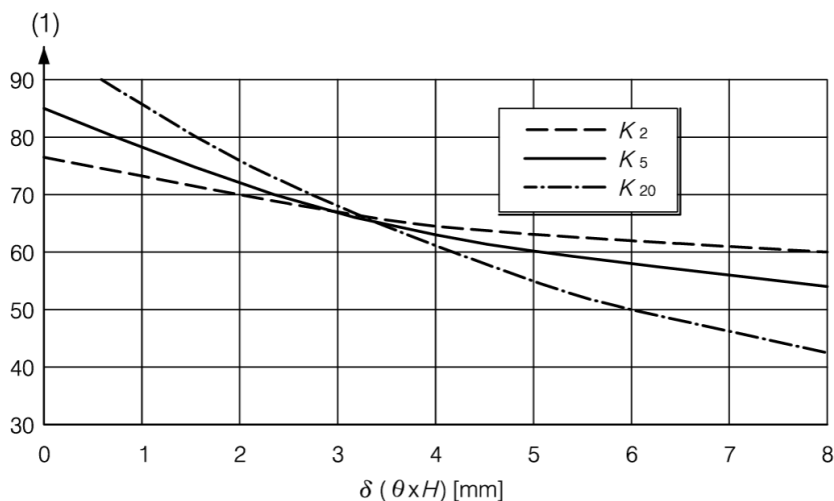
3.2.4 ČSN EN 1991-2, příloha G

Příloha G rozšiřuje „zjednodušenou výpočetní metodu pro jednotlivou nosnou konstrukci“ uvedenou v článku 6.5.4.6.1 normy ČSN EN 1991-2. [2] V základní variantě označené jako G.3 prostřednictvím čtyř grafů umožňuje **přehledné posouzení**, zda daný systém kolej-most vyhoví na kritéria kombinované odezvy. Pro hodnoty podélného plastického smykového odporu koleje k a součinitel teplotní délkové roztažnosti α ($10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ a $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) stanovuje **maximální dovolenou dilatační délku L_{TP} [m]**. [2]

Meze platnosti (požadavky na konstrukci koleje, vodorovné a svislé zatížení, podélný plastický smykový odpor k koleje) této výpočetní metody jsou shodné se “zjednodušenou výpočetní metodu pro jednotlivou nosnou konstrukci” s výjimkou požadavků na uspořádání mostu. Dilatační délka mostu L_T může být pro ocelové konstrukce $L_T \leq 60 \text{ m}$, pro betonové a spřažené ocelobetonové konstrukce $L_T \leq 90 \text{ m}$.

Tuhost spodní stavby K [kN/m] je v případě postupu podle přílohy G normy [2] významným prvkem ovlivňujícím posouzení kombinované odezvy bezстыkové koleje a mostu. Pro ilustraci je jeden z grafů uveden na obrázku 33. (1) označuje maximální dovolenou dilatační délku L_{TP} [m]. Graf uvádí dovolenou oblast namáhání kolejnice

u prostě uložené nosné konstrukce s $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, $\Delta T \leq 35 \text{ K}$ a podélným plastickým smykovým odporem k pro zatíženou kolej $60 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ a pro nezatíženou kolej $20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$. Pokud leží bod se souřadnicemi L_T a δ_H pod příslušnou křivkou tuhosti spodní stavby, jsou splněna maximální přídatná namáhání kolejnice uvedená v obecné části téže normy. [2]



Obrázek 33 – Graf sloužící pro posouzení dovolené oblasti namáhání kolejnice [2]

Pro posouzení podle přílohy G je tak nutné vyjma splnění základních předpokladů znát dilatační délku (L_T), tuhost nosné konstrukce (pro stanovení δ_H), vodorovnou tuhost spodní stavby (K , resp. K_x), podélný plastický smykový odpor koleje k a součinitel tepelné roztažnosti α . Následně lze provést posudek odečtením příslušné dovolené dilatační délky z grafu.

Součástí metody G.3 je tabulka udávající zatížení pevných ložisek v podélném směru mostu.

Rozšířená varianta G.4 platí pro konstrukce složené z řady po sobě následujících prostě podepřených nebo spojitých nosných konstrukcí mostu [2]. Oproti metodě G.3 je nutné splnit dodatečné požadavky týkající se pokračování bezстыkové koleje alespoň 100 m před a za mostní konstrukcí, dilatační délky, rozmístění ložisek a poměru délek jednotlivých polí. Dále jsou stanoveny požadavky na tuhost pevných podpor. Za splnění výše uvedených předpokladů lze posoudit tyto konstrukce prostřednictvím grafů metody dle kapitoly G.3 normy [2]. Vodorovná zatížení ložisek jsou stanovena jinak než v případě metody dle kapitoly G.3.

3.2.5 Kompletní analýza podle národní přílohy ČSN EN 1991-2

Národní příloha ČSN EN 1991-2 zavádí pojem kompletní analýza, která spočívá ve vyčíslení všech složek napětí působících na kolejnici ve vyšetřovaném průřezu a následném posouzení s limitní hodnotou. Most a navazující těleso lze za účelem vyvození maximálních účinků zatížení rozdělit na části dopravou zatížené a nezatížené. Toto rozdělení ovlivní uvažovaný podélný odpor kolejového lože proti posunutí k . [2] Podrobněji je tento přístup rozebírán v MVL 150. [13]

Vliv směrového oblouku se má použít pro $R < 1000$ m. [2]

3.3 MVL 150

MVL 150 (Mostní Vzorový List) je prvním dokumentem Správy železnic, jež se výslovně zabývá kombinovanou odevzou mostní konstrukce a koleje. Sestává se ze samotného MVL a sedmi příloh, z nich ovšem pouze Příloha II byla v době vydání MVL (2017) zpracována. V současné době (2024) jsou pořizovány zbylé přílohy.

Základní souhrnná část obecně pojednává o teorii interakce mostu a bezстыkové koleje a popisuje **metodiku jejího posouzení**. O jednotlivých oblastech kombinované odevzy detailněji pojednávají, resp. budou pojednávat samotné přílohy. [13] MVL 150 pro přehlednost přebírá některé partie týkající se výpočtu únosnosti kolejnice a bezстыkové koleje z předpisů SŽDC S3 a SŽ S3/2 a postup k samotnému posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu z ČSN EN 1991-2.

3.3.1 Tuhost a zatížení spodní stavby dle MVL 150

MVL 150 poskytuje přehledný popis vlivu tuhosti spodní stavby na zatížení ložisek a namáhání kolejnic. Jako příklad uvádí vysoké štíhlé pilíře způsobující značnou podélnou deformaci nosné konstrukce mostu, a tedy i zvýšenou normálovou sílu v bezстыkové koleji. [13]

Tuhost pilíře definuje stejným způsobem jako ČSN EN 1991-2, tedy dle obrázku 28. Nad rámeček Eurokódu rozděluje zatížení dle doby trvání na:

- Dlouhodobá zatížení (vliv sedání podloží a dlouhodobé deformace) – díky pružnoplastickému chování koleje obvykle tato zatížení nemají vliv na přídavné namáhání kolejnice,
- krátkodobá zatížení (zatížení teplotní změnou),
- krátkodobá náhlá zatížení (zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami).

Zatímco ČSN EN 1991-2 pouze obecně uvádí parametr tuhosti spodní stavby K [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$], MVL 150 podrobněji informuje o nutnosti stanovení tuhostních parametrů zemin dle výsledků geotechnického průzkumu. Pro vrtané piloty je podstatný modul vodorovné reakce podloží k_h . Obecně platí, že vliv rychlosti zatěžování je různý pro každý typ základové zeminy, a zatímco u jemnozrnné zeminy může být významný pro určení hodnoty modulu přetvárnosti E_{def} , v případě zemin hrubozrnných nesoudržných tomu tak není. [13]

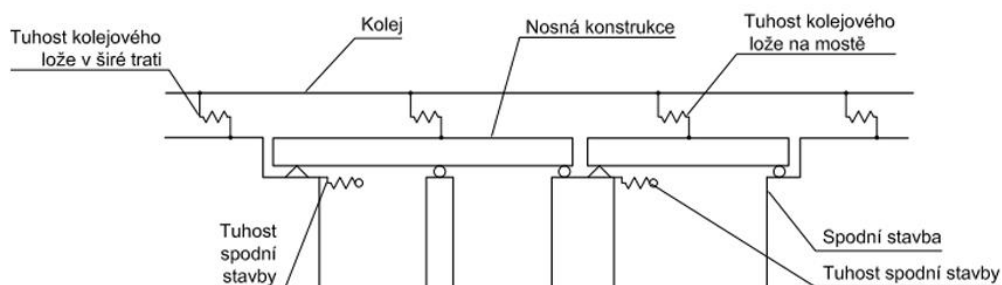
3.3.2 Součinitel přenosu vodorovné reakce

MVL 150 podrobněji rozvádí bezrozměrnou veličinu ξ , součinitel přenosu vodorovné reakce R_x , která je definována jako podíl vodorovné reakce mostu do jeho spodní stavby s uvážením kombinované odezvy a vodorovné reakce do spodní stavby bez jejího uvážení. Směr vodorovné reakce je uvažován v podélném směru. [13] Součinitel ξ je původně zaveden v normě ČSN EN 1991-2, v tabule 6.9 (podrobněji také viz kapitola 3.2.3 této práce).

Hodnota ξ se pohybuje v rozmezí od 0 do 1, závisí mj. na (dilatující) délce nosné konstrukce, ekvivalentní tuhosti spodní stavby K_x a uvažovaném zatížení. [13] Hodnoty vodorovné reakce bez uvážení vlivu kombinované odezvy jsou obvykle vypočteny jako součin podélné tuhosti kolejového lože (bez svislého přitížení) a délky mostu. [13] [33]

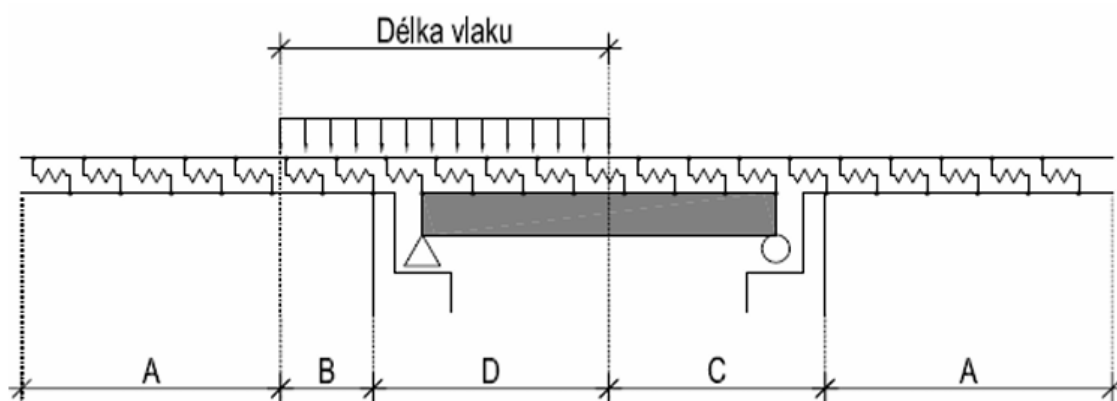
3.3.3 Kombinovaná odezva podle MVL 150

V oblasti natočení a deformace nosné konstrukce v důsledku zatížení mostu MVL 150 vychází z normy ČSN EN 1991-2 a přejímá její principy. Pro posouzení kombinované odezvy se použije schéma podle obrázku 34. Toto schéma se shoduje s obrázkem 1.



Obrázek 34 – Model kombinovaného systému kolej-most

MVL 150 dále uvádí, že pro termické spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu se použije podélný odpor kolejového lože pro nezatíženou kolej, naopak pro brzdné a rozjezdové síly se vždy uplatní podélný odpor pro zatíženou kolej, podrobněji viz obrázek 35. Hodnoty parametru k jsou stanoveny v souladu s ČSN EN 1991-2, tedy $k = 20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ pro nezatíženou a $k = 60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ pro zatíženou kolej (v případě použití kolejového lože).



Obrázek 35 – Oblasti, kde se má použít podélný odpor kolejového lože pro zatíženou a nezatíženou kolej [13]

3.3.3.1. Metoda komplexní analýzy

Metoda komplexní analýzy (podle ČSN EN 1992-1 “kompletní analýza” [2]) je obecně použitelná pro posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje. Výhodou jsou nízké požadavky na konstrukční schéma nosné konstrukce mostu a spodní stavby, nevýhodou časová náročnost. Princip této metody spočívá ve stanovení všech účinků napětí na kolejnici podle ČSN EN 1993-2. [57] Jedná se o:

- Vnitřní napětí od výroby kolejnice,
- napětí od teplotní změny kolejnice,
- napětí od teplotní změny konstrukce mostu (případně reologických změn betonu – dotvarování a smršťování),
- globální a lokální účinky zatížení dopravou (při použití součinitele $\alpha = 1,0$),
- a vliv směrového oblouku koleje pro oblouky o poloměru $R < 1000 \text{ m}$.

Průřezové charakteristiky kolejnice se volí se zohledněním srovnaného ojetí kolejnice. Tato hodnota může být stanovena přísněji ve srovnání s předpisem SŽDC S3, díl IV. [7]

Dílčí složky napětí v kolejnici σ_i jsou stanoveny obdobně jako v kapitole 2.1.2, přístup ke stanovení napětí od svislého zatížení je však odlišný, když se zatížení od účinků dopravy sestává ze tří částí – napětí od brzdných a rozjezdových sil σ_B , napětí od svislých lokálních a globálních účinků zatížení dopravou na mostě ($\sigma_{P.lok}$, $\sigma_{P.glob}$). Lokální účinky zatížení jsou násobeny dynamickým součinitelem dle rovnice 4. Kromě napětí od teplotní změny koleje v trati σ_R (resp. σ_t podle [7]) se uvažuje také napětí od teplotní změny mostu σ_D . Všechna napětí, která se mají uvažovat a limitní hodnotu pro součet těchto napětí uvádí rovnice 15. [13]

Rovnice 15 – Napětí v kolejnici podle MVL 150 (komplexní analýza) [13]

$$\sigma_t + \sigma_D + \sigma_E + \sigma_B + \sigma_{P.lok} + \sigma_{P.glob} = \sigma \leq 0,6 \cdot f_u, \quad [\text{MPa}]$$

Účinek plochých kol, případně bočního rázu se neuplatňuje.

Příčné zatížení od teplotní změny v bezстыkové koleji se stanoví dle rovnice 16. Ta je podobného tvaru jako rovnice 7 pro jeden kolejnicový pás, pouze součinitel 5 se získá vynásobením modulu pružnosti E oceli (210 000 MPa), součinitelem teplotní roztažnosti kolejnici α ($12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) a konečně vynásobením dvěma pro dva kolejnicové pásy v koleji.

Rovnice 16 – Příčné zatížení od teplotní změny v bezстыkové koleji

$$q = 5 \cdot \frac{\Delta T_R \cdot A}{R}, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

3.3.3.2. Metoda mezních přírůstků

Metoda mezních přírůstků sleduje změnu napětí v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy při úpravě některého ze vstupních parametrů. Pro standardní konstrukce lze jejich postupnou změnou (například tuhosti spodní stavby, směrového oblouku) stanovit **nejvyšší přípustnou dilatační délku** za předpokladu splnění limitních hodnot pro přídatné namáhání kolejnici a deformaci konstrukce podle ČSN EN 1991-2. [2][13] Opačně lze také stanovit například požadovanou hodnotu podélné tuhosti spodní stavby K_x pro konkrétní uspořádání konstrukce. Jedná se v zásadě o parametrickou studii, jež je provedena v kapitole 4.2.

Metoda bude postupně popsána ve vytvářené Příloze III MVL 150. [13] Z obecné části MVL 150 je zatím zřejmé, že při předpokladu tužší spodní stavby lze docílit nižšího dodatečného namáhání kolejnici (napětí σ_D a σ_B). [13] Jedná se však pouze

o modelový příklad a tento závěr obecně neplatí, jak ukazuje příloha G normy ČSN EN 1991-2 [2] a UIC 774-3. [53]

3.3.4 Návrh mostní konstrukce podle MVL 150

Přístup k návrhu mostních konstrukcí podle MVL 150 doporučuje postup, kdy je nejprve navržena dispozice, statické schéma konstrukce a odhadnuta vodorovná tuhost spodní stavby. Tyto parametry jsou stanoveny na základě daných podmínek v území (územní omezení, morfologie, geologické podmínky a požadavky na založení stavby), přemostňované překážky, případně požadavků na kolej. Poté je provedeno **posouzení kombinované odezvy konstrukce a koleje**. V případě splnění požadavků dle ČSN EN 1991-2 je podrobněji navržena spodní stavba a ověřen soulad původního předpokladu vodorovné tuhosti spodní stavby K_x s definitivním návrhem. **Až poté následuje podrobný návrh** nosné konstrukce. [13]

Z výše uvedeného je zřejmé, že posouzení interakce (bezstykové) koleje a mostu je podle MVL150 jednou z úvodních fází každého projektu. Vzorový list doporučuje využít pro posouzení buď zjednodušenou metodu, postup podle přílohy G nebo kompletní analýzu podle normy ČSN EN 1991-2. [2]

3.4 UIC 774-3

Norma vydaná Mezinárodní železniční unií označená jako UIC 774-3 [53] je jedním z prvních dokumentů, který se problematikou interakce bezstykové koleje a mostu zabývá na mezinárodní bázi. Mnohé přístupy a kritéria uvedené v této normě byly převzaty pozdějšími normami a předpisy.

Kritéria pro kombinovanou odezvu je nutné uvažovat jako mezní stav použitelnosti pro mostní konstrukci a mezní stav únosnosti pro kolej (kolejnici). Překročením tohoto stavu může dojít k abnormálnímu chování konstrukce (poškození koleje, případně rozpad spojitosti systému koleje a mostu), a tedy narušení bezpečného provozu. [53]

Norma uvádí bilineární vztah pro podélný odpor kolejového lože, který dále převzaly ČSN EN 1991-2 a MVL 150. [13][2] Dále stanovuje limitní hodnoty **pro přídatná namáhání kolejnic** pro tlak **72 MPa** a pro tah **92 MPa**. Další omezení týkající se deformací je opět řešeno obdobně jako v ČSN EN 1991-2, [2] pro vodorovné

posunutí, které vznikne v důsledku brzdných a rozjezdových sil stanoví limitní hodnotu $\delta_{abs} \leq 5 \text{ mm}$.

Spodní stavbu lze modelovat pro většinu konstrukcí zjednodušeně, kdy stačí nezávisle na globálním modelu stanovit výslednou tuhost spodní stavby, která následně vstoupí do výpočtu. Pro mosty obloukové, zavěšené a příhradové nosníky však tento zjednodušený předpoklad neplatí a konstrukce se pouze vodorovnou tuhostí nenahrazuje. [53] V závislosti na délce trvání zatížení a jeho charakteru lze uvažovat různou tuhost spodní stavby pro krátkodobý a dlouhodobý horizont [53]. Tento rozdíl zmiňuje také MVL 150. [13]

Analýzu interakce bezстыkové koleje a mostu lze provádět buď nezávisle pro každý typ zatížení zvlášť (termické spolupůsobení, brzdné a rozjezdové síly a deformace nosné konstrukce od svislého zatížení), anebo kompletně pro všechna zatížení dohromady. V obou případech se uvažuje nelineární chování kolejového lože.

Norma zároveň obsahuje grafy umožňující na základě znalosti dilatující délky, podélného odporu kolejového lože a tuhosti spodní stavby stanovit přídatné namáhání kolejnice v místě pevné a posuvné podpory nosné konstrukce (pro prosté nosníky). [53] Obdobně je koncipován návrhový postup dle přílohy G normy ČSN EN 1991-2. [2]

Součástí přílohy D normy UIC 774-3 je několik desítek modelových příkladů mostních konstrukcí s tabelovanými vlastnostmi a posouzením kombinované odezvy mostu a koleje. [53]

3.5 Dynamická analýza

Co nejpřesnějšího modelování systému most – kolej při průjezdu vlaku lze dosáhnout využitím metod dynamiky stavebních konstrukcí. Některé publikace [12] [58] se samostatně zabývají dynamikou železničních mostů, tato problematika navíc nabývá na významu v případě vysokorychlostních tratí. [58] Běžně se v oboru železničního stavitelství dynamické účinky zjednodušují skrze dynamické součinitele. [3] V rámci této práce je tento přístup preferován, případně jsou využita příslušná doporučení norem. [2]

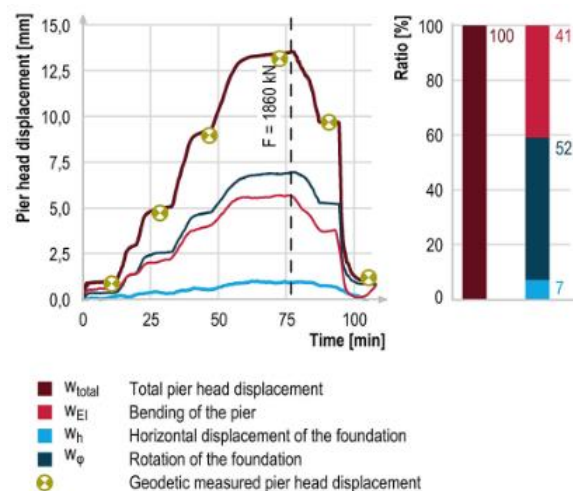
3.6 Stanovení tuhosti spodní stavby

Stanovení tuhosti spodní stavby je podstatným krokem pro úplné a korektní posouzení kombinované odezvy koleje a mostu podle příslušných norem a předpisů.

[13] [2] Přestože se jedná o poměrně důležitý parametr, jeho přesné stanovení je vzhledem k obvykle komplikovanému a heterogennímu podloží obtížnější než v případě například nosné konstrukce mostu, kdy jsou materiálové vlastnosti předem známy. [35] Přetvárné charakteristiky podloží se zároveň liší pro případ **krátkodobého** a **dlouhodobého** zatížení. [13] [59]

Podle německé studie a experimentu [59] je žádoucí navrhovat spodní stavbu tuhou, neboť takto lze docílit snížení dodatečného namáhání kolejnice. Normálové napětí v kolejnici naroste u tužší spodní stavby vlivem teplotních změn, což je však překonáno pozitivním účinkem pro zatížení brzdnými a rozjezdovými silami, kterým spodní stavba lépe odolává, kolejnice (a celá nosná konstrukce) se deformují méně, a tedy i dodatečné namáhání kolejnice je menší. [59] Skutečná tuhost spodní stavby je dle autorů této studie ve výpočtech poddimenzována, což vede ke zbytečně neekonomickým návrhům. [59]

Výše uvedený experiment je neobvyklý svým rozsahem, neboť byl proveden na skutečné konstrukci. Zásadním výstupem je poměr deformací (jednotlivé složky podle obrázku 28) uvedený na obrázku 36.



Obrázek 36 – Složky podélného posunutí v místě hlavy pilíře [59]

Na výsledné deformaci w se pouze ze 41 % podílí ohyb pilíře w_{EI} (ohybová tuhost), dominantní složkou deformace tvořící 52 % je důsledek pootočení celé soustavy pilíř-základ w_{φ} , horizontální posun v podélném směru w_h tvoří zbylých 7 % výsledné deformace. [59] Při konstantním pootočení φ je složka výsledné horizontální deformace tím větší, čím vyšší je pilíř.

Pro stanovení tuhosti spodní stavby, resp. tuhosti pilíře v podélném směru mostní konstrukce, lze využít zjednodušení popsané v kapitole 3.2.2 (obrázek 28). Tento přístup je totožný pro normy UIC 774-3, ČSN EN 1991-2 i MVL 150.

Podhodnocení tuhosti spodní stavby vede podle článku [59] k nadhodnocení napětí v kolejnicích, ale k podhodnocení síly přenášené do ložisek. [59] Při stanovování tuhosti spodní stavby je tak vhodné uvažovat se **spodním i horním odhadem** přetvárných charakteristik podloží.

4 Vliv uspořádání spodní stavby – modelové příklady

4.1 Metodika modelování bezстыkové koleje a mostu

V této kapitole je popsán princip posouzení kombinované odezvy koleje a mostu v prostředí konkrétního software, na příkladu konkrétních mostních objektů a se zaměřením na parametry spodní stavby, které ovlivní výsledné chování systému bezстыkové koleje a mostu. U příslušných kapitol je upozorněno na některé zjednodušující předpoklady, které byly při výpočtech předpokládány – jedná se především o kombinace zatížení, variaci dimenzí prvků nosné konstrukce po její délce a směrové a výškové řešení mostní konstrukce.

Tato práce počítá v různých fázích s jiným stupněm zjednodušení celého systému kolej-most-(základ). Využita byla schémata uvedená v normách ČSN EN 1991-2, UIC 774-3 a MVL 150 – modelována je tedy kolej, nosná konstrukce a spodní stavba, která je reprezentována v různém stupni podrobnosti. Tvorba modelů a následné výpočty byly realizovány prostřednictvím software midas Civil 2024. [60] Pro doplňující výpočty a získání vstupních údajů byla použita aktuální verze software Microsoft Office Excel (r. 2024). Týž software byl využit také pro přehledné značení a sledování jednotlivých verzí modelů spolu s hlavními údaji pro parametrickou studii vlivu tuhosti spodní stavby mostu na napětí v bezстыkové koleji. Grafy byly vykresleny v software MathWorks Matlab R2023b, pro tvorbu vývojových diagramů byl využit software Microsoft Visio, některá další schémata a vstupy pro software midas Civil byly vytvořeny v software Autodesk AutoCAD 2024.

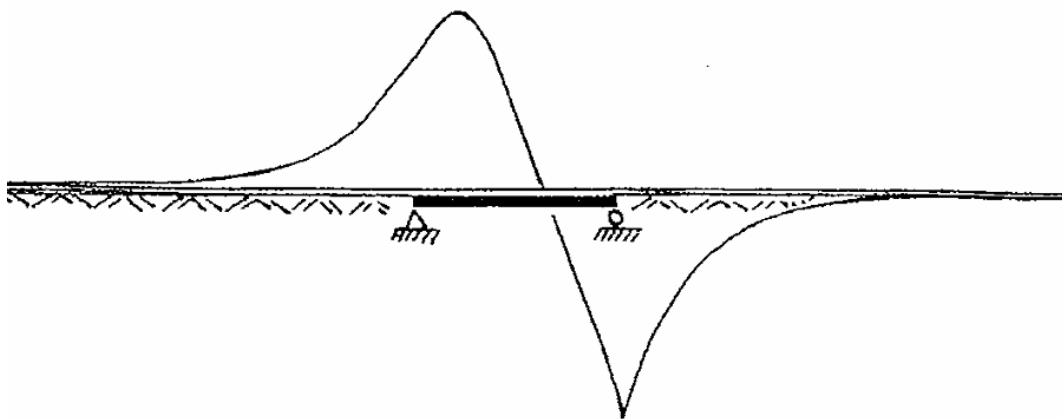
4.1.1 Kombinace zatížení a vyšetřovaná místa

Model systému bezстыkové koleje a mostu je ze své podstaty **nelineární**, a to kvůli způsobu propojení samotné koleje a nosné konstrukce mostu. Tuhost tohoto

propojení ve stavu nezatíženém je třikrát menší než při koleji svisle zatížené ($20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, resp. $60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ podle [2]). Propojení je navíc modelováno jako ideálně pružnoplastické. Z tohoto důvodu nelze jednoduše superponovat zatěžovací stavy. Výsledné napětí v kolejnicových pásech ovlivňuje mj. deformace nosné konstrukce a její posun ve vodorovném směru.

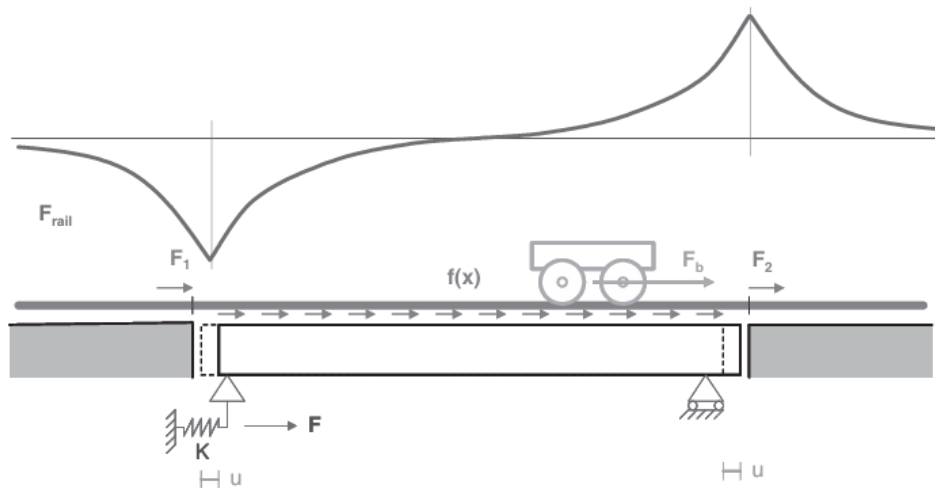
Posuzování kombinované odezvy bylo zjednodušeně prováděno dle obecných ustanovení kapitoly 6.5.4 normy ČSN EN 1991-2. Návrhová kritéria byla převzata z kapitoly 6.5.4.5 téže normy, odkud plynou limitní hodnoty pro napětí v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy **72 MPa v tlaku** a **92 MPa v tahu**. Výpočet a posouzení bylo provedeno v souladu s ustanovením 6.5.4.6 (4) [2]. Zatěžovací stavy byly zjednodušeně uvažovány tak, aby byl vyvozen maximální tlak, neboť právě v tlaku je limitní hodnota významně menší než pro tahové namáhání. Vyšetřovaným místem je primárně kolejnicový pás v místě nad opěrou, neboť poloha tohoto bodu jakožto jednoho z potenciálních extrémů tlakového napětí se se změnou statického schématu nebo dilatující délkou mostu nezmění.

Jako první byl pro každý model mostní konstrukce zhotoven model zatížený pouze změnou teploty, odkud byla získána místa s největšími hodnotami dosahovaného tlaku (předpokládaný průběh napětí vlivem změny teploty nosné konstrukce viz obrázek 37) za předpokladu oteplení konstrukce o 35 K (dle [2]).



Obrázek 37 – Průběh normálového napětí k kolejnicovým pásech vlivem změny teploty nosné konstrukce [53]

Předpokládaný průběh brzdných a rozjezdových sil zobrazuje obrázek 38. Extrémních hodnot tahového nebo tlakového napětí je dosaženo jednak v místě, kde začíná spojitě zatížení brzdnými/rozjezdovými silami, jednak na koncích nosné konstrukce. Vlivem brzdných a rozjezdových sil se konstrukce mostu a spodní stavby v podélném směru narozdíl od navazujícího zemního tělesa deformuje, což způsobuje dodatečné namáhání kolejnicových pásů v místě konce nosné konstrukce.



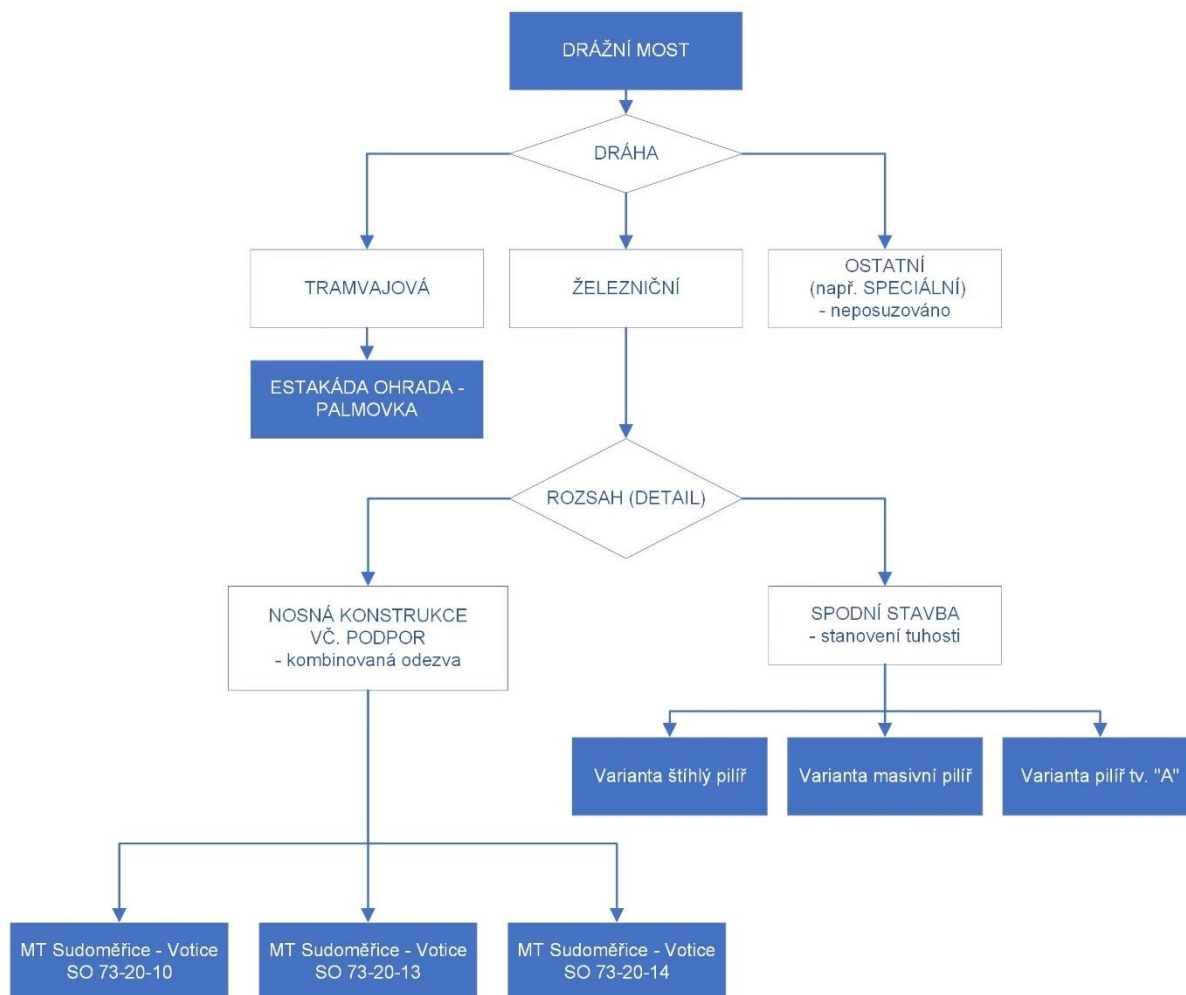
Obrázek 38 – Vliv brzdných a rozjezdových sil podle studie [61]

Svislé zatížení bylo uvažováno tak, aby bylo v inkriminované opěře vyvozeno tlakové namáhání kolejnicových pásů. Jelikož je v tomto místě mnohdy nosná konstrukce mostu uložena na podélně pohyblivém ložisku, je výsledná deformace horního líce nosné konstrukce součtem vlivu jejího natočení a posunutí. Empiricky tak není možné jednoduše stanovit, zda v daném místě v bezстыkové koleji vznikne tah či tlak. Pro přesné nalezení rozmístění svislého zatížení je tak nutné použít pokročilé nástroje.

4.1.2 Posuzované konstrukce a jejich variantní řešení

Strukturu praktické části shrnuje následující vývojový diagram (graf 1).

POSOUZENÍ VLIVU USPOŘÁDÁNÍ A TUHOSTI SPODNÍ STAVBY NA KOMBINOVANOU ODEZVU

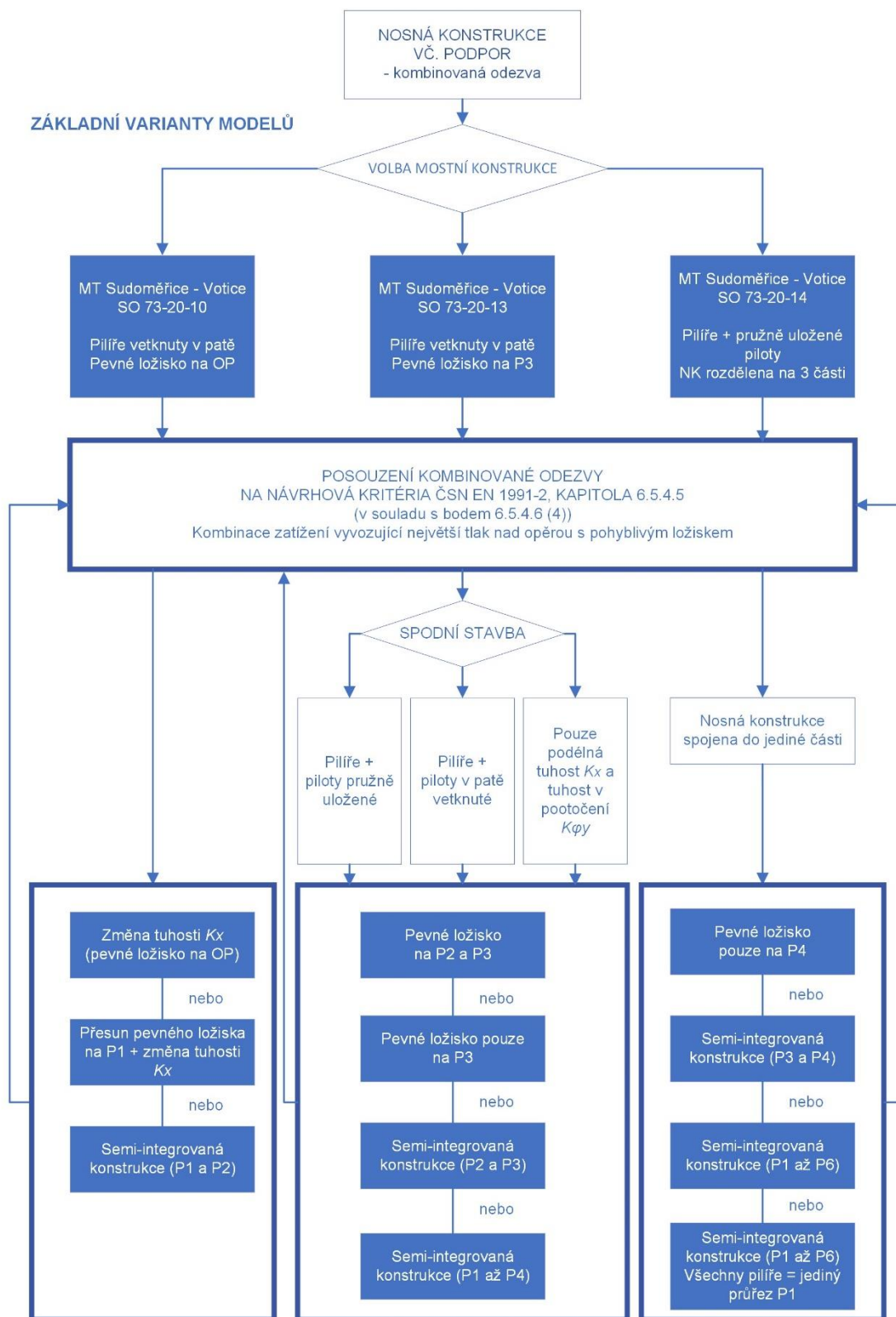


Graf 1 – Struktura praktické části práce

4.2 Modernizace trati Sudoměřice – Votice

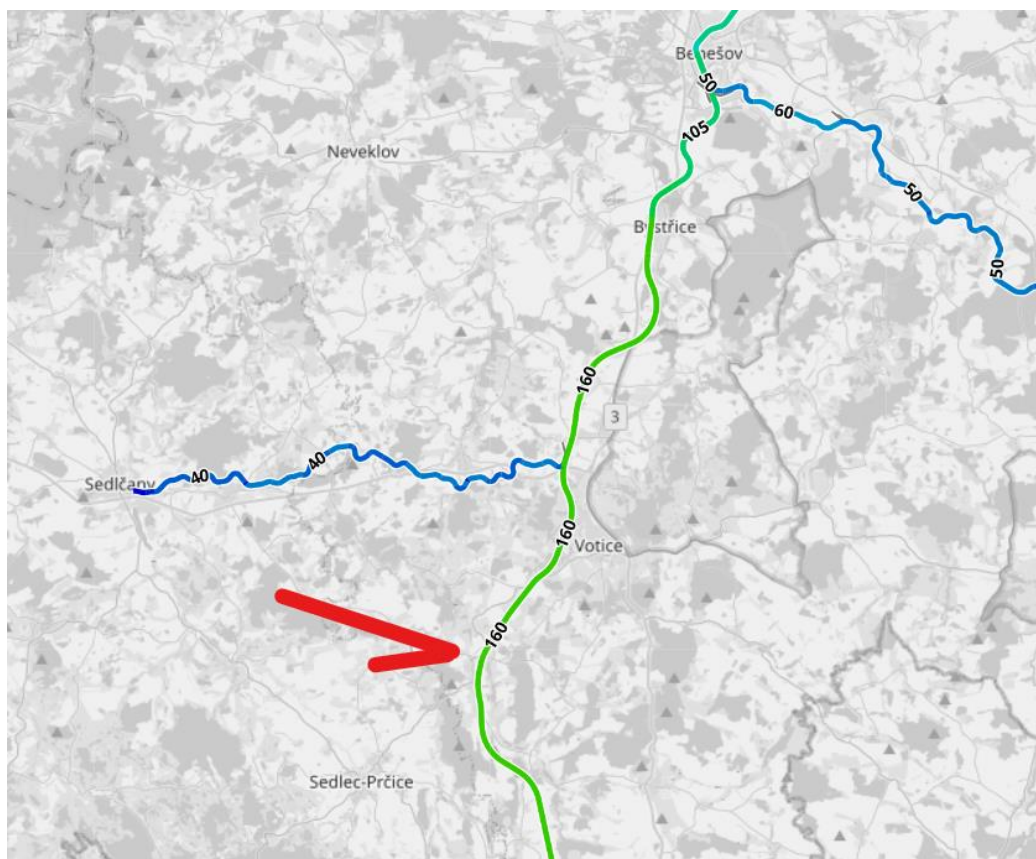
Součástí stavby Modernizace trati Sudoměřice – Votice je řada mostních objektů, z nichž mosty označené jako SO 73-20-10, SO 73-20-13 a SO 73-20-14 jsou dále podrobněji popsány. [33] V případě železničního mostu v km 107,790 (ozn. SO 73-20-10) je podrobně popsán způsob tvorby modelu. Geografické umístění uvádí mapa na obrázku 39. Po každou konstrukci je stanoven vliv změny podélné tuhosti spodní stavby na napětí v koleji podle grafu 2. Podrobnosti viz příslušné kapitoly.

POSOUZENÍ VLIVU USPOŘÁDÁNÍ A TUHOSTI SPODNÍ STAVBY NA KOMBINOVANOU ODEZVU
ŽELEZNIČNÍ MOSTY



Graf 2 – Princip posuzování vlivu uspořádání spodní stavby na kombinovanou odezvu na modelovém příkladu vybraných mostních konstrukcí

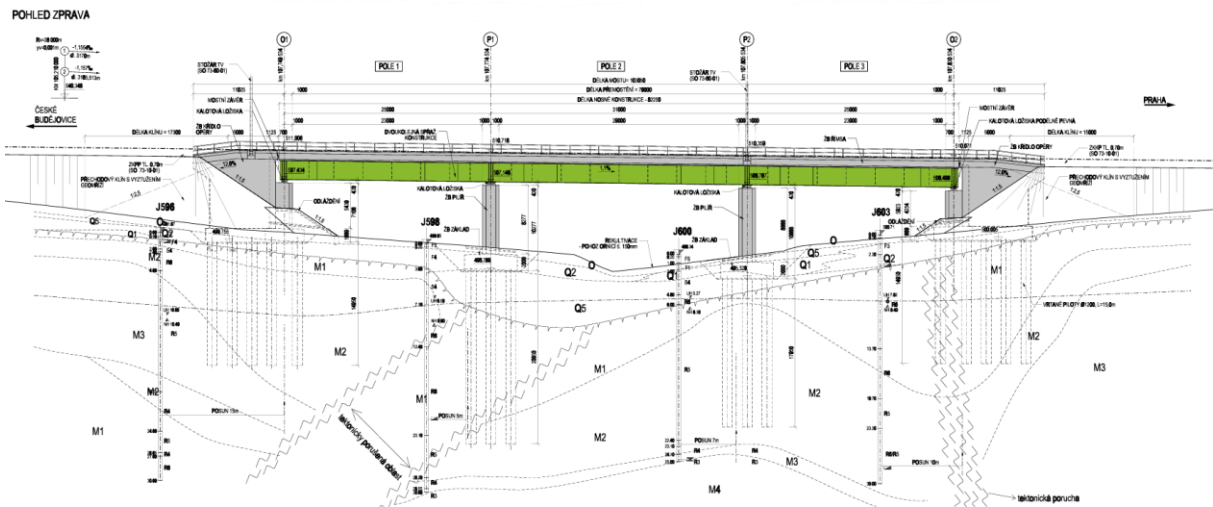
Každý způsob uspořádání spodní stavby je označen kódem, kdy první dvě číslice značí mostní konstrukce (SO 73-20-**10**, -**13** a -**14**), písmeno způsob uspořádání spodní stavby (**A** – pevné ložisko umístěné na opěře, **B** – pevné ložisko umístěné na mezilehlé podpoře – pilíři, **C** – dvě pevná ložiska, **D** – semi-integrovaná konstrukce, **E** – semi-integrovaná konstrukce, všechny mezilehlé pilíře jsou integrovány, **F** – nosná konstrukce podélně rozdělená na více částí) a poslední číslice způsob modelování spodní stavby (**1** – vetknuté pilíře, **2** – piloty vetknuté v patě, **3** – piloty lineárně pružně uložené a **4** – tuhost spodní stavby reprezentována pružným prvkem („elastic link“)). Kód je uveden vždy u příslušného statického schématu nosné konstrukce. Ve všech případech platí, že bezстыková kolej (tvar kolejnice 60E1, pražce betonové) je pružněplasticky spojena s nosnou konstrukcí dle pravidel normy ČSN EN 1991-2 [2], UIC 774-3 [53] a MVL 150 [13] a neobsahuje KDZ (kolejnicová dilatační zařízení).



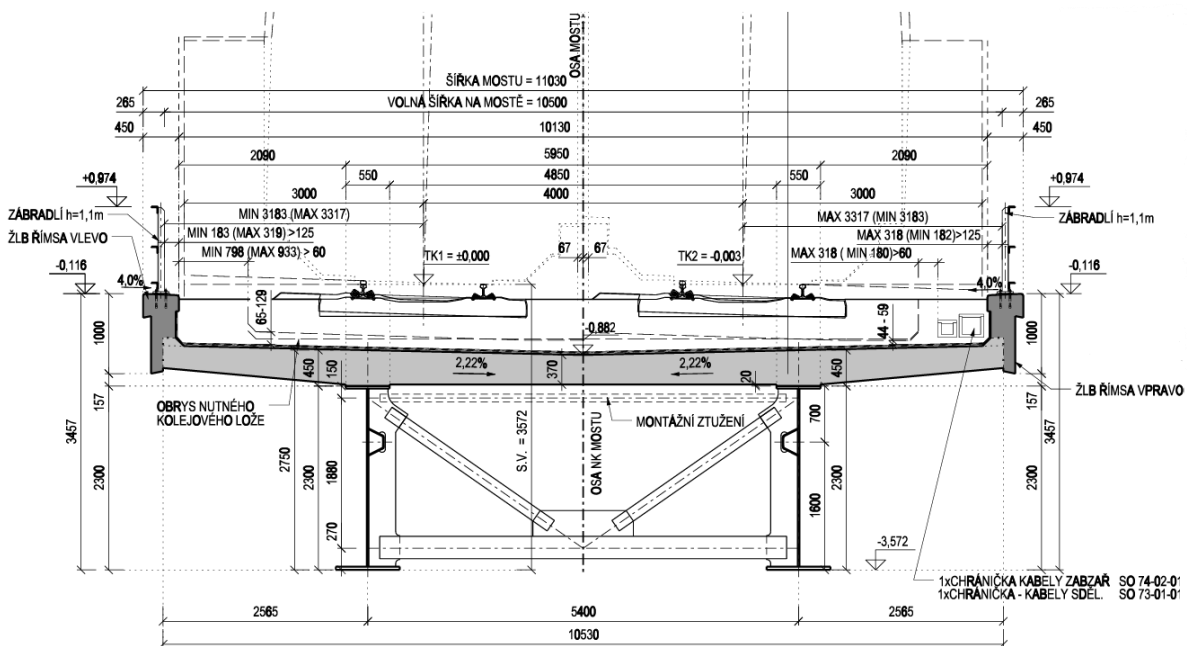
Obrázek 39 – Geografická poloha posuzovaných mostů
(Modernizace trati Sudoměřice – Votice; čísla označují traťovou rychlost) [62]

4.2.1 SO 73-20-10

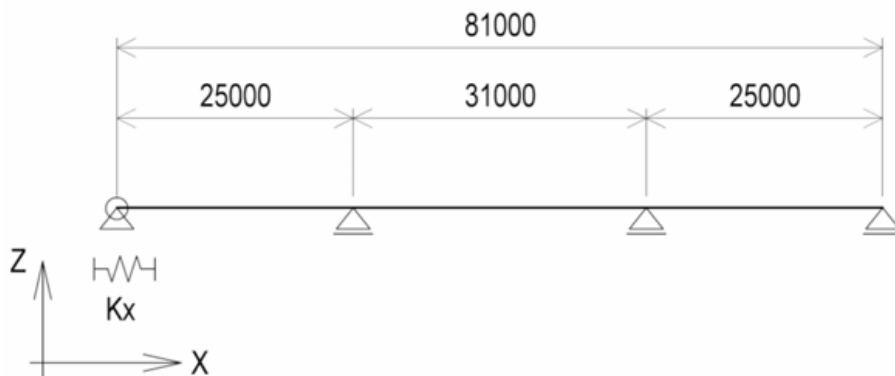
Most SO 73-20-10 je dvoukolejný železniční most, nosnou konstrukci tvoří sprážený ocelobetonový spojitý nosník o třech polích, jejichž rozpětí činí 25, 31 a 25 m. [33] Opěry a pilíře jsou železobetonové (C30/37), založení je hlubinné na velkoprofilových pilotách průměru 1,2 m. Tento most (SO 73-20-10) nyní poslouží jako vzorová konstrukce pro popis softwarového modelování systému bezстыkové koleje a mostu. Na obrázku 40 je patrné řešení konstrukce mostu zobrazené v pohledu, obrázek 41 zobrazuje vzorový příčný řez a obrázek 42 statické schéma konstrukce.



Obrázek 40 – Pohled na konstrukci mostu SO 73-20-10 [33]



Obrázek 41 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-10 [33]



Obrázek 42 – Statické schéma mostní konstrukce SO 73-20-10 [33]

4.2.1.1. Průvodce „Rail Track Analysis Model Wizard“

Základním výpočetním nástrojem pro provedení parametrické studie vlivu spodní stavby na kombinovanou odevzu kolej – most je pro tuto práci software midas Civil a jeho **průvodce** sloužící pro tento účel („Rail Track Analysis Model Wizard“). Uživatelské rozhraní a postup zadávání údajů je popsán na následujících obrázcích, hodnoty jsou přejaty právě z mostu SO 73-20-10 realizovaného v rámci modernizace trati Sudoměřice – Votice. [33]

Průvodce se skládá z pěti sekcí, které se týkají:

- Podélného uspořádání mostní konstrukce (záložka „Layout“),
- definice příčného řezu (průřezu nosné konstrukce, kolejového lože a kolejnice) (záložka „Section“),
- stanovení podélného odporu kolejového lože a tuhosti spodní stavby (záložka „Boundary“),
- zatížení (záložka „Load“),
- rozhodnutí, zda provést analýzu zjednodušenou (tj. dle jednotlivých zatížení nezávisle) anebo kompletní (záložka „Wizard Option“).

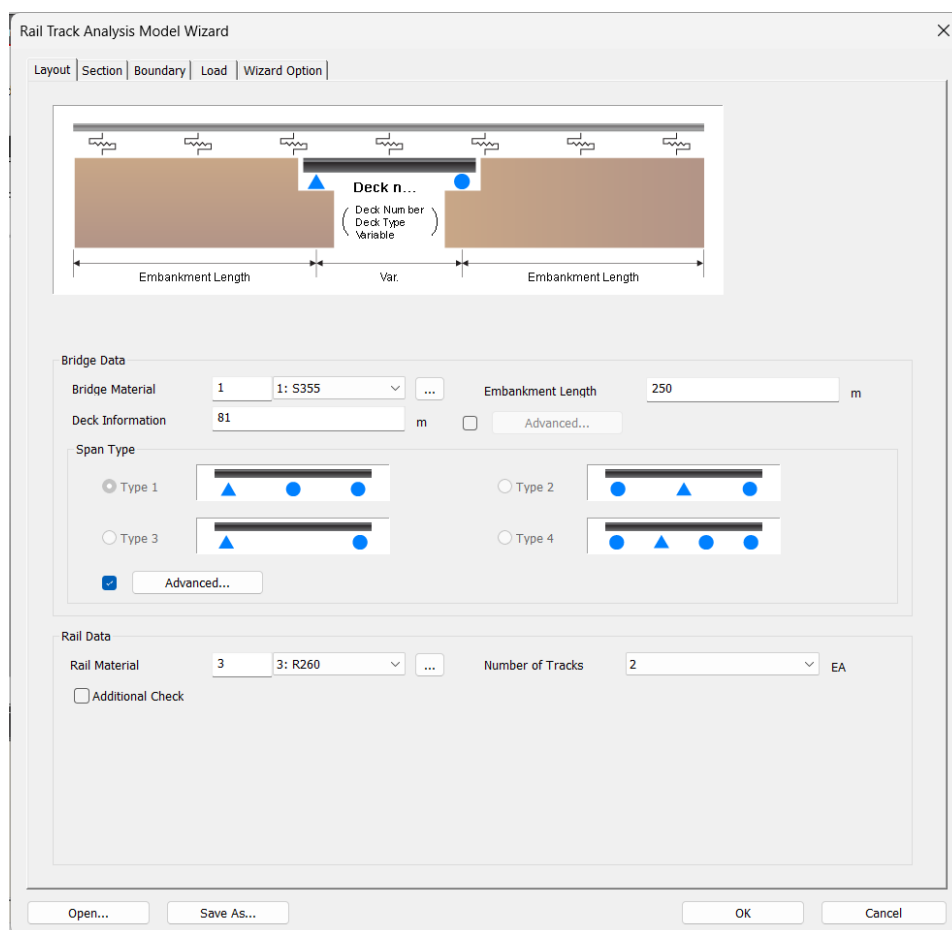
Konstrukční uspořádání nosné konstrukce mostu v podélném směru je definováno v záložce „Layout“. Zvoleny jsou materiál nosné konstrukce („Bridge material“), délka nosné konstrukce („Deck information“) a její uspořádání („Span Type“) a délka uvažovaného navazujícího zemního tělesa trati („Embankment Length“). Dále je stanoven materiál kolejnice a počet kolejí (v sekci „Rail Data“).

Software midas Civil 2024 **nenabízí možnost zakřivení nosné konstrukce** v případě využití průvodce pro stanovení interakce bezстыkové koleje a mostu.

Průvodce dále **neumožňuje zohlednit ani podélný sklon** konstrukce různý od vodorovného. Vliv podélného sklonu se nicméně dle platných norem a předpisů pro posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu neuvažuje (s výjimkou předpisu SŽDC S3, díl XVII, který je platný až pro tratě s rychlostí vyšší než 200 km·h⁻¹). [2] [13] [55]

Délka navazujícího zemního tělesa je pro vytvoření modelu uvažována 250 m. Materiál nosné konstrukce je zvolený dle projektu jako ocel třídy S355. Podrobněji je definován průřez nosné konstrukce v pozdější fázi.

Materiál kolejnice je uvažován jako ocel R260. Na mostě se nacházejí dvě koleje. Záložku „Layout“ zobrazuje obrázek 43.



Obrázek 43 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Layout“

Záložka “Advanced” v sekci “Deck information” umožňuje konkrétně specifikovat konstrukční uspořádání, přesněji počet polí spojitého nosníku a typ podpory (posuvný kloub nebo pevný kloub). Způsob zadávání prezentuje obrázek 44. Nosník je spojitý, třípolový, s pevným ložiskem na opěře O2. [33]

Advanced Span Type				
Deck Num	Locations	Support Condition	Span Length(m)	N Span
Deck1 (81m)	Left End	Roller	0	3
	Span1	Roller	25	
	Span2	Roller	31	
	Span3	Fixed	25	

Obrázek 44 - „Rail Track Analysis Model Wizard“, konstrukční uspořádání nosníku

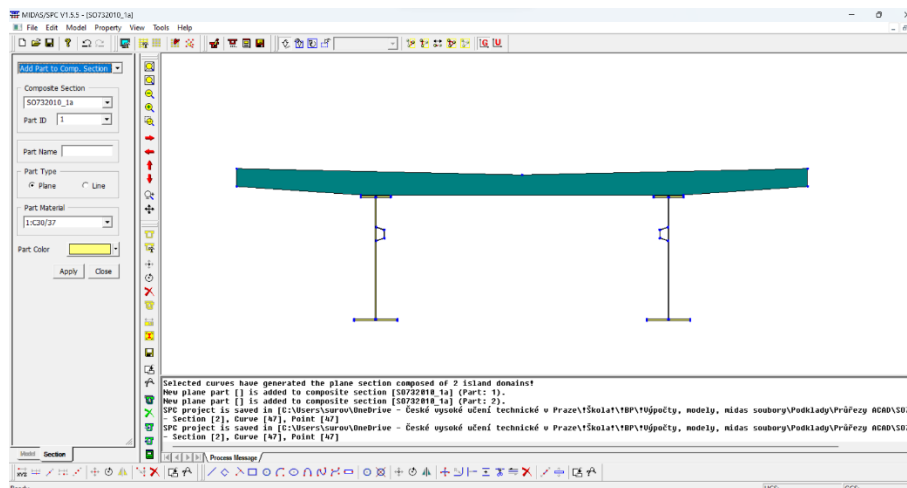
V další záložce označené jako „Section“ se stanovuje průřez nosné konstrukce mostu a průřez kolejnice. Pro posouzení interakce koleje a mostu je důležité řádově vystihnout tuhost nosné konstrukce. Za tímto účelem je v této fázi provedeno zjednodušení a model tak obsahuje pouze ocelové nosníky a železobetonovou desku s těmito nosníky spřaženou, římsy jsou započítány do celkového průřezu železobetonové desky. Rozměry ocelových nosníků uvádí pro ilustraci obrázek 45 převzatý z projektové dokumentace. [33] Výška ocelového nosníku činí 2300 mm. Tloušťka stojiny (stěny) se pohybuje od 20 do 25 mm, tloušťka pásnic od 25 mm do 50 mm, šířka horní pásnice je v rozmezí od 550 mm do 800 mm, šířka dolní pásnice od 800 do 1000 mm. [33]

OCELOVÁ KONSTRUKCE - ROZDĚLENÍ MATERIÁLU

MONTÁŽNÍ DÍL	M01		M02		M03		M04		M05					
BEDĚNÍ	CB1-C		CB2-B		CB1-B		CB2-A		CB1-A					
FAZE BETONÁŽE	17400		18000		15000		18000		17400					
	NK1.1		NK1.2		NK1.3		NK1.4		NK1.5					
	NK1.6		NK1.7		NK1.8		NK1.9		NK1.10					
	NK1.11													
VÝZTUHY STĚN	400	3000	3000	3500	3500	2500	2500	2500	2500	3500	3500	3000	3000	400
PRŮVNÁ ZTLUŽDILA		8000	7000	7000	5000	5000	7000	7000	5000	5000	7000	7000	8000	
ZMĚNA PRŮŘEZU		4400	13000	2700	10600	2700	15000	2700	10600	2700	13000	4400		
ROZPĚTÍ POLE		25000				31000				25000				
HORNÍ PÁSNICE	t _{tr}	25	25	40	40	40	25	40	40	40	25	25		
	b _{tr}	550	550	550	800	550	550	550	800	550	550	550		
HORNÍ PÁSNICE - PRŮVNÁ	t _{tr}													
	b _{tr}			550				550						
STĚNA	t _{st}	20	20	22	25	22	20	22	25	22	20	20		
POD. VÝZTUHA	t _{st}	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8		
DOLNÍ PÁSNICE	t _{tr}	30	35	40	50	40	40	40	50	40	35	30		
	b _{tr}	800	800	800	1000	800	800	800	1000	800	800	800		
TRNY		5 TRVNÓ150	5 TRVNÓ200		5 TRVNÓ150		5 TRVNÓ300		5 TRVNÓ150		5 TRVNÓ200	5 TRVNÓ150		
KRČNÍ SVAR.H. PÁSNICE		7	8	8	7	8	8	8	7	8	8	7		
KRČNÍ SVAR.D. PÁSNICE		7	8	8	7	8	8	8	7	8	8	7		

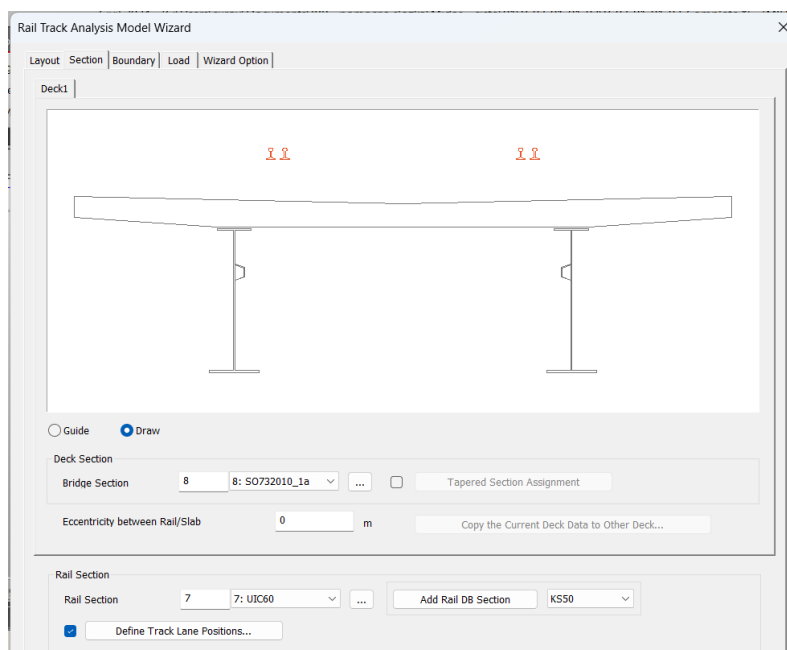
Obrázek 45 – Rozdělení materiálu po délce konstrukce (pro jeden ocelový nosník) [33]

Průvodce standardně neumožňuje vytvořit ocelobetonový průřez se dvěma ocelovými nosníky, a tak bylo nutné za tímto účelem využít nástroj SPC („Section Property Calculator“), jehož prostředí ilustruje obrázek 46.



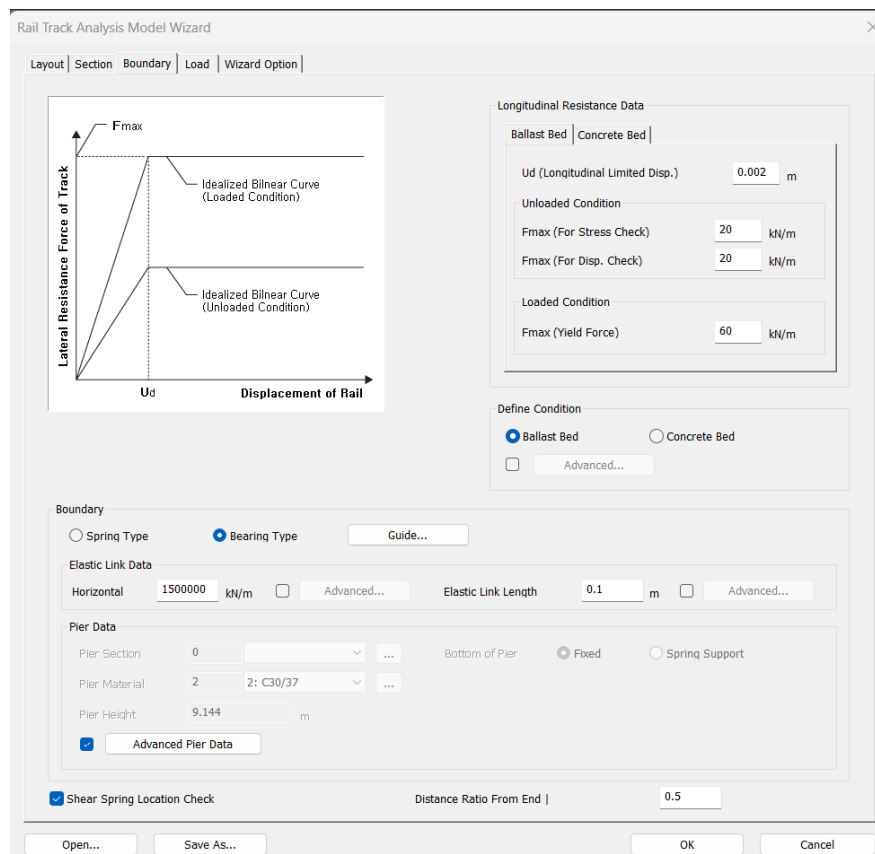
Obrázek 46 – SPC (Section Property Calculator)

Druhou částí průvodce je záložka „Section“ (obrázek 47). Průřez ocelových nosníků se po délce konstrukce mění (údaje z projektové dokumentace viz obrázek 45), nicméně tuto změnu průřezu není možné v této fázi zadávání údajů o nosné konstrukci zohlednit. Průřez sice může být po délce nosné konstrukce proměnný (tlačítko „Tapered Section Assignment“), avšak jedná se o průřezy s náběhem (např. proměnná tloušťka desky, klenbové mosty apod.). Dále je definován průřez kolejnice (UIC 60, tzn. 60E1) a odsazení koleje od osy mostu (tj. polovina osové vzdálenosti kolejí).



Obrázek 47 - „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Section“

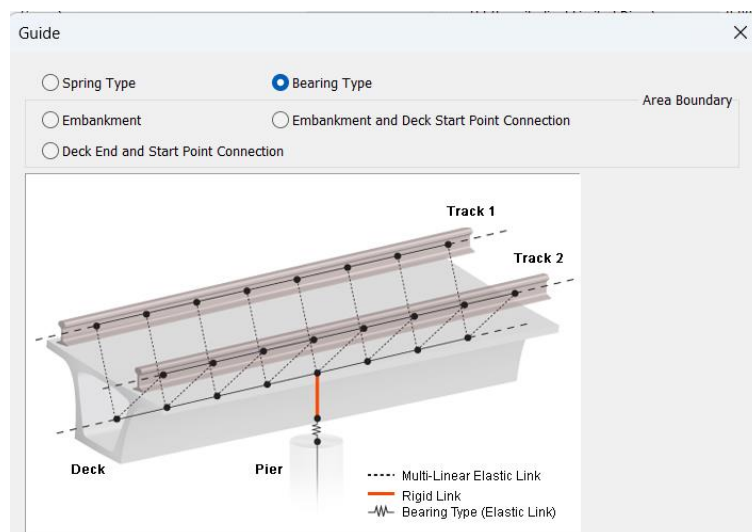
Další záložka („Boundary“, obrázek 48) slouží k definici podélného odporu zatíženého a nezatíženého kolejového lože a stanovení tuhosti spodní stavby. Pro podélný odpor kolejového lože jsou využita příslušná ustanovení norem [13] [2] [53], a jeho hodnoty tak činí $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ pro nezatížené kolejové lože („Unloaded Condition“) a $60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ pro zatížené kolejové lože („Loaded Condition“). Deformace, při které dojde k plastickému přetváření kolejového lože, činí 2 mm. [13]



Obrázek 48 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Boundary“

Spodní stavba je modelována prostřednictvím pilíře a pružiny reprezentující ložisko. Průvodce tento způsob nazývá jako „Bearing Type“ (obrázek 49). Tuhost pružného propojení a jeho délka byly zvoleny podle doporučení výrobce software. [63] V případě mostu SO 73-20-10 je pevné ložisko umístěné na opěře, která je ve výchozím stavu modelovaná jako pevný kloub, neboť 3D model je vytvořen pouze pro pilíře. Samotné ložisko lze nahradit pružným prvkem („elastic link“) o větší tuhosti. Nižší tuhost ložiska ($K_x = 1\,500\,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$) odráží fakt, že opěra není dokonale tuhá [33], což je nyní částečně zohledněno v podélné tuhosti prvku, který v modelu reprezentuje ložisko. Svislá tuhost prvku reprezentujícího ložisko je nyní a ve všech dalších případech uvažována hodnotou $K_z = 10\,000\,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$. Pokud je ložisko propojeno

s trojdimenzionálním modelem reprezentujícím spodní stavbu, jeho tuhost je uvažována jako $K_x = 10\,000\,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$.



Obrázek 49 – Modelování spodní stavby mostu

Průřez pilířů byl převzat z projektové dokumentace mostu. [33] Výška pilířů (8,30 m a 8,90 m) je stanovena jako výška nad základem, kdy základ samotný je včetně pilot reprezentován zjednodušeně vetknutím. Údaje o pilířích jsou zadávány prostřednictvím dialogového okna „Advanced Pier Data“ (obrázek 50).

Pier No.	Section	Material	Height(m)	Fixed	Spring Stiffness(kN/m)		Select
					Horizontal	Rotation	
Deck1_1	14: S0732010	2: C30/37	8.300	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	
Deck1_2	14: S0732010	2: C30/37	8.900	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	

Obrázek 50 – Zadávání údajů o pilířích prostřednictvím „Advanced Pier Data“

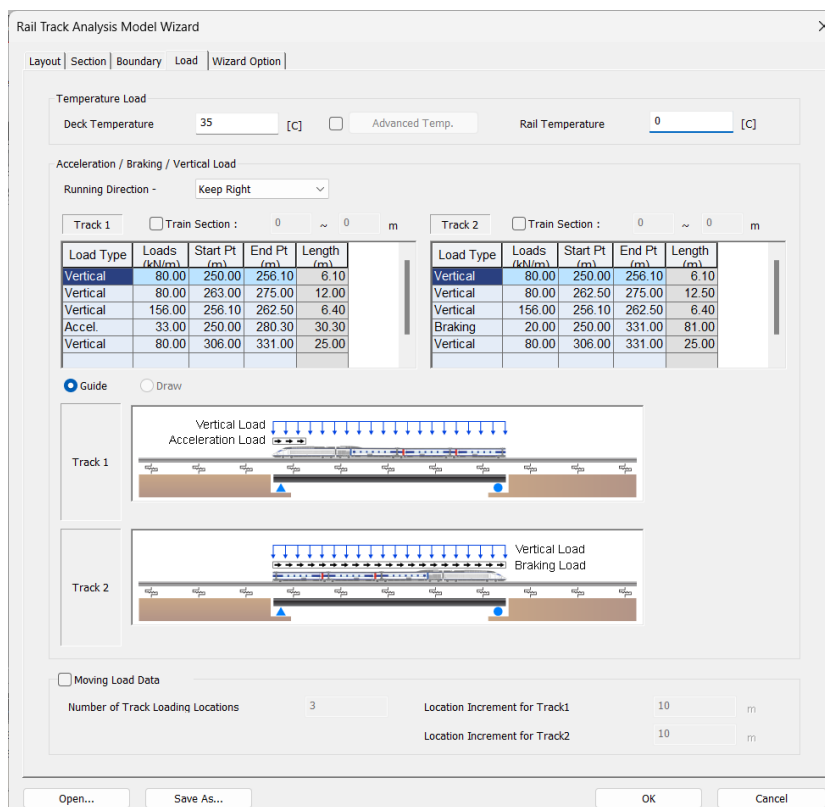
Zatížení je definováno v záložce „Load“ (obrázek 51). Teplota nosné konstrukce byla stanovena 35°C, teplota kolejnice 0°C; maximální teplotní rozdíl mezi nosnou konstrukcí mostu a kolejnicí norma [2] v obecné části přímo nedefinuje a uvádí pouze změnu teploty nosné konstrukce v rozsahu $\Delta T_N = \pm 35 \text{ K}$. Právě tato hodnota ovlivňuje výsledné napětí v kolejnici vyvolané délkovou deformací nosné konstrukce. [2] Přitom nehraje roli vzájemný teplotní rozdíl, nýbrž právě teplotní změna nosné konstrukce.

Svislé zatížení od dopravy reprezentuje model zatížení 71 (LM71 dle [2]), brzdné a rozjezdové síly jsou převzaty z téže normy. [2] Bodové síly byly nahrazeny spojitým zatížením při zachování stejného výsledného efektu dle rovnice 17, průvodce totiž umožňuje zadat pouze spojitá zatížení. Veškeré silové zatížení působí pouze

v rozsahu nosné konstrukce mostu, nikoliv v prostoru navazujícího zemního tělesa. Tento přístup je v souladu s obecnými předpoklady normy [2].

Rovnice 17 – Ekvivalentní spojitě zatížení

$$\frac{250 \cdot 4}{0,8 + 3 \cdot 1,6 + 0,8} = 156,25 [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$



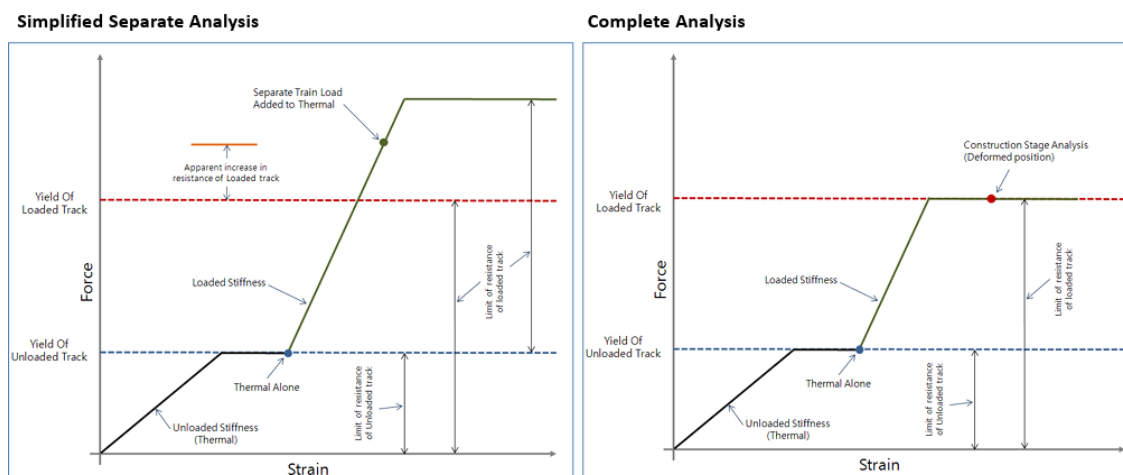
Obrázek 51 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Load“

Poloha zatížení byla stanovena z příčinkové čáry tak, aby byl vyvozen maximální ohybový moment v krajním poli, tato vzdálenost vychází 9,3 m od levého okraje spojitěho nosníku pro levé krajní pole. Do tohoto místa bylo umístěno zatížení $156 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, ve zbytku prvního pole a ve třetím poli působí síla $80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ dle LM71 [2]. Rozdělení zatížení po délce konstrukce upřesňuje obrázek 51. Alternativně je možné použít pohyblivé zatížení (sekce „Moving Load Data“) a posléze určit z vygenerovaného souboru zatížení jeho polohu, která vyvodí největší deformaci konstrukce.

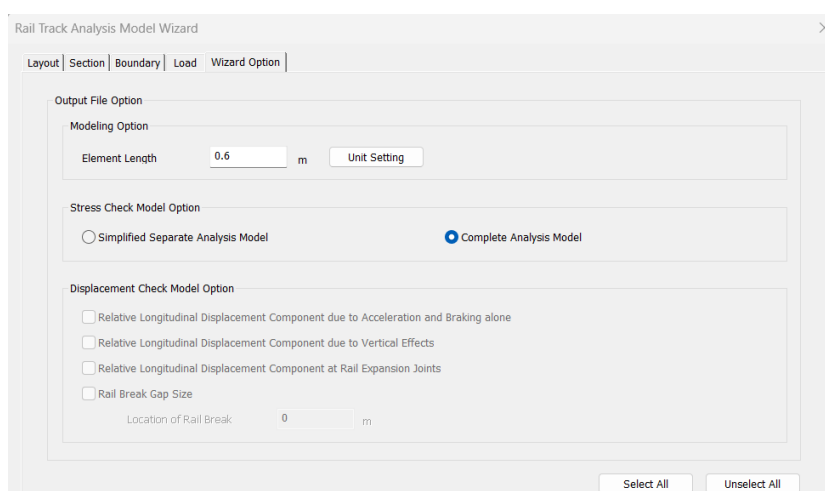
Poslední záložkou průvodce je část „Wizard Option“ (obrázek 53), kde lze zvolit délku elementů, které budou následně vytvářen model nosné konstrukce, kolejového lože a kolejnic. Zvolena byla délka 0,6 m, což odpovídá rozdělení praquek

(a tedy i upevňovadel) „u“. Druhou částí je volba výpočetního postupu. Je možné buď provést analýzu po jednotlivých složkách zatížení, resp. pro jednotlivě posuzované deformace (δ_B , δ_H nebo δ_V dle [2]), anebo kompletní analýzu, v rámci software midas Civil jde o fenomén popsany na obrázku 52. Rozdíl spočívá ve **zdánlivém nárůstu podélného odporu kolejového lože při superpozici odezvy jednotlivých zatěžovacích stavů**, což vede k nadhodnocení výsledné hodnoty podélného odporu kolejového lože. **Maximální podélný odpor kolejového lože je dosažen při svisle zatížené koleji**, nejedná se o součet podélného odporu v zatíženém i nezatíženém stavu.

Naopak v případě MVL 150 [13] a normy [2] značí pojem kompletní analýza (resp. komplexní analýza) vyšetření dílčích složek napětí a jejich součet, který musí být nižší než hodnota dovoleného namáhání kolejnice.



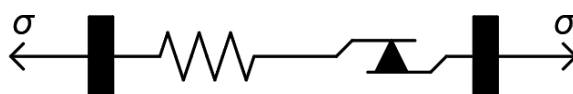
Obrázek 52 – Rozdíl zjednodušené a kompletní analýzy v software midas Civil [63]



Obrázek 53 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Wizard Option“

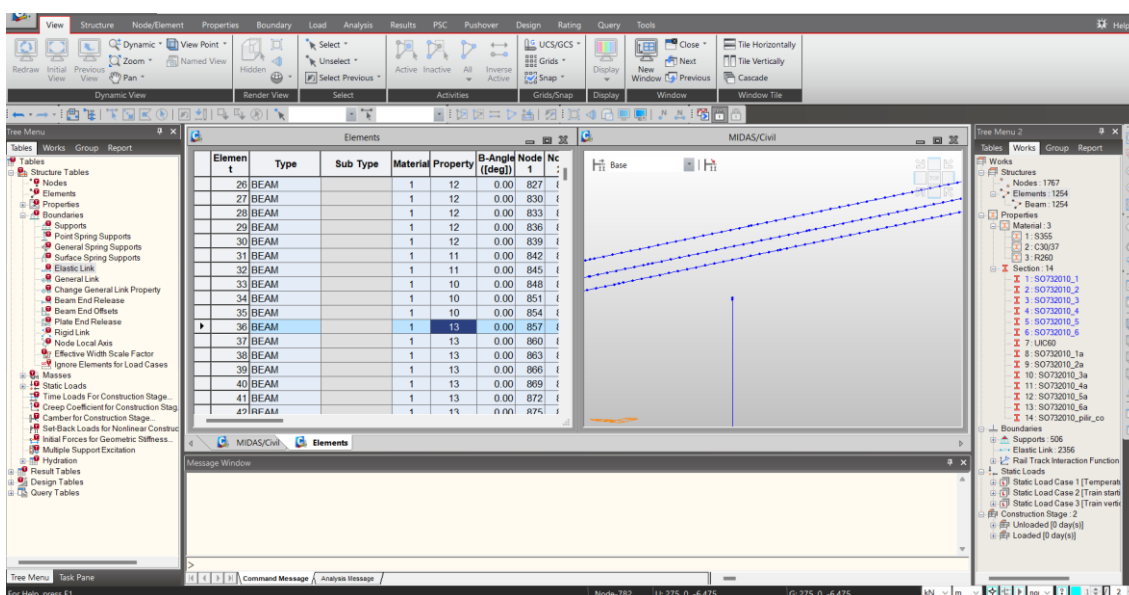
4.2.1.2. Vygenerovaný model

Po vyplnění všech zmíněných sekcí průvodce a potvrzení dojde k vytvoření modelu **nosné konstrukce mostu, kolejnic a pilířů**. Kolejnice jsou s nosnou konstrukcí mostu i navazujícím zemním tělesem propojeny nelineárními pružinami (viz obrázek 30 a obrázek 54) reprezentujícími **kolejové lože**. Nosná konstrukce je reprezentována jako jediný zadaný průřez (krajní průřez v krajním poli) po celé délce a s pilíři je propojena pružným článkem. Pilíře jsou vymodelovány dle zadaného průřezu a uvažovány vetknuté v místě základu. Opěry nejsou samostatně vymodelovány.



Obrázek 54 – sériově zapojený pružný a plastický článek – ideálně pružnoplastický model pro modelování kolejového lože

Výsledný model lze dále upravit. Nosná konstrukce mostu je rozdělena na jednotlivé, podle výše uvedeného nastavení 0,60 m dlouhé části. Každá tato část (element) má přiřazené vlastnosti, mj. průřez. Prostřednictvím tabulkového editoru (obrázek 55) je možné tyto průřezy po délce konstrukce měnit, a tak co nejpřesněji vystihnout geometrii nosné konstrukce mostu. Zjednodušený model po úpravě průřezů dle skutečného stavu [33] zobrazuje obrázek 56.



Obrázek 55 – Prostředí software midas Civil

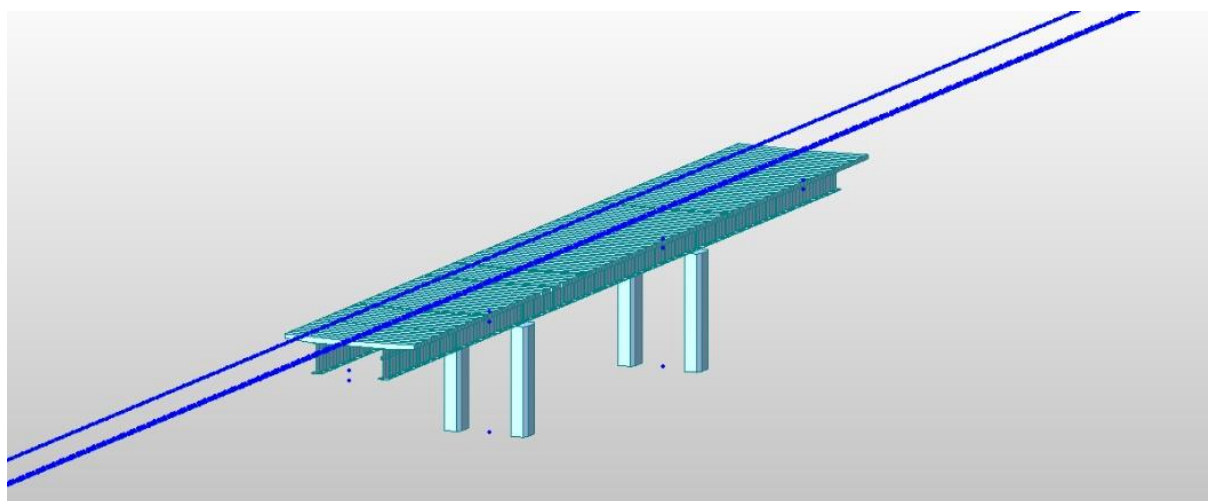
4.2.1.3. Výpočet a posouzení – prvotní předpoklady

Z hlediska ustanovení normy ČSN EN 1991-2 jsou klíčové hodnoty napětí v kolejnicových pásech a deformace nosné konstrukce na jejím konci, pro které platí příslušná omezení uvedená v kapitole 3.2 a 3.3.

Pro posouzení napětí v kolejnici je provedena kompletní analýza v software midas (**nejedná** se o kompletní analýzu dle ČSN EN 1991-2! Podrobnosti viz obrázek 52). Deformace mají být posuzovány jednotlivě; zvláště pro příslušný směr a kombinaci zatížení. Tento postup odpovídá “obecné” části normy [2] (kapitole 6.5.4).

První komplikací pro samotný výpočet je systémové omezení software, kdy pro provádění analýzy konstrukce je nezbytné umístit soubor na disk C: (resp. disk, kde je umístěn operační systém). Výsledný model konstrukce použitý pro prvotní posouzení zobrazuje obrázek 56. Po úspěšném provedení výpočtu lze zobrazit napětí v kolejnici pro stav, kdy je konstrukce zatížena teplotní změnou i svislým zatížením od dopravy. (obrázek 58).

Jak je uvedeno na obrázku 53 v kapitole 4.2.1.1, pro generování modelu byla zvolena “kompletní analýza”, nicméně zatížení působí pouze na nosnou konstrukci a nikoliv na navazující zemní těleso. Jednotlivé zatěžovací stavy jsou v této fázi posouzeny dohromady, výsledné napětí v kolejnici v důsledku působení systému kolejmost zahrnuje všechny posuzované vlivy dle příslušné normy [2].



Obrázek 56 – Zjednodušený 3D model mostu SO 73-20-10
(stavba Modernizace trati Sudoměřice – Votice)

Uvažovaná zatížení vycházejí z kapitoly 6.5.4.3 normy [2], nyní jsou uvažovány charakteristické hodnoty zatížení, což odpovídá také hodnotě klasifikačního součinitele $\alpha = 1,00$. Jedná se o zatížení:

- LM71 (svislé zatížení; první a třetí pole),
- brzdné a rozjezdové síly (vodorovné zatížení, celá délka nosné konstrukce),
- teplotní účinky (změna teploty nosné konstrukce $\Delta T = 35$ K).

Ostatní zatížení se neaplikují, což souvisí s postupem výstavby železničních mostních konstrukcí obecně. Přídavné namáhání bezстыkové koleje je způsobeno mj. deformací nosné konstrukce (průhybem, pootočením na konci nosníku).

Deformace od stálého zatížení může být kompenzována nadvýšením, jako je tomu u mostu SO 73-20-10 [33], dále je případně kompenzována v kolejovém loži. Kolejový rošt je pak pokládán až ve chvíli, kdy je nosná konstrukce deformována od své vlastní tíhy a tíhy kolejového lože. Vlastní tíha kolejového roštu (pro kolejnice 60E2, pražce B 91 T/2, rozdělení pražců "u" činí $630 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}$) je ve srovnání s vlastní tíhou kolejového lože (pro SO 73-20-10 a jednu kolej $4000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}$) významně menší, případnou deformaci nosné konstrukce vlivem vlastní tíhy kolejového roštu lze zanedbat. Také ve srovnání s charakteristickou hodnotou liniového zatížení modelu LM71 ($f_{LM71,k} = 80 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$) činí pouze 7,9 % ($f_{rošt,k} = 0,63 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$). Svaření kolejnic do bezстыkové koleje je navíc činností prováděnou v samém závěru výstavby. Deformace od zatížení dopravou je naopak významná, a proto je zahrnuta do posouzení kombinované odezvy. Navíc vzhledem ke svému charakteru krátkodobého zatížení nedojde k relaxaci napětí v kolejnici vyvolaného zatížením od dopravy.

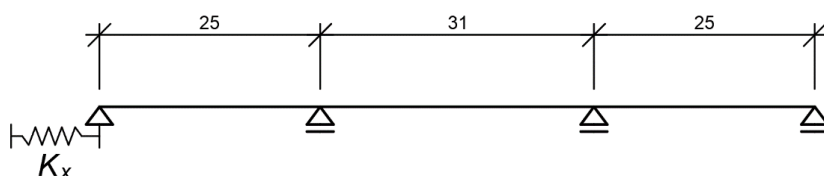
Napětí v kolejnici je ovlivněno také posunutím nosné konstrukce ve vodorovném směru, a z tohoto důvodu se podle norem [2] [13] posuzují také dominantní vodorovná proměnná zatížení. Výsledný vodorovný posun se přímo odvíjí od tuhosti a uspořádání spodní stavby K_x .

Deformace vzniklá smršťováním a dotvarováním betonu je zanedbána. Lze přijmout předpoklad, že reologické změny proběhnou dominantně v nejbližších dnech a týdnech po betonáži, tedy před pokládkou kolejového roštu a uvedením trati do provozu. Jejich účinky jsou dále v případě koleje umístěné v kolejovém loži omezeny cyklickou deformací nosné konstrukce od teploty. [13] Pro přesnější analýzu je však nezbytné i tyto vlivy zahrnout [2], stejně tak lze definovat nosnou konstrukci jako viskoelastický materiál.

Kritéria uvedená v kapitole 6.5.4.5.1 normy [2] (v této práci jsou uvedena v kapitole 3.2.2) jsou splněna, je možné konstrukci posoudit dle této „obecné“ části [2]. Dalšími způsoby by mohl být posudek dle přílohy G normy [2], případně kompletní analýza. Naopak podmínky pro postup podle kapitoly 6.5.4.6.1 [2] nejsou splněny kvůli překročení dilatační délky – $L_{T,732010} = 81 \text{ m} > L_{T,lim} = 40 \text{ m}$.

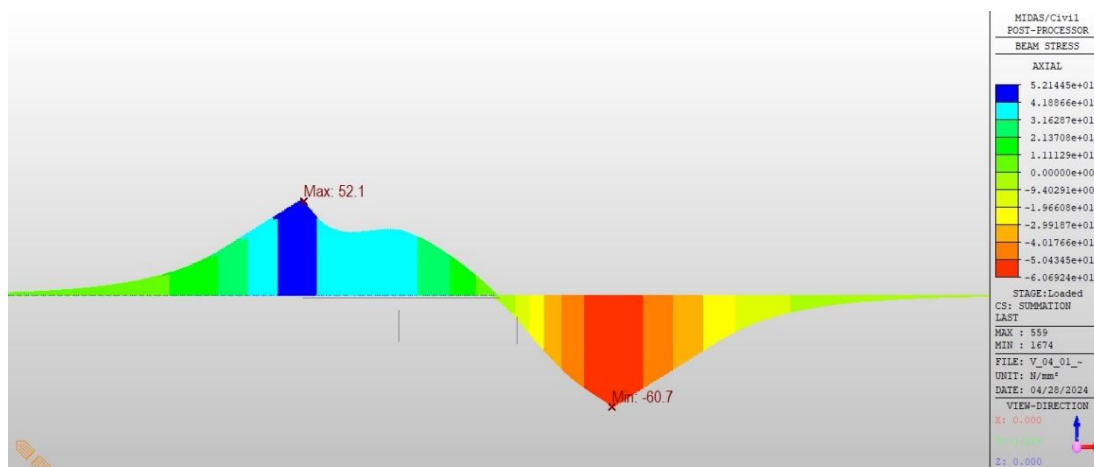
4.2.1.4. Základní verze modelu

Po provedení výpočtu, jež trvá řádově 25 sekund, je možné přistoupit k vykreslení vnitřních sil, napětí a deformací konstrukce. Statické schéma nosné konstrukce a spodní stavby je uvažováno dle obrázku 57.



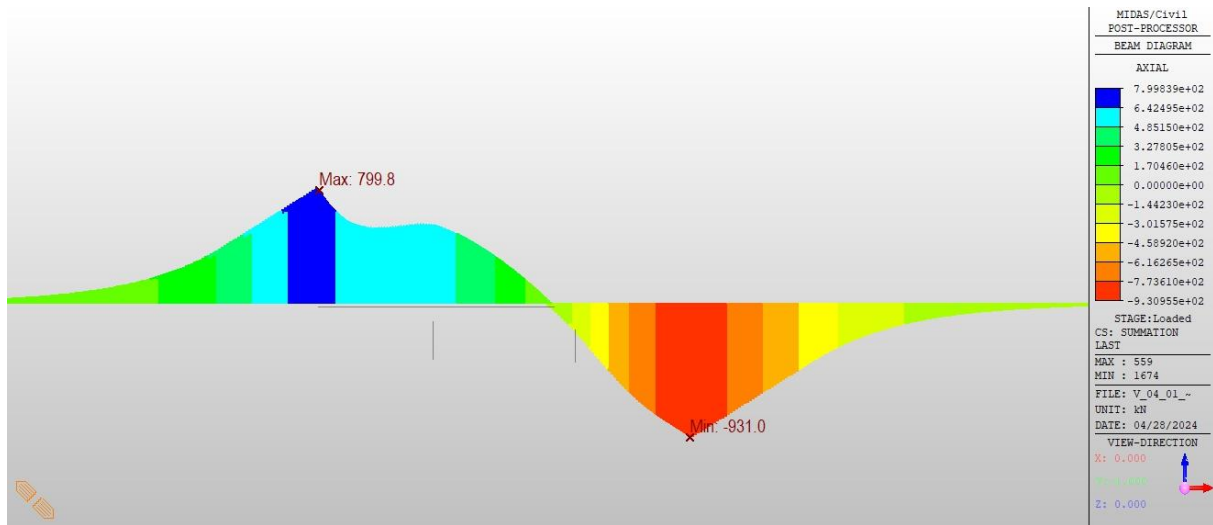
Obrázek 57 – Statické schéma, most SO 73-20-10, varianta základní, ozn. verze **10A4**

V případě zatížené konstrukce podle [2] a výše uvedených zásad jsou extrémní hodnoty přídavného namáhání kolejnice v důsledku kombinované odezvy +52,1 MPa (tah) a -60,7 MPa (tlak) (viz obrázek 58, který uvádí obálku normálového napětí pro obě koleje). Limitní hodnoty stanovené normou [2] činí +92,00 MPa (tah), resp. -72,00 MPa (tlak), uvažována jsou všechna proměnná zatížení podle [2]. Spočtené hodnoty tak vyhovují podmínkám stanoveným normou [2].



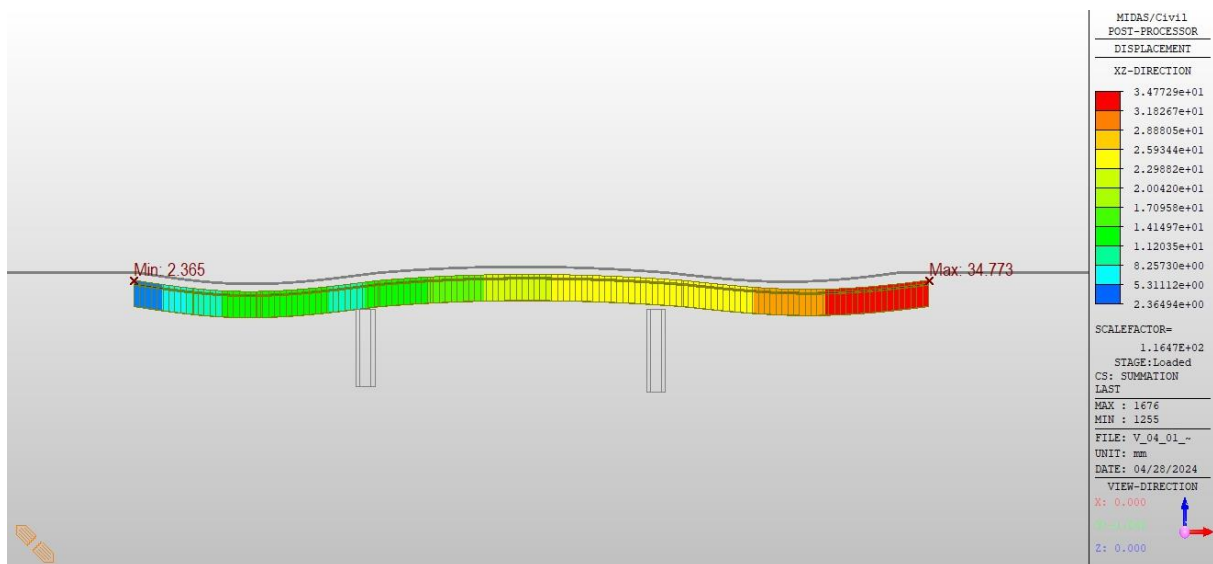
Obrázek 58 – Přídavné namáhání kolejnice v důsledku spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu; napětí σ_{kpl}

Normálová síla (obrázek 59) v kolejnici odpovídá svým průběhem výše vykreslenému napětí. Maximální hodnoty (v absolutní hodnotě) dosahují úrovně téměř 1 MN.



Obrázek 59 – Přídavné namáhání kolejnice v důsledku spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu; normálová síla v koleji (kolejnicích)

Normálové napětí v kolejnici je nicméně pouze prvním krokem posuzování. Další skupinou návrhových kritérií je limitní deformace. Deformovaný tvar nosné konstrukce pro všechna proměnná zatížení je vykreslen na obrázek 60.



Obrázek 60 – Základní model mostu SO 73-20-10, deformovaný tvar

Model vzniknuvší prostřednictvím průvodce uvažuje s provedením kompletní analýzy, tedy je vhodný pro souhrnné posouzení všech vlivů působících na kolej, resp.

kolejnici. V tomto významu kompletní analýza ovlivňuje hodnoty podélného odporu kolejového lože, jak je uvedeno na obrázku 52. Norma ČSN EN 1991-2 [2] předepisuje nutnost stanovení deformací jednotlivě, pro jednotlivé zatěžovací stavy. Lze předpokládat, že úpravy modelu lze docílit buď v průvodci volbou generování více souborů s jednotlivými zatěžovacími stavy, anebo při zachování jediného souboru specifikací různých zatěžovacích stavů („Load Cases“) a jejich kombinace („Load Combinations“), kde je navíc možné stanovit součinitele zatížení. Posuzované deformace a napětí jsou pro výchozí model uvedeny přehledně v tabulce 6. Pro posouzení deformací jednotlivě je nicméně nutné model dále upravit a nastavit právě kombinace zatížení. V této fázi by například vodorovná deformace na konci nosné konstrukce nevyhověla (dle obrázku 60 činí přes 30 mm, zatímco limitní hodnota se pohybuje v řádu jednotek milimetrů). Je nutné mít na paměti, že tato deformace je souhrnem veškerých účinků působícího zatížení, tedy i teploty. Vlivem oteplení o 35 K dojde u prostého nosníku délky 81 m k protažení o 28,4 mm (pro hodnotu $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, viz kapitola 2.2.2.5).

Tabulka 6 – Posouzení, výchozí model SO 73-20-10

Návrhové kritérium	Výsledná hodnota	Limitní hodnota	(Ne)vyhovuje
σ (tah/tlak) [MPa]	52,1/-60,7	92/-72	Vyhovuje
δ_H [mm]	N/A	8	Nelze stanovit
δ_B [mm]	N/A	5	Nelze stanovit
δ_V [mm]	N/A	3	Nelze stanovit

4.2.1.5. Úprava vstupních parametrů a extrakce sledovaných veličin

Úprava modelu obnáší změnu průřezů po délce konstrukce podle projektu [33] a změnu zatížení od dopravy a rozdělení jednotlivých zatěžovacích stavů. Statické schéma se od předchozí kapitoly nemění. Zatížení od dopravy je nyní v souladu s normou [2] uvažováno jako klasifikované. Pro trať 220 dle KJŘ a předmětný úsek (Sudoměřice – Votice, resp. Praha – Veselí nad Lužnicí) činí klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$. Součinitel 1,00 se použije pro kompletní analýzu nebo zjednodušené posouzení dle [2], nikoliv však pro posouzení dle „obecné části“ ČSN EN 1991-2. [2]

Dále je nutné se zaměřit na způsob, jakým budou jednotlivé hodnoty napětí a deformací z modelu extrahovány. Software midas v případě využití průvodce pro

posouzení kombinované odezvy metodou “kompletní analýzy” podle obrázku 52 vytvoří postupně několik fází:

- 1) „Unloaded“, konstrukce je nejprve zatížena změnou teploty,
- 2) „Loaded“, konstrukce je navíc podrobena silovému zatížení (brzdě a rozjezdové síly a svislé zatížení),
- 3) „PostCS“, tato fáze slouží ke zobrazení účinků dílčích zatížení, avšak bez uvážení jejich kombinace a časové souslednosti.

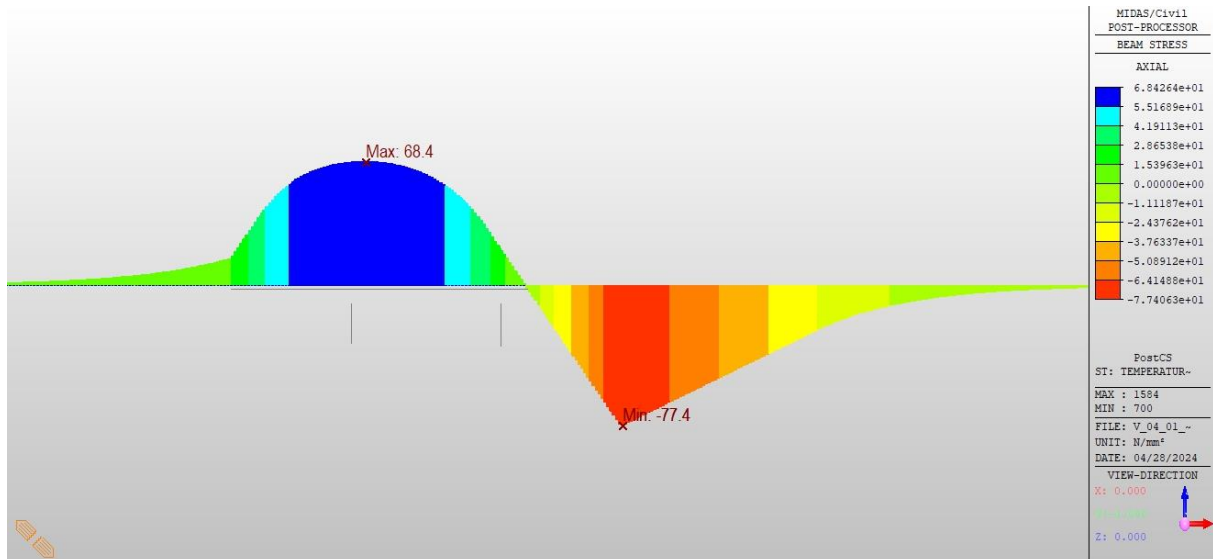
Vzhledem ke zjednodušenému výpočetnímu postupu jsou hodnoty napětí od brzdných a rozjezdových sil a svislého zatížení ve fázi „PostCS“ nadhodnoceny, tedy součet dílčích složek vypočítaných nezávisle ve fázi „PostCS“ je větší než celkový výstup ze software midas ve fázi „Loaded“ při uvažování kompletní analýzy ve smyslu obrázku 52. Konstrukce je zatěžována ve fázi „PostCS“ pouze jediným typem zatížení, což však s sebou nese i změnu v uvažovaném podélném odporu kolejového lože. Přesný způsob extrakce dílčích částí napětí nebo deformací při uvažování kompletní analýzy (tj. souhrnně všech proměnných zatížení) software midas neumožňuje, a proto jsou zjednodušeně a pro sledování trendů napětí od brzdných a rozjezdových sil použity hodnoty z fáze „PostCS“.

Vzhledem ke zvolené “kompletní analýze” (dle software midas, nikoliv podle předpisu [13] či normy [2]) v průvodci navíc není možné postupovat čistě cestou zavedení zatěžovacích stavů. Takovýto postup vede k významnému nárůstu výsledného napětí v koleji.

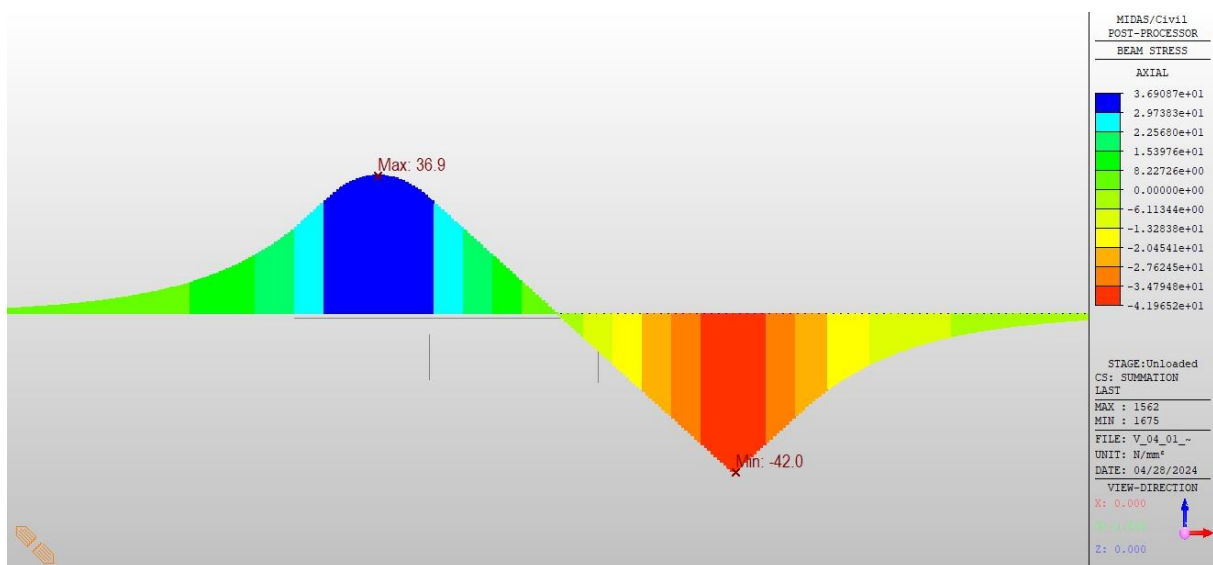
Podélný odpor kolejového lože je reprezentován jako nelineární vztah a jeho maximální hodnota se liší pro kolej svisle zatíženou a nezatíženou (viz obrázek 52). Právě z tohoto důvodu je důležité zatížit nejprve konstrukci teplotou (podélný odpor kolejového lože je uvažován nižší hodnotou pro nezatíženou kolej) a poté dodatečně konstrukci zatížit svislými a podélnými silami. Uvažuje se, že teplotní změny probíhají delší dobu než průjezd vlakové soupravy, a tedy že je kolejové lože svisle nezatíženo.

V případě, že je konstrukce zatížena až v poslední fázi (v software midas civil označované jako „PostCS“, tedy „následuje po konstrukčních fázích“), nejsou tyto nelineární vztahy aktivovány korektně pro zatíženou/nezatíženou kolej, ale zřejmě pouze pro zatíženou, ergo napětí vyvolané protažením nosné konstrukce mostu vlivem teploty zřetelně naroste. Software uvažuje pro zatížení teplotou zvýšenou hodnotu podélného odporu kolejového lože pro svisle zatíženou kolej. Srovnání uvádí obrázek 61 (postup úpravou kombinací zatížení ve fázi „PostCS“) a obrázek 62 (využití

konstrukčních fází). Ve všech případech jsou vykresleny obálky napětí pro obě koleje. Jejich odlišný tvar je pravděpodobně způsoben tím, že svislé zatížení (LM71) je umístěno pouze na prvním a třetím poli, a tedy software uvažuje zvýšení podélného odporu pouze v krajních polích, nikoliv po celé délce modelu, resp. konstrukce mostu.



Obrázek 61 – Napětí v koleji vyvolané teplotní změnou nosné konstrukce, fáze „PostCS“ (s využitím kombinací zatížení)

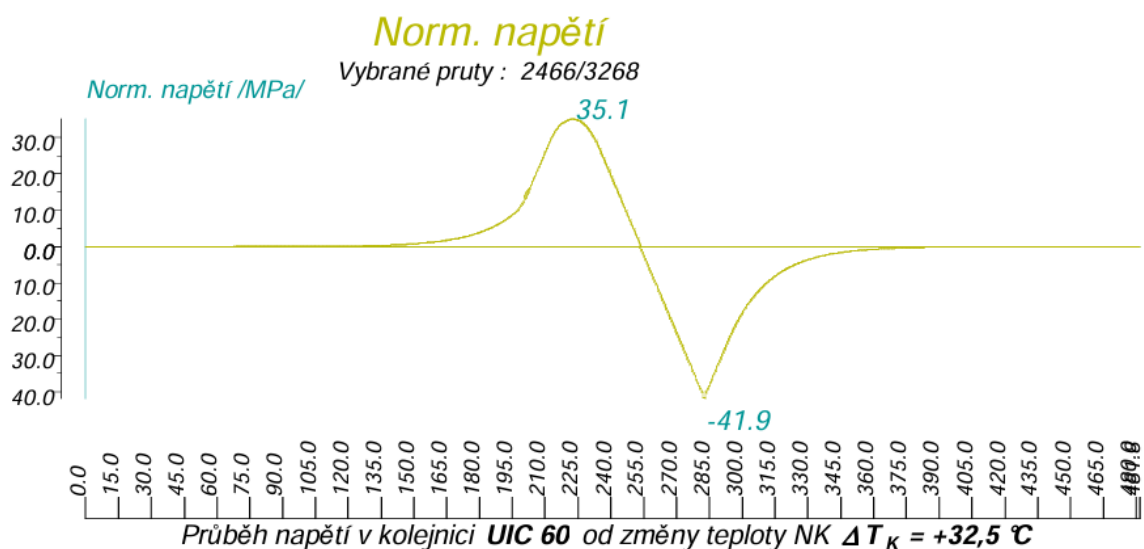


Obrázek 62 – Napětí v koleji vyvolané teplotní změnou nosné konstrukce, varianta modelu s konstrukčními fázemi (fáze „Unloaded“)

Rozdíl mezi fázemi „Unloaded“, „Loaded“ a „PostCS“ je tak zřejmý – ve fázi „PostCS“ software uvažuje již zvýšený podélný odpor kolejového lože, což vylučuje posouzení napětí v kolejnicových pásech vyvolaného změnou teploty v této fázi.

Další možností je úplné odstranění konstrukčních fází vytvořených průvodcem. Eliminací iterativního postupu dojde ke skokovému zrychlení výpočtu (z 20 sekund na 3 sekundy). Pro fázi „Unloaded“ modelu s konstrukčními fázemi a model zcela bez konstrukčních fází jsou napětí vyvolaná změnou teploty nosné konstrukce stejná, tyto modely se však následně liší v dodatečném napětí vyvolaném svislým a podélným zatížením na zatížené koleji (tj. pro zvýšený podélný odpor kolejového lože). Tento rozdíl je opět způsoben rozdílnou kombinací použitých vztahů pro podélný odpor kolejového lože. Deformace nosné konstrukce je ve všech případech obdobná, nicméně právě napětí v koleji (kolejnicích) je významně odlišné.

Pro srovnání, statický výpočet ze zadávací dokumentace stavby uvádí průběh napětí vlivem změny teploty dle obrázku 63. Změna teploty (zde +32,5 K) byla uvažována jiným, přesnějším způsobem než stanoví norma [2] pro zjednodušené výpočty.



Obrázek 63 – Napětí v kolejnici vyvolané změnou teploty, SO 73-20-10, statický výpočet [33]

V dalších výpočtech je uvažováno s využitím modelů vytvořených průvodcem s konstrukčními fázemi s tím, že napětí vyvolané změnou teploty jsou převzaty z fáze „Unloaded“ (zatížení pouze teplotou), **celkové napětí** v kolejnicových pásech je získáno z fáze „Loaded“, ale deformace vyvolané silovým zatížením a dílčí složky napětí jsou přes výše uvedené stanoveny z fáze „PostCS“. Pro posouzení deformací δ_B a δ_H je tedy použit výstup z této fáze (jednotlivě pro **brzdné a rozjezdové síly**, resp. **svislé zatížení**) – v obou případech byly stanoveny hodnoty inkrementálního

pootočení konstrukce vlivem silového zatížení. Deformace δ_v je získána z fáze „Loaded“, kdy je konstrukce zatížena dohromady celým uvažovaným proměnným zatížením a není nutné sledovat izolovaně jednotlivá silová zatížení.

Deformace δ_v a δ_H v místě pevného ložiska byly vypočteny z pootočení na konci nosné konstrukce (v místě ložiska) – bod otáčení je uvažován na spodním líci nosné konstrukce. Výpočet byl proveden podle rovnice 18, kde δ značí hledanou deformaci, ϕ_P pootočení v místě uložení nosné konstrukce a x přesah nosné konstrukce/výšku nosné konstrukce. Rozměry konstrukce jsou převzaty z obrázku 45. [33]

Rovnice 18 – Výpočet deformace

$$\delta = x \cdot \tan(\phi_P) \Rightarrow \delta = x \cdot \phi_P; \phi_P \approx 0$$

Rozdílný výpočet deformace δ_H na straně místě pevného ložiska (na základě pootočení) a na straně posuvného ložiska (přímé odečtení z diagramu vytvořeného software midas civil) je dán rozdílným charakterem původu této deformace. Zatímco v místě pevného ložiska lze deformaci δ_H rozdělit na část způsobenou podélnou deformací spodní stavby (konečná tuhost K_x) a část způsobenou pootočením nosné konstrukce, v místě podélně posuvného ložiska je dílem tvořena pootočením nosné konstrukce a posunem v ložisku. Hodnoty, kterých jednotlivé části deformace dosahují, jsou uvedeny v příslušných tabulkách s výsledky. Ukazuje se, že deformace δ_H jsou ve všech případech hluboko pod limitní hodnotou, a tak lze výše uvedený postup získávání hodnot δ_H hodnotit jako přijatelný v mezích této práce, neboť i při sečtení hodnot δ_H pro oba konce nosné konstrukce jsou limitní deformace stále splněny.

Úprava modelu spočívá kromě úpravy průřezů také v modifikaci svislého zatížení, které je nyní **násobeno klasifikačním součinitelem**, jak stanovuje norma [2].

Výše uvedené poznatky jsou shrnuty do výsledného postupu pro posuzování dalších modelů železničních mostů:

- 1) **Stanovení vyšetřovaného extrému napětí** = tlak v místě nad opěrou, kde je umístěno (podélně) pohyblivé ložisko,
- 2) **vyvolání extrémního tlakového napětí** v kolejnici ve vyšetřovaném bodě vlivem **změny teploty nosné konstrukce** (+35 K),
- 3) **vyvolání extrémního tlakového napětí** v kolejnici ve vyšetřovaném bodě vlivem **brzdných a rozjezdových sil** (působících za tímto účelem po celé délce nosné konstrukce),

- 4) za využití příčinkové čáry (vytvořené v software midas Civil) nalezení takového rozmístění svislého zatížení, aby bylo vyvozeno ve vyšetřovaném bodě **extrémní tlakové napětí vlivem svislého zatížení** (klasifikované zatížení LM71),
- 5) **stanovení napětí** v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy (fáze „Unloaded“ – teplotní změny; fáze „Loaded“ – souhrnně všechna proměnná zatížení) – výstupy z fáze „Loaded“ slouží k celkovému zjednodušenému posouzení, zda konstrukce vyhoví ustanovením normy [2],
- 6) stanovení napětí v kolejnicových pásech vlivem svislého zatížení (fáze „PostCS“, pouze v některých modelech),
- 7) **stanovení dílčí části napětí v kolejnicových pásech vlivem brzdných a rozjezdových sil** (fáze „PostCS“, hodnoty jsou využity primárně pro sledování trendů při změnách vstupních podmínek modelu),
- 8) stanovení deformace δ_V (fáze „Loaded“),
- 9) stanovení deformace δ_H a δ_B (fáze „PostCS“ a příslušné typy zatížení),
- 10) úprava modelu (změna tuhosti spodní stavby, vytvoření semi-integrované konstrukce).

Sledovanými veličinami jsou především:

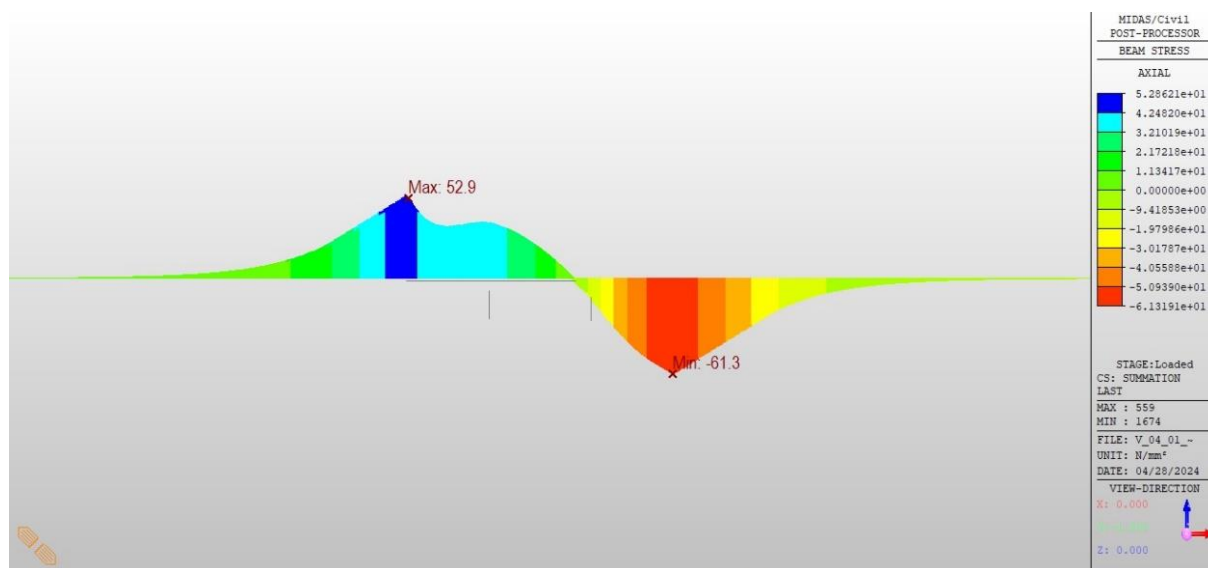
- 1) Přídavné namáhání kolejnic od kombinované odezvy (tj. jsou uvažována všechna předepsaná proměnná zatížení) – extrémní tlakové a tahové napětí $\sigma_{kpl,min}$ a $\sigma_{kpl,max}$ (lokalizováno v místě opěry, viz postup zatěžování),
- 2) přídavné namáhání kolejnic od kombinované odezvy – extrémní tlakové a tahové napětí vlivem změny teploty $\sigma_{T,min}$ a $\sigma_{T,max}$,
- 3) namáhání kolejnic vlivem působení brzdných a rozjezdových sil – extrémní tlakové a tahové napětí $\sigma_{B,min}$ a $\sigma_{B,max}$,
- 4) deformace δ_V , δ_H a δ_B dle příslušných ustanovení normy [2],
- 5) pootočení nosné konstrukce φ_H , resp. φ_V , za účelem podrobnější analýzy deformací sledovaných dle bodu 4),
- 6) a v případě některých modelů také namáhání kolejnic vlivem působení svislého zatížení – extrémní tlakové a tahové napětí $\sigma_{V,min}$ a $\sigma_{V,max}$.

Jednou ze vstupních veličin je také tuhost spodní stavby K_x [kN*m⁻¹]. Posuzována je vždy celá konstrukce mostu a bezстыkové koleje, a to pro obě koleje zároveň.

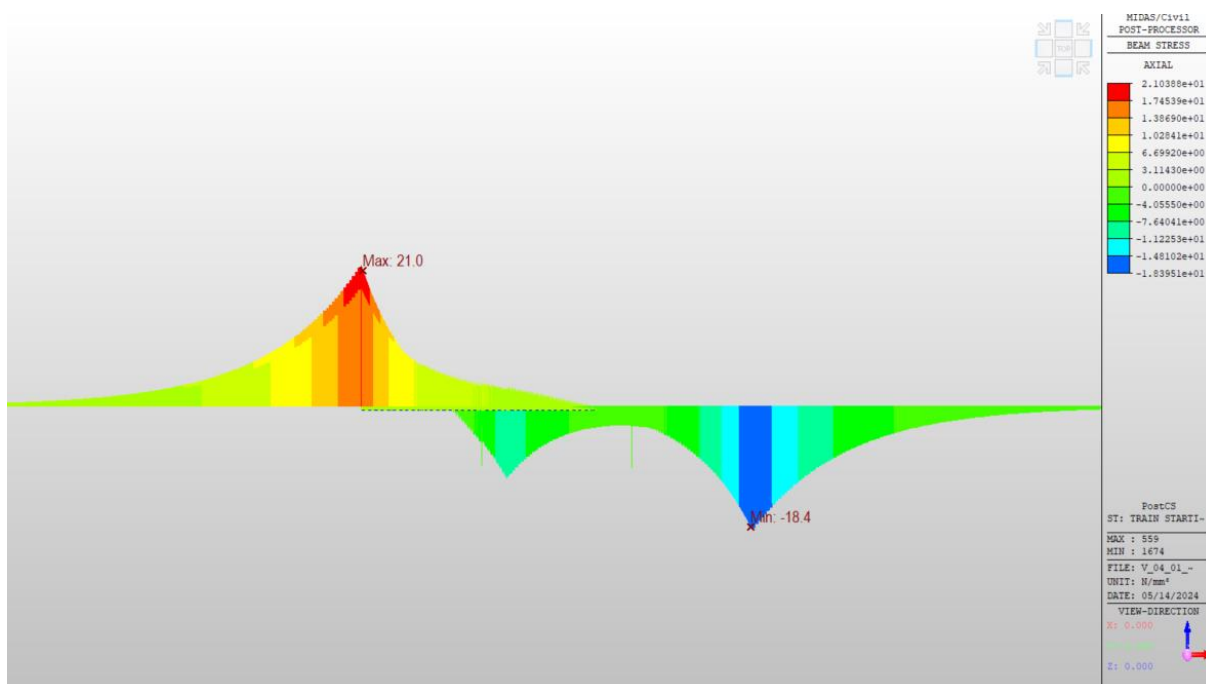
Další vylepšení tohoto postupu spočívá ve vyšetřování všech bodů, ve kterých se může vyskytnout extrémní hodnota napětí. Tyto body leží nejen nad opěrou, ale i v poli. Jak je výše uvedeno, se změnou dilatující délky mostu se však poloha potenciálních extrémů v poli mění, což komplikuje efektivní posuzování modelů dle struktury uvedené na grafu 2. Extrémní hodnota napětí (vlivem teplotní změny nosné konstrukce) zůstává právě nad koncem nosné konstrukce v místě pohyblivého ložiska. Precizace a zobecnění tohoto postupu může být součástí navazující práce, neboť se jedná i vlivem nelineárního chování konstrukce o poněkud komplexní záležitost, jejíž podrobný popis překračuje rámec této práce.

4.2.1.6. Upravený model

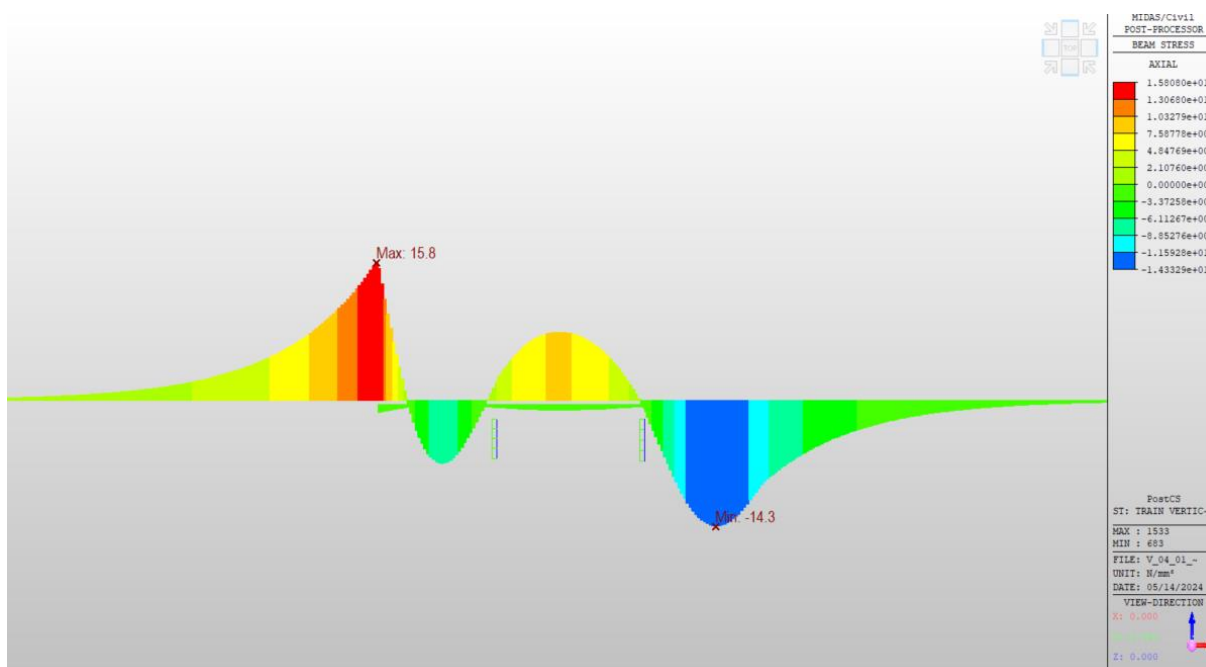
Výsledné hodnoty napětí v kolejnici (pouze v důsledku kombinované odezvy) a deformací (pro různé zatěžovací stavy) uvádí tabulka 7. Suma normálových napětí v kolejnicových pásech je uvedena na obrázku 64, vykreslena je obálka napětí pro obě koleje. Napětí vyvolané brzdnými a rozjezdovými silami uvádí obrázek 65, pro svislé zatížení je tento případ zobrazen na obrázek 66. Deformovaný tvar konstrukce uvádí obrázek 67, obrázek 68 a obrázek 69.



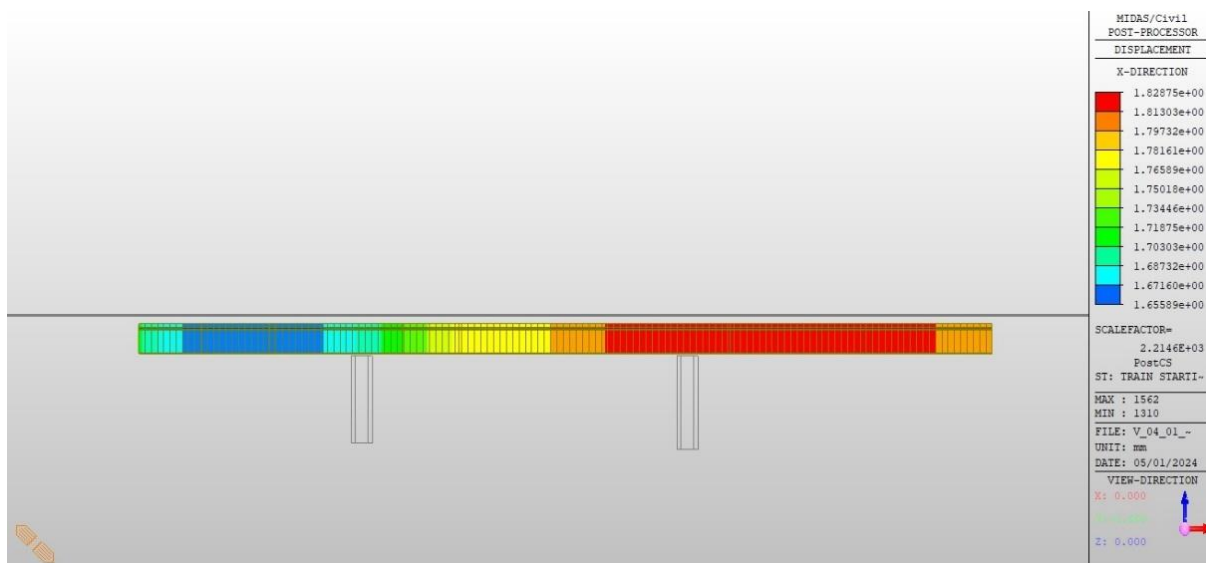
Obrázek 64 – Normálové napětí v kolejnici σ_x ; upravený model SO 73-20-10



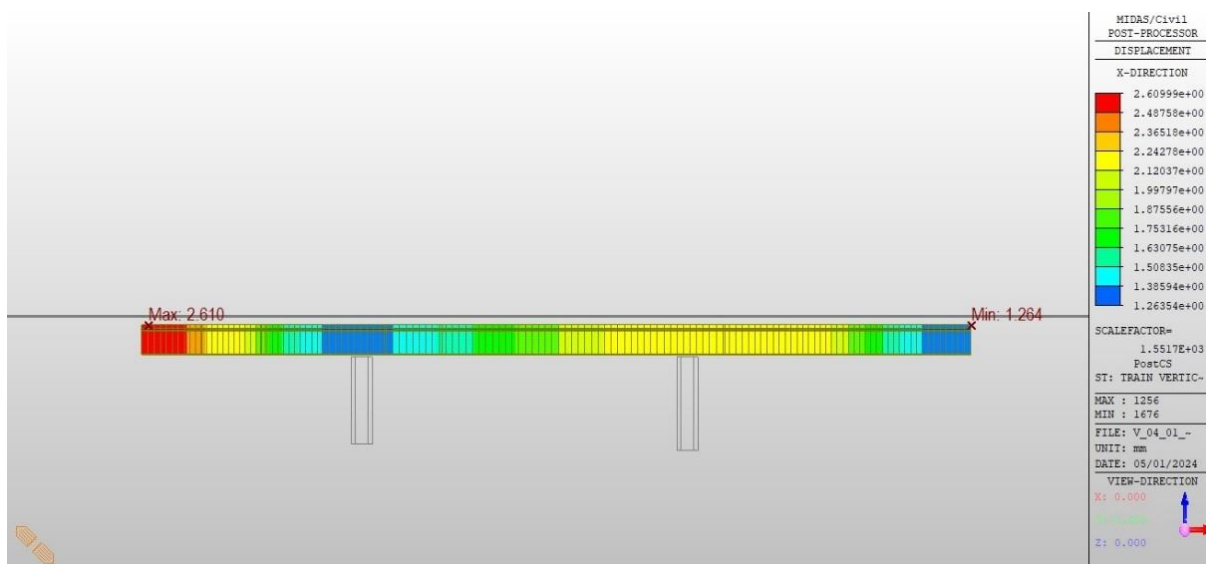
Obrázek 65 – Obálka napětí v kolejnicích, působení brzdných a rozjezdových sil;
upravený model SO 73-20-10



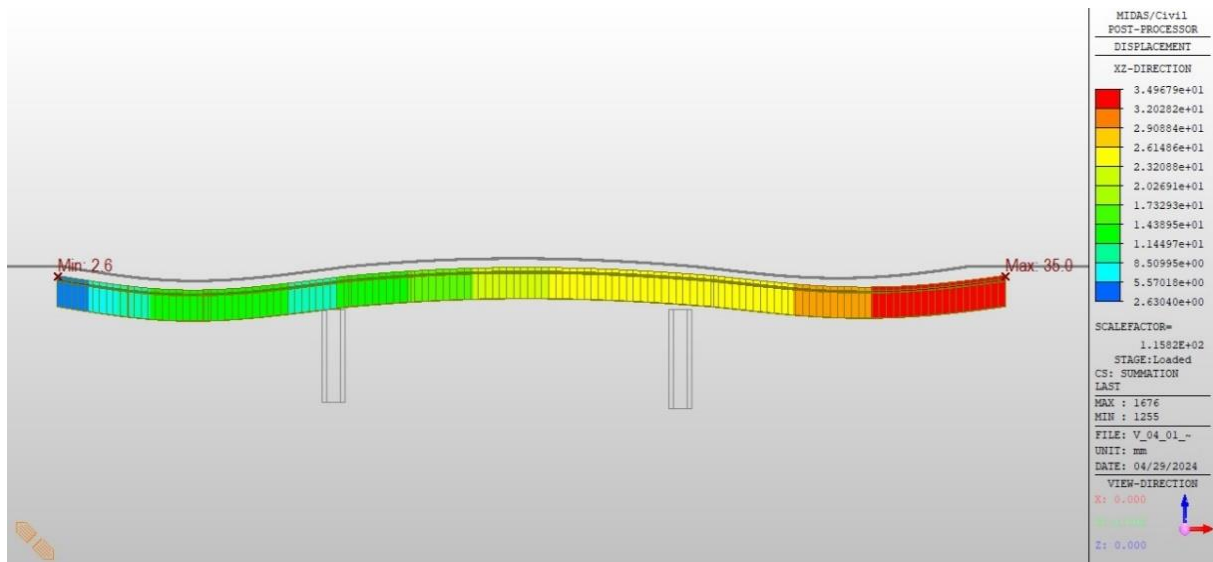
Obrázek 66 – Obálka napětí v kolejnicích, působení svislého zatížení;
upravený model SO 73-20-10



Obrázek 67 – Podélná deformace od brzdných a rozjezdových sil δ_B ;
upravený model SO 73-20-10



Obrázek 68 – Podélná deformace od svislého zatížení δ_H ;
upravený model SO 73-20-10



Obrázek 69 – Celková deformace od proměnného zatížení (fáze „Loaded“);
upravený model SO 73-20-10

Tabulka 7 – Posouzení, úprava modelu SO 73-20-10

Návrhové kritérium	Výsledná hodnota	Limitní hodnota	(Ne)vyhovuje
σ (tah/tlak) [MPa]	52,9/-61,3	92,00/-72,00	Vyhovuje
δ_H [mm]	3,1	8,0	Vyhovuje
δ_B [mm]	4,8	5,0	Vyhovuje
δ_V [mm]	0,5	3,0	Vyhovuje

Konstrukce mostu SO 73-20-10 vyhovuje podmínkám stanoveným v ČSN EN 1991-2, kapitole 6.5.4. Vypočítané normálové napětí σ pro kombinaci zatížení uvedenou v kapitole 4.1.1 činí 57,5 % (tah), resp. 85 % (tlak) limitní hodnoty. Limitní deformace nejsou překročeny.

Podrobněji jsou výsledné hodnoty uvedeny v souhrnné tabulce v následující kapitole. Uvažována zde byla podélná tuhost spodní stavby K_x v hodnotě 1 500 000 kN*m⁻¹.

4.2.1.7. Základní varianta, změna tuhosti spodní stavby

Při zachování statického schématu, zatížení i ostatních parametrů nosné konstrukce byla upravena podélná tuhost K_x reprezentující spodní stavbu a ložisko. Výsledné hodnoty napětí a deformací v místě opěry OP1 (dle obrázku 57 vlevo, pevné ložisko) uvádí tabulka 8, v místě opěry OP2 (dle obrázku 57 vpravo, pohyblivé ložisko) tabulka 9, extrémní tahové namáhání v obecné poloze tabulka 10, vývoj napětí pro

reálně dosažitelné tuhosti K_x opěry uvádí graf 3. Pojem „elastic link“ označuje pružný prvek v software midas Civil, který je definován svou tuhostí (ve svislém směru $K_z = 10\,000\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, v podélném směru K_x s proměnnou hodnotou).

Vzhledem ke zjednodušenému výpočetnímu postupu jsou hodnoty napětí od brzdících a rozjezdových sil a svislého zatížení nadhodnoceny, tedy součet dílčích složek vypočítaných nezávisle je větší než celkový výstup ze software midas při uvažování kompletní analýzy ve smyslu obrázku 52. Toto zjednodušení je platné pro všechny provedené výpočty.

Pro následující tabulky platí, že tučně uvedené hodnoty patří mezi veličiny posuzované normou [2]; v případě souladu s návrhovými kritérii je pole podbarveno zeleně a naopak není-li návrhové kritérium splněno, pole je podbarveno červeně.

Tabulka 8 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze **10A4**

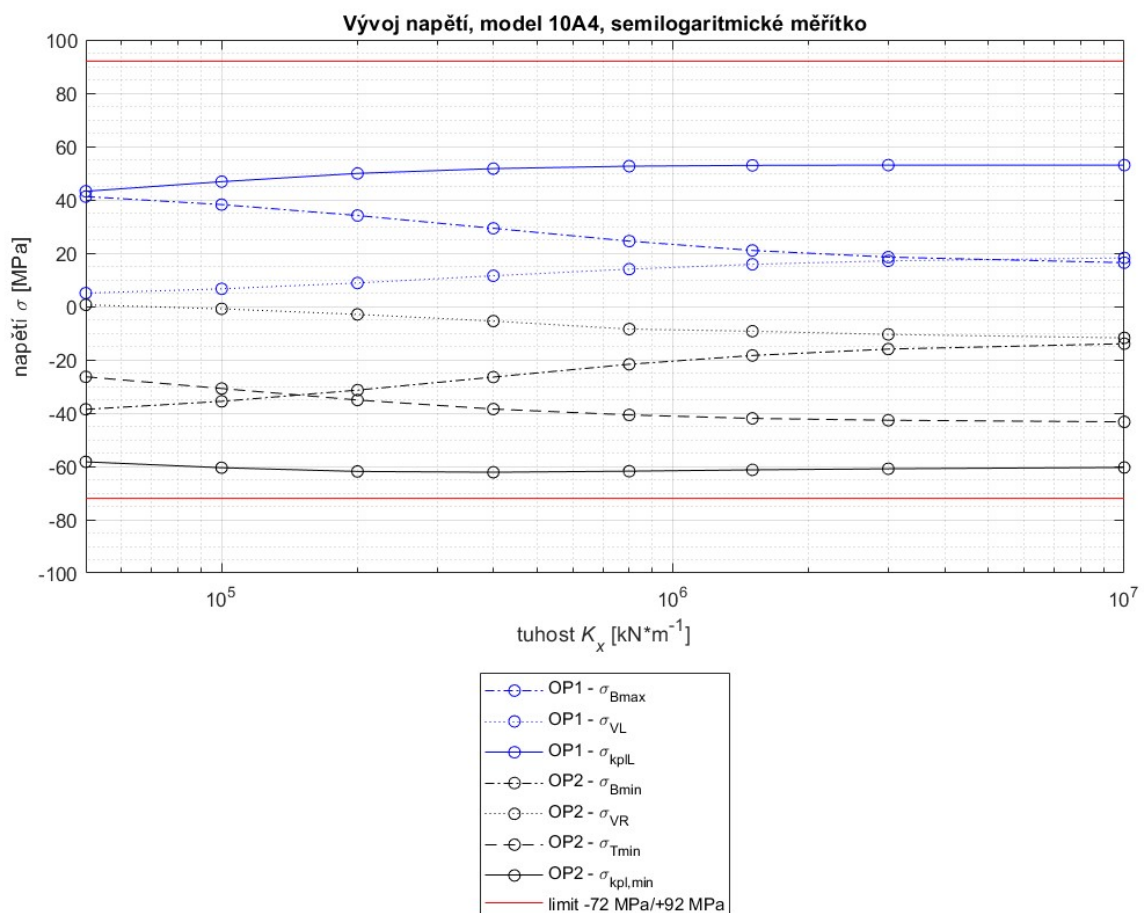
MODEL 10A4 - TUHOST ZÁKLADU - elastic link	OPĚRA OP1 - DEFORMACE					OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
73-20-10 stávající uspořádání Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	φ_{HL} [rad]	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]	σ_{VL} [MPa]	σ_{kplL} [MPa]
50000.00	0.00129	0.00121	3.4	0.5	5.3	41.2	5.0	43.2
100000.00	0.00127	0.00118	3.4	0.5	4.7	38.2	6.6	46.8
200000.00	0.00125	0.00117	3.3	0.5	3.9	34.1	8.8	49.9
400000.00	0.00122	0.00117	3.3	0.5	3.0	29.3	11.5	51.7
800000.00	0.00119	0.00118	3.2	0.5	2.2	24.5	14.0	52.6
1500000.00	0.00117	0.00118	3.1	0.5	1.8	21.0	15.8	52.9
3000000.00	0.00116	0.00119	3.1	0.5	1.3	18.5	17.1	53.0
10000000.00	0.00115	0.00119	3.1	0.5	1.0	16.4	18.2	53.0

Tabulka 9 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze **10A4**

MODEL 10A4 - TUHOST ZÁKLADU - elastic link	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ			
73-20-10 stávající uspořádání Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]	σ_{VR} [MPa]	$\sigma_{kpl,min}$ [MPa]
50000.00	-0.00102	-0.3	0.4	5.2	-38.6	-26.4	0.6	-58.3
100000.00	-0.00102	-0.1	0.4	4.6	-35.6	-30.8	-0.9	-60.5
200000.00	-0.00102	0.3	0.4	3.9	-31.4	-35.1	-3.0	-61.9
400000.00	-0.00102	0.6	0.4	3.1	-26.5	-38.5	-5.5	-62.2
800000.00	-0.00101	1.0	0.4	2.3	-21.7	-40.7	-8.5	-61.8
1500000.00	-0.00101	1.3	0.4	1.7	-18.4	-42.0	-9.3	-61.3
3000000.00	-0.00101	1.5	0.4	1.4	-16.0	-42.7	-10.5	-60.9
10000000.00	-0.00101	1.6	0.4	1.1	-14.0	-43.3	-11.8	-60.4

Tabulka 10 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze **10A4**

MODEL 10A4 - TUHOST ZÁKLADU - elastic link	EXTRÉMNI NAPĚTÍ - OBECNÁ POLOHA			
73-20-10 stávající uspořádání Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	$\sigma_{T,\text{max}}$ [MPa]	$\sigma_{V,\text{max}}$ [MPa]	$\sigma_{V,\text{min}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{kpl,max}}$ [MPa]
50000.00	30.2	8.2	-11.3	43.2
100000.00	31.1	8.1	-10.7	46.8
200000.00	32.6	8.8	-11.4	49.9
400000.00	34.3	11.5	-12.5	51.7
800000.00	35.9	14.0	-13.5	52.6
1500000.00	36.9	15.8	-14.3	52.9
3000000.00	37.6	17.1	-14.9	53.0
10000000.00	38.2	18.2	-15.4	53.0



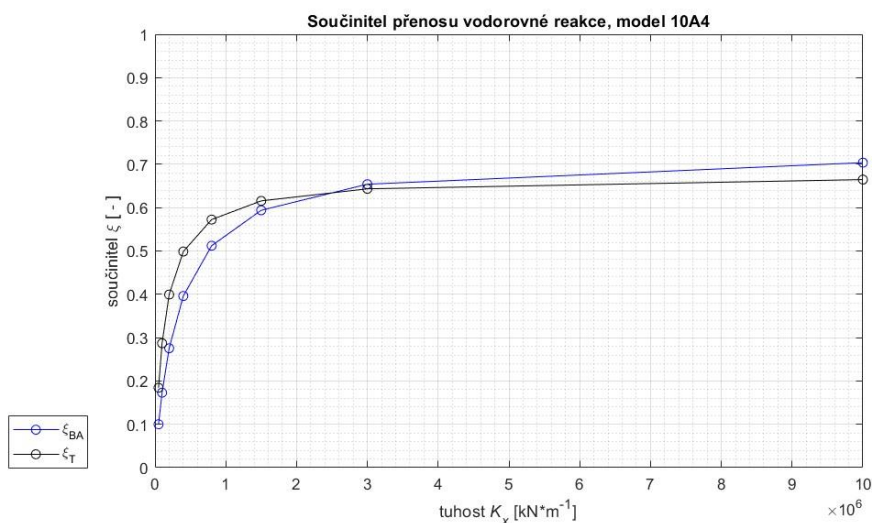
Graf 3 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze **10A4**

Součinitel přenosu vodorovné reakce byl stanoven jako podíl reakce v pevném ložisku vyvolané změnou teploty nebo brzdnými a rozjezdovými silami (působícími zároveň) při uvažování kombinované odezvy systému kolej-most a bez jejího uvažování. Je nutné rozlišovat zatížení změnou teploty a brzdnými a rozjezdovými silami. Pro brzdné a rozjezdové síly platí, že jedna kolej je zatížena silami brzdnými,

druhá kolej silami rozjezdovými a pro každý případ platí maximální hodnota, kterou lze kolej souhrnně zatížit. Reakce F_{xBA} je tedy součtem celého působícího zatížení brzdými a rozjezdovými silami pro danou konstrukci. V případě zatížení změnou teploty nosné konstrukce je reakce F_{xT} vypočítána jako součin délky nosné konstrukce, podélného odporu nezatíženého kolejového lože a počtu kolejí. Výsledné hodnoty uvádí tabulka 11 a graf 4.

Tabulka 11 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **10A4**

MODEL 10A4 - TUHOST ZÁKLADU - elastic link 73-20-10 stávající uspořádání Tuhost K_x [kN*m ⁻¹]	OPĚRA OP1 - REAKCE (komb. odezva)		OPĚRA OP1 - REAKCE (bez komb. odezvy)				Souč. přenosu vod. reakce		
	F_{Bx} [kN]	F_{Tx} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [kN*m ⁻¹]	Počet kolejí [-]	F_{xBA} [kN]	F_{xT} [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
50000.00	-262.0	597.4	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.10	0.18
100000.00	-453.3	929.7	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.17	0.29
200000.00	-721.6	1294.1	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.28	0.40
400000.00	-1037.7	1615.9	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.40	0.50
800000.00	-1341.6	1854.8	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.51	0.57
1500000.00	-1556.0	1994.5	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.59	0.62
3000000.00	-1713.6	2084.5	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.65	0.64
10000000.00	-1843.8	2153.7	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.70	0.66

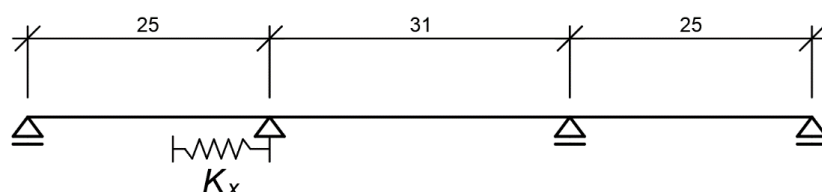


Graf 4 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn, verze **10A4**

4.2.1.8. Přesun pevného ložiska na P1, změna tuhosti spodní stavby

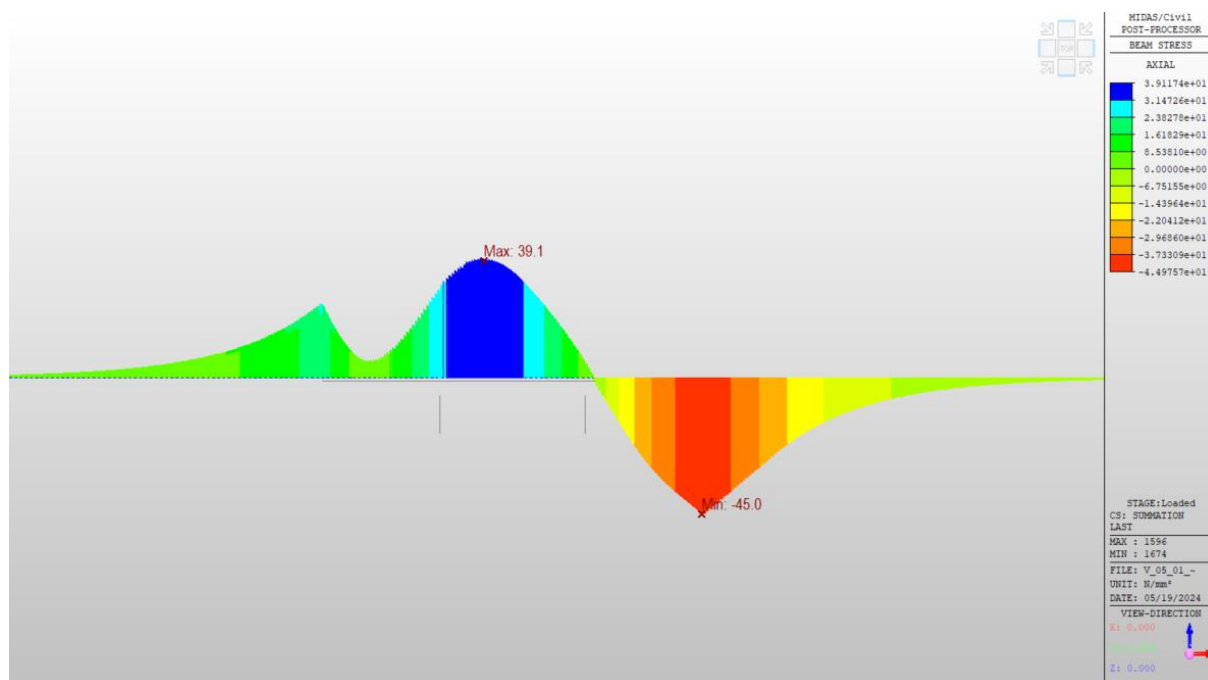
Přesunutím pevného ložiska na pilíř dojde ke zmenšení dilatační délky, což se pozitivně projeví na výsledném napětí v kolejnicovém pásu vlivem změny teploty nosné konstrukce. Zároveň však bude docházet k výraznější deformaci vlivem

rozjezdových a brzdných sil, jelikož pilíř je významně poddajnější ve srovnání s opěrou. Schéma konstrukce uvádí obrázek 70.

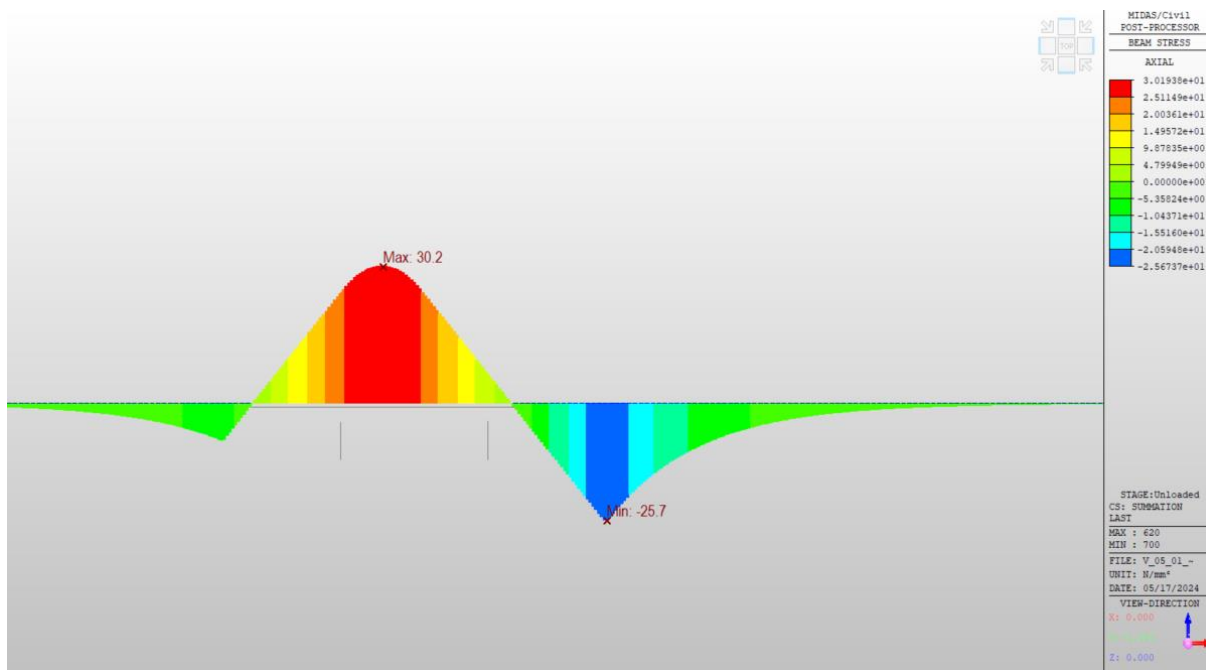


Obrázek 70 – Statické schéma nosné konstrukce mostu SO 73-20-10, varianta s pevným ložiskem na pilíři P1, ozn. verze **10B1**

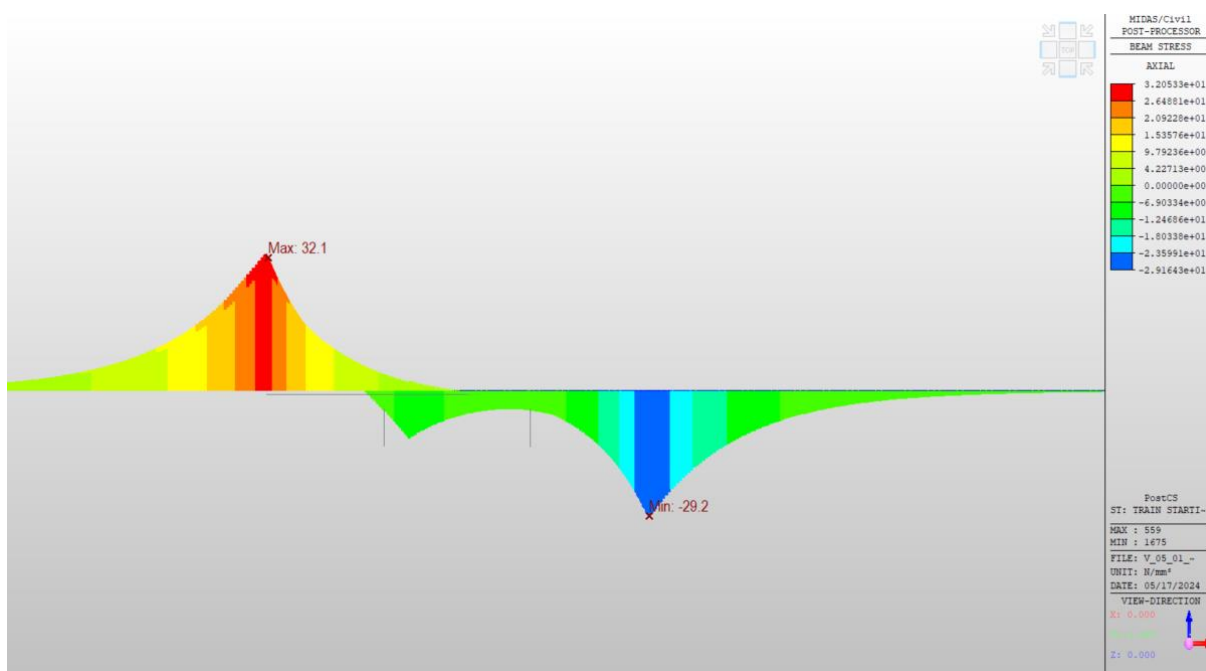
Stejně jako v předchozí kapitole, i nyní byla provedena parametrická studie zaměřená na změnu tuhosti spodní stavby. Změny tuhosti bylo docíleno změnou výšky pilíře, na kterém se nachází pevné ložisko (P1, druhý pilíř zleva). Výsledná tuhost je vypočtena pomocí vztahu „ $3EI/L^3$ “ (E – modul pružnosti, I – moment setrvačnosti pilíře, L – výška pilíře), podrobnosti uvádí také kapitola 4.4.1. Napětí pro základní variantu (výška pilíře 8 m) je vykresleno na obrázku 71 (součet normálového napětí v kolejnicových pásech vyvolaného proměnným zatížením), obrázku 72 (napětí vyvolané brzdnými a rozjezdovými silami), obrázku 73 (napětí vyvolané změnou teploty nosné konstrukce) a obrázku 74 (napětí vyvolané svislým zatížením LM71).



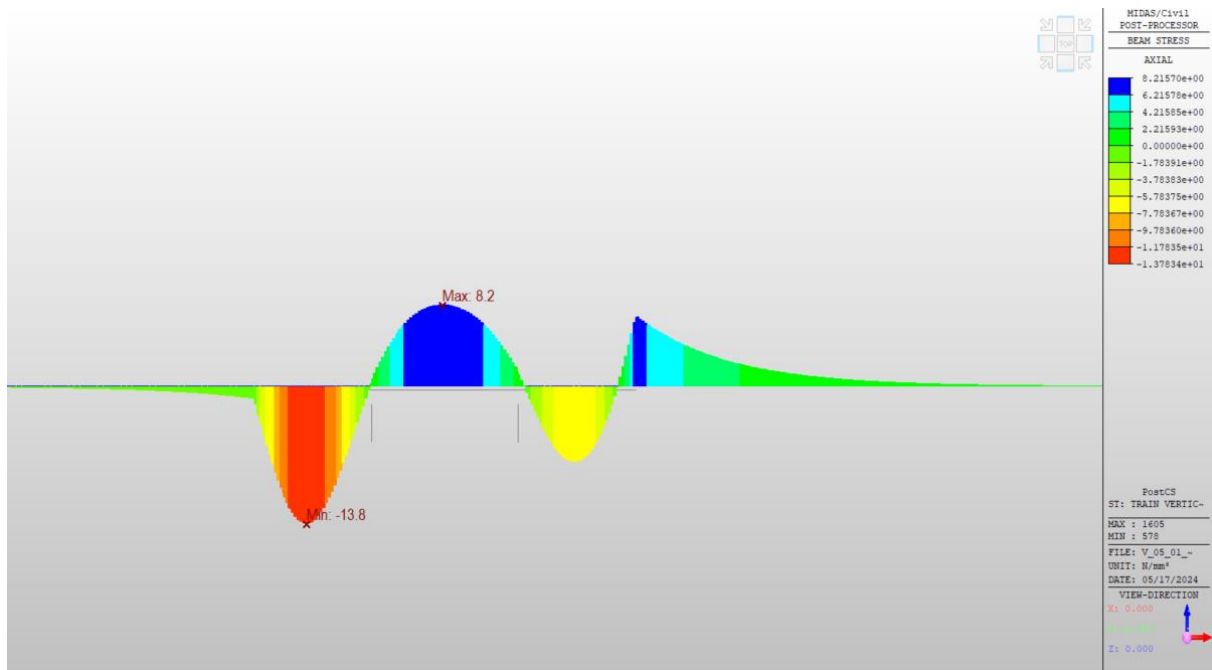
Obrázek 71 – Obálka napětí v kolejnicích, působení proměnných zatížení; model SO 73-20-10, ozn. verze **10B1**



Obrázek 72 – Obálka napětí v kolejnicích, působení změny teploty;
model SO 73-20-10, ozn. verze **10B1**



Obrázek 73 – Obálka napětí v kolejnicích, působení brzdných a rozjezdových sil;
model SO 73-20-10, ozn. verze **10B1**



Obrázek 74 – Obálka napětí v kolejnicích, působení svislého zatížení; model SO 73-20-10, ozn. verze **10B1**

Z obrázku 74 je patrné, že při tomto uspořádání spodní stavby mostu a totožné poloze svislého zatížení jako v předchozím případě (kapitola 4.2.1.7) je v místě nad opěrou OP2 vyvoláno tahové napětí. Sledování trendu a změny sledovaných veličin je však přesto možné. Napětí a deformace pro všechny varianty tuhosti jsou přehledně uvedeny v tabulce 12, tabulce 13 a tabulce 14, uspořádání je obdobné jako v předchozí kapitole s tím rozdílem, že tuhost je uváděna sestupně, výška pilíře vzestupně. S měnící se výškou pilíře je při zachování jeho průřezu dosaženo vysoké variability ekvivalentní tuhosti spodní stavby K_x . Hodnoty K_x jsou vypočteny podle vztahů uvedených v kapitole 4.4.1.

Tabulka 12 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze **10B1**

MODEL 10B1	OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]	σ_{VL} [MPa]	σ_{kplL} [MPa]
73-20-10 pevné ložisko na P1 Tuhost K_x [kN*m⁻¹] (výška pilíře)							
1999178.79 (4m)	0.00126	-0.6	0.5	1.4	19.2	-5.8	9.3
302879.5 (8m)	0.00127	0.0	0.5	3.5	32.1	-1.2	24.1
91696.47 (12m)	0.00128	0.4	0.5	4.9	39.1	1.2	31.5
47159.62 (15m)	0.00129	0.5	0.5	5.4	41.7	2.0	33.5
19949.86 (20m)	0.00129	0.6	0.5	5.8	43.6	2.6	34.6
2498.09 (40m)	0.00131	0.7	0.5	6.1	45.1	3.1	35.3

Tabulka 13 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze **10B1**

MODEL 10B1	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ			
	φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]	σ_{VR} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]	$\sigma_{kpl,min}$ [MPa]
73-20-10 pevné ložisko na P1 Tuhost K_x [$kN \cdot m^{-1}$] (výška pilíře)								
1999178.79 (4m)	0.00099	-1.8	0.4	1.5	-16.4	10.8	-28.5	-34.0
302879.5 (8m)	0.00100	-1.2	0.4	3.5	-29.2	7.0	-25.7	-45.0
91696.47 (12m)	0.00101	-0.9	0.4	4.8	-36.5	4.8	-22.3	-50.1
47159.62 (15m)	0.00102	-0.8	0.4	5.3	-39.1	4.0	-20.6	-51.4
19949.86 (20m)	0.00102	-0.7	0.4	5.7	-41.1	3.5	-19.0	-52.2
2498.09 (40m)	0.00104	-0.6	0.4	6.0	-42.5	3.2	-17.6	-52.6

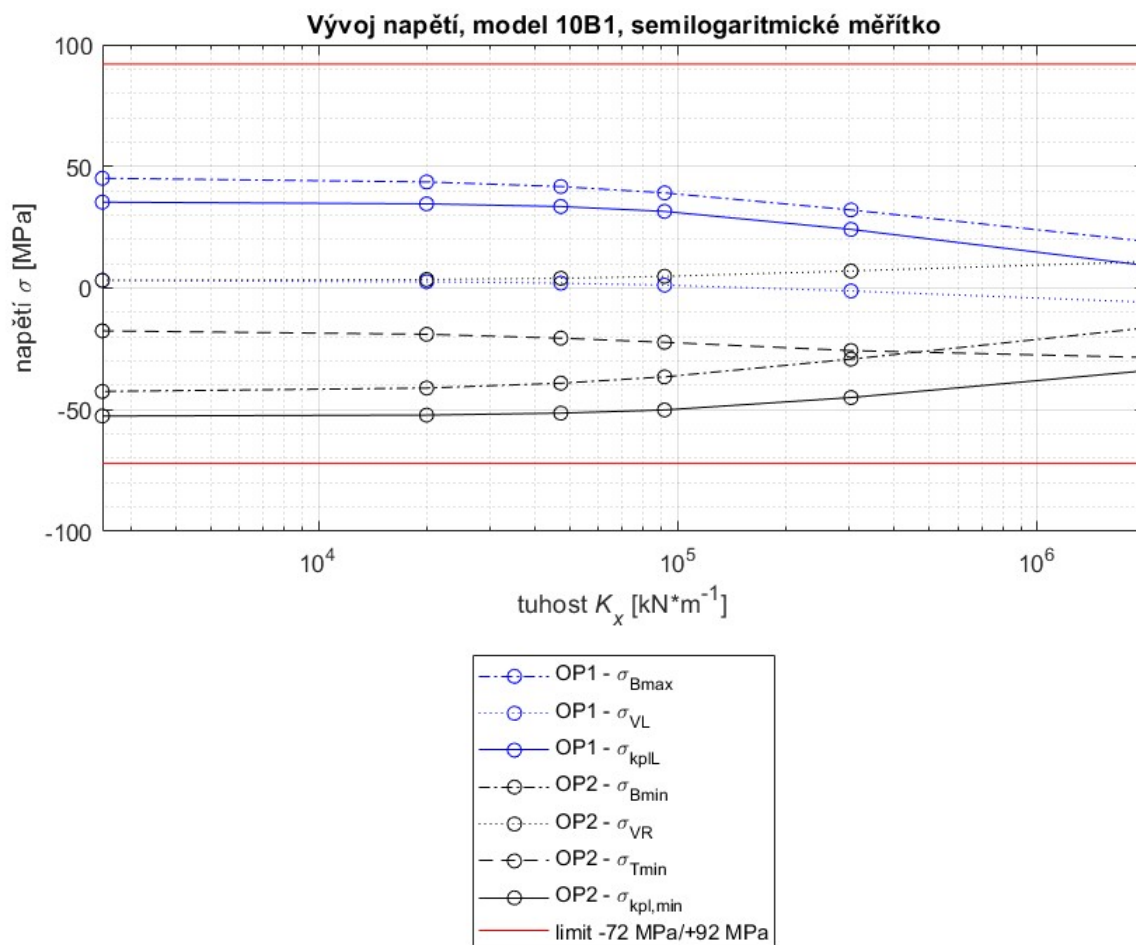
Tabulka 14 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze **10B1**

MODEL 10B1	EXTRÉMNI NAPĚTÍ - OBECNÁ POLOHA			
	$\sigma_{T,max}$ [MPa]	$\sigma_{V,max}$ [MPa]	$\sigma_{V,min}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,max}$ [MPa]
73-20-10 pevné ložisko na P1 Tuhost K_x [$kN \cdot m^{-1}$] (výška pilíře)				
1999178.79 (4m)	30.7	10.8	-15.4	38.1
302879.5 (8m)	30.2	8.2	-13.8	39.1
91696.47 (12m)	29.9	8.2	-12.9	39.4
47159.62 (15m)	29.7	8.2	-12.6	39.2
19949.86 (20m)	29.6	8.2	-12.4	39.0
2498.09 (40m)	29.6	8.0	-12.3	38.6

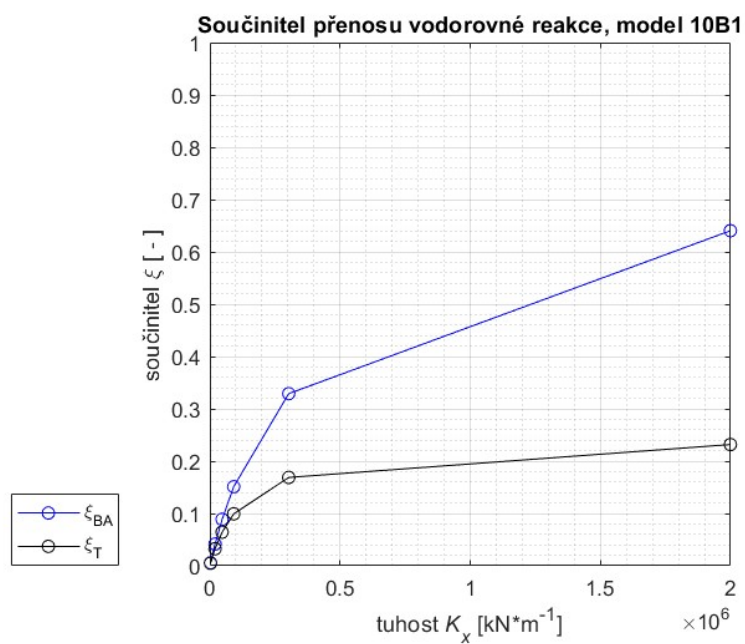
Data uspořádaná ve výše uvedených tabulkách týkající se napětí jsou vykreslena v grafu 5, součinitel přenosu vodorovné reakce pak v grafu 6. Je patrné, že stejně jako v základní variantě modelu mostu SO 73-20-13 s rostoucí tuhostí spodní stavby K_x roste také součinitel přenosu vodorovné reakce. Jeho hodnoty byly získány stejným způsobem jako v přechodí kapitole a jsou uvedeny v tabulce 15.

Tabulka 15 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **10B1**

MODEL 10B1	REAKCE (komb. odezva)		REAKCE (bez komb. odezvy)				Souč. přenosu vod. reakce		
	F_{Bx} [kN]	F_{Tx} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [$kN \cdot m^{-1}$]	Počet kolejí [-]	F_{xBA} [kN]	F_{xT} [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
73-20-10 pevné ložisko na P1 Tuhost K_x [$kN \cdot m^{-1}$] (výška pilíře)									
1999178.79 (4m)	-1677.8	750.8	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.64	0.23
302879.5 (8m)	-862.0	547.0	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.33	0.17
91696.47 (12m)	-396.0	321.7	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.15	0.10
47159.62 (15m)	-232.5	208.1	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.09	0.06
19949.86 (20m)	-108.8	105.4	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.04	0.03
2498.09 (40m)	-14.9	15.3	81.0	20.0	2.0	2619.9	3240.0	0.01	0.00



Graf 5 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze **10B1**



Graf 6 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **10B1**

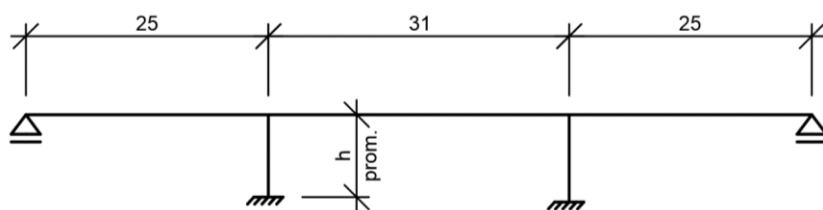
Z grafu 5 je patrné, že s rostoucí tuhostí spodní stavby klesá výsledné napětí v kolejnicových pásech. To je sice v rozporu se zjištěními z kapitoly 4.2.1.7 (základní varianta mostu SO 73-20-10 s pevným ložiskem na opěře OP1), nicméně přesto je tento jev očekávaný. Příloha G normy ČSN EN 1991-2 obsahuje grafy vymezující dovolenou oblast namáhání, ze kterých je patrné, že pro různá uspořádání konstrukce lze docílit jak rostoucího napětí v kolejnicových pásech při snižování podélné tuhosti spodní stavby K_x , tak naopak poklesu napětí při snižování tuhosti spodní stavby K_x .

4.2.1.9. Varianta “semi-integrovaná”

Následující úpravy se týkají další změny statického schématu – most je nyní uvažován jako semi-integrovaný. Místo statického schématu dle obrázku 42 jsou uvažovány krajní podpory jako posuvné klouby, zatímco mezilehlé podpory, pilíře P1 a P2, jsou vetknuty přímo do nosné konstrukce mostu – toto propojení je nyní znázorněno jako tuhé.

Úprava v modelu spočívá v přímém propojení prvku (nosníku – „beam“) reprezentujícího nosnou konstrukci přes tuhý prvek („rigid link“) s pilířem. Tuhý prvek znázorňuje příčník. Prvek reprezentující ložisko je zcela odstraněn. V praxi takovýto detail může vypadat následujícím způsobem: Ocelová výztuž je z pilíře vyvedena až k hornímu líci ocelových nosníků, v jejichž úrovni je zřízen zmíněný příčník, výztuž je přímo propojena s nosníky.

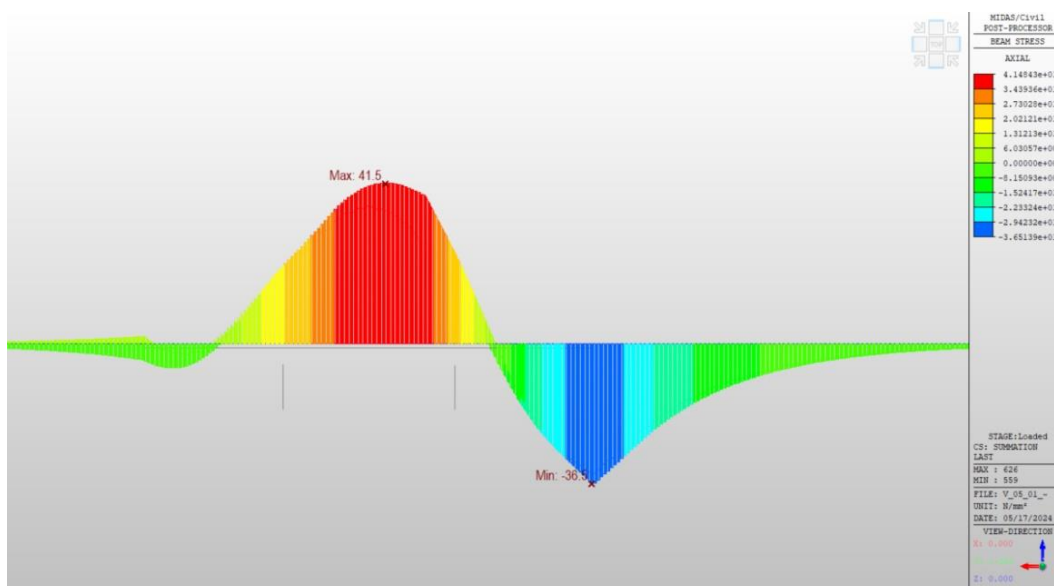
Statické schéma upravené konstrukce prezentuje obrázek 75. Rozpětí jednotlivých polí zůstalo nezměněno, konstrukce vychází z modelu uvedeného v kapitole 4.2.1.5, pilíře jsou zjednodušeně vetknuty v místě základu. Zatěžovací stavy zůstaly taktéž nezměněny, zatížena jsou krajní pole (svislé silové zatížení LM71), nosná konstrukce je rovnoměrně ohřáta o 35 K a na celé délce působí brzděné a rozjezdové síly (jejichž hodnota je nicméně omezena dle normy [2]). Pilíře byly pro přesnější a názornější vykreslení deformace rozděleny na více částí; na rozdíl od výchozího modelu tak nejsou tvořeny jediným prvkem.



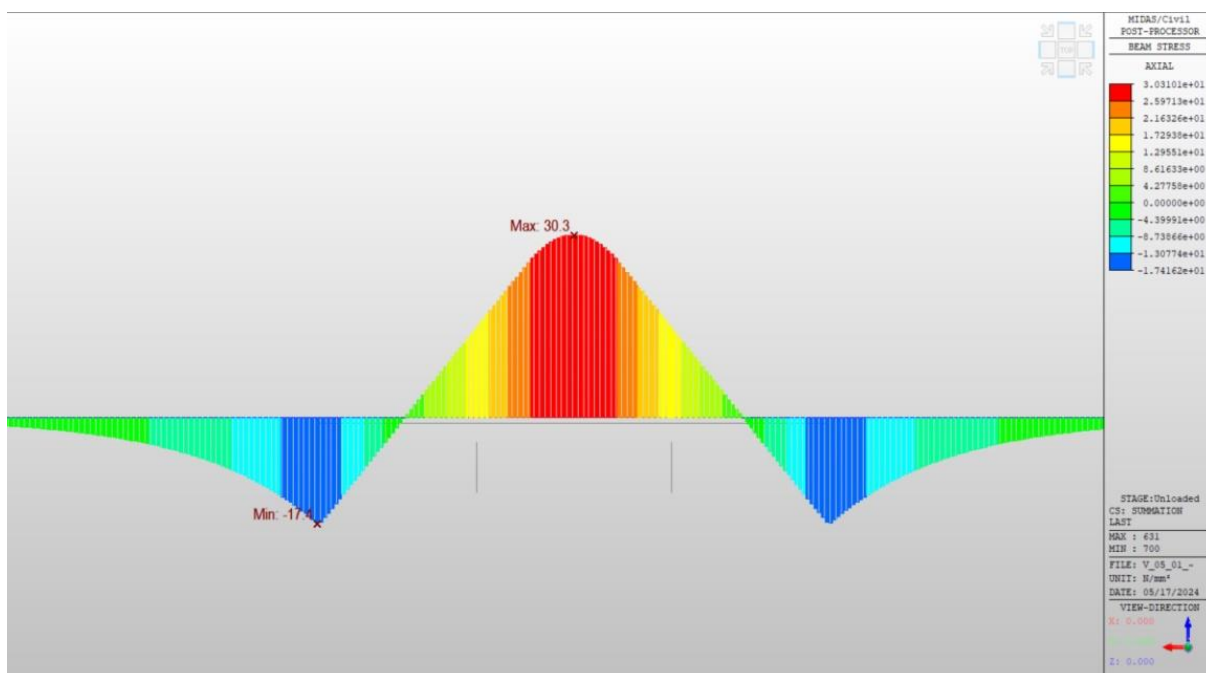
Obrázek 75 – Statické schéma nosné konstrukce semi-integrované varianty mostu SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**

Místo vetknutí pilířů do nosné konstrukce je zjednodušeně modelováno prostřednictvím tuhého prvku (“rigid link”), který se nachází mezi horním a spodním lícem nosné konstrukce. Tuhý prvek totiž reprezentuje masivní železobetonový příčník, jehož deformace je ve srovnání s pilíři řádově menší.

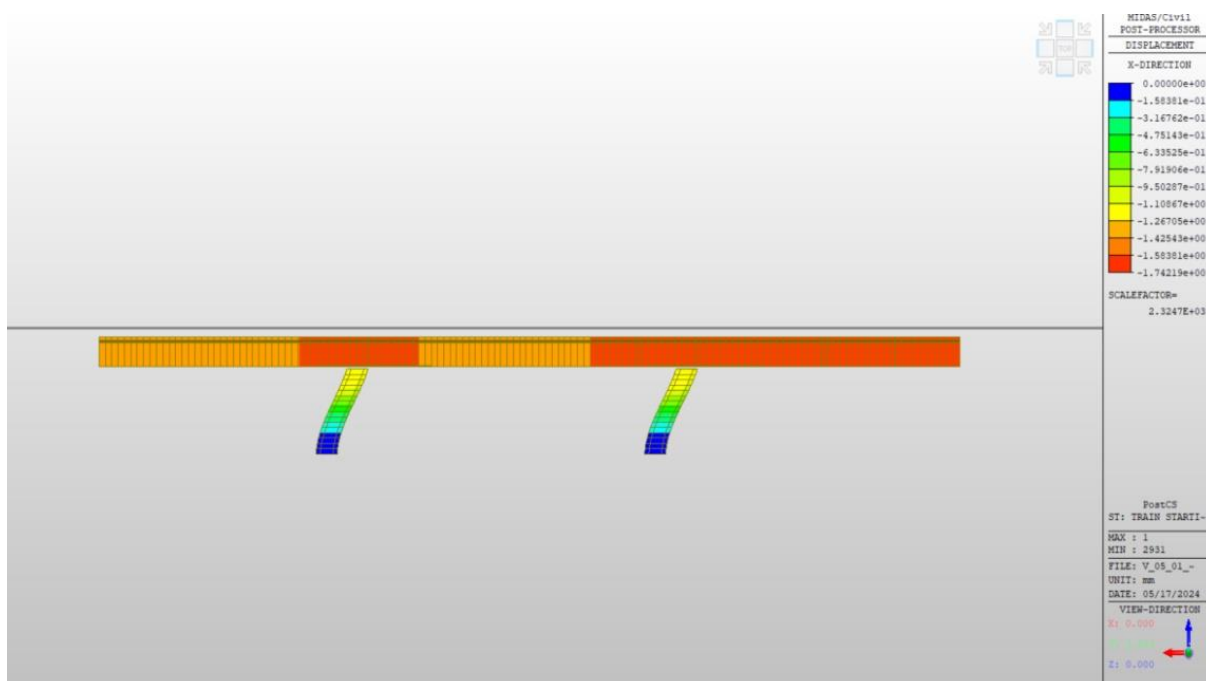
Obálka normálového napětí od celého proměnného zatížení v kolejnicových pásech je vykreslena na obrázku 76. Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech vyvolaného změnou teploty nosné konstrukce uvádí obrázek 77. Průběh deformace od brzdných a rozjezdových sil δ_B zobrazuje obrázek 78, vodorovnou deformaci v ložiskách δ_H obrázek 79 a celkovou deformaci od proměnného zatížení obrázek 80. Hodnoty δ_B a δ_H byly přímo odečteny z výstupu software midas Civil. Model **10E1** zjednodušeně vychází z verze označené jako **10B1** s pilíři výšky 8 metrů. Model je symetrický, pro porovnání s předchozími variantami jsou opěry značeny tak, že maximální tlak je vyvozen v kolejnicovém páse nad OP2.



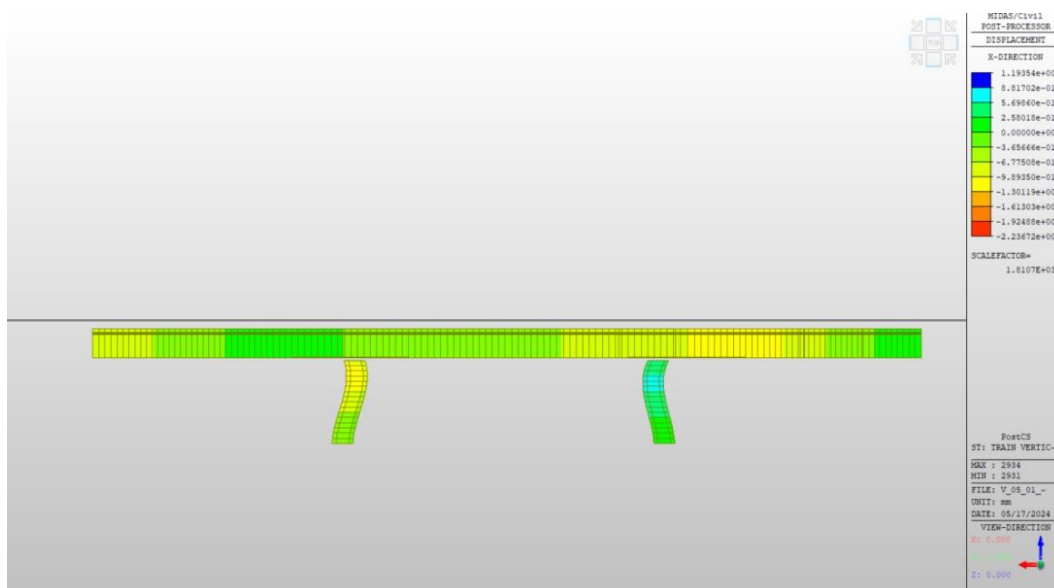
Obrázek 76 – Normálové napětí v kolejnicových pásech σ_x ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**



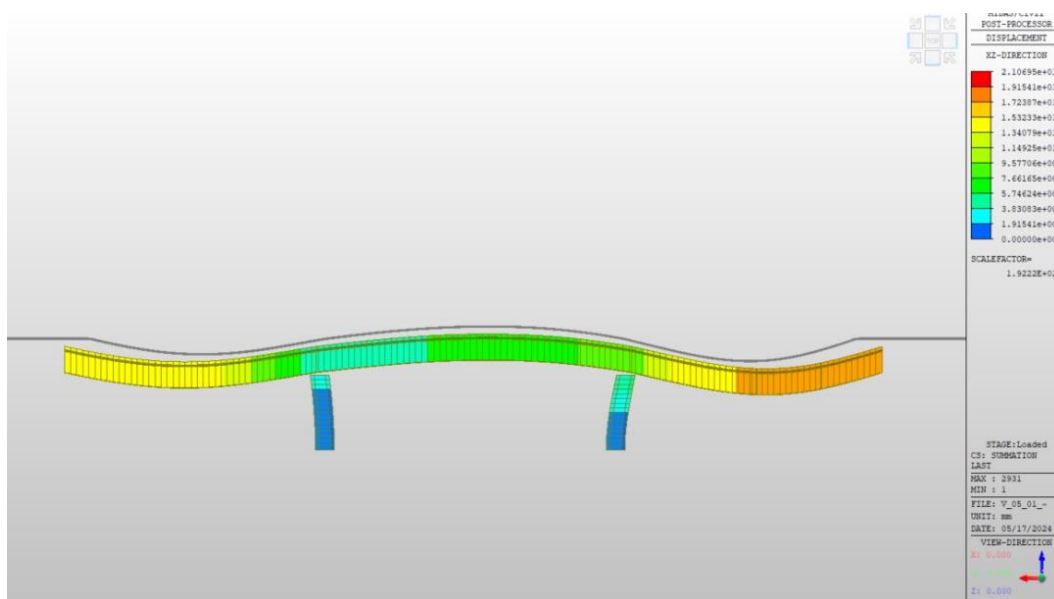
Obrázek 77 – Normálové napětí v kolejnicových pásech vyvolané změnou teploty nosné konstrukce, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**



Obrázek 78 – Deformace δ_B ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**



Obrázek 79 – Deformace δ_H ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**



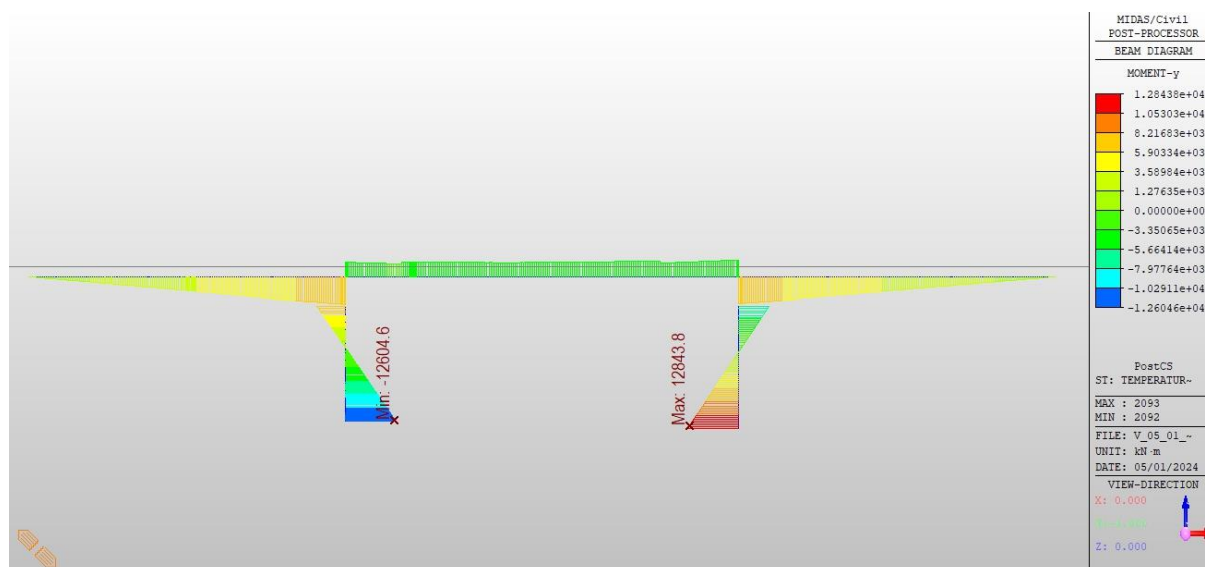
Obrázek 80 – Celková deformace od proměnného zatížení (fáze „loaded“); semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze **10E1**

Tabulka 16 – Posouzení, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10

Návrhové kritérium	Výsledná hodnota	Limitní hodnota	(Ne)vyhovuje
σ (tah/tlak) [MPa]	41,5/-36,5	92/-72	Vyhovuje
δ_H [mm]	0,6	8	Vyhovuje
δ_B [mm]	1,6	5	Vyhovuje
δ_V [mm]	0,6	3	Vyhovuje

Je patrný pokles napětí v kolejnici a deformací ve srovnání se základní variantou uspořádání spodní stavby. Změnou statického schématu se mění dilatační délka L_T , v důsledku čehož pokleslo výsledné napětí σ (tabulka 16).

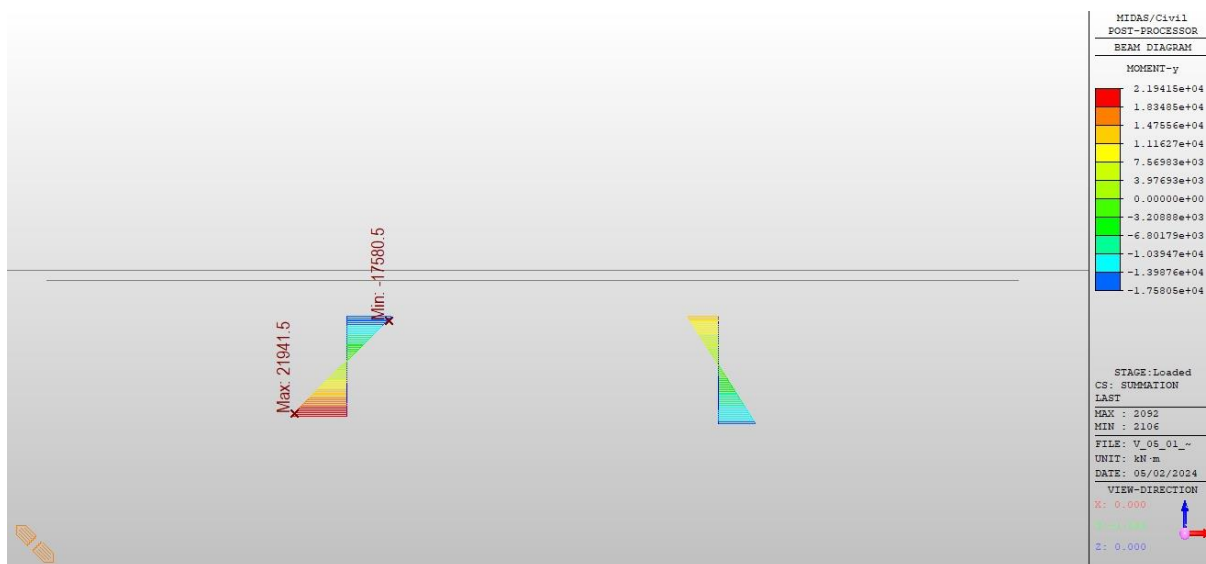
Tato změna statického schématu také znamená, že nosná konstrukce je nyní staticky neurčitá. Důsledkem je silové zatížení od změny teploty, jelikož je bráněno podélné deformaci nosné konstrukce. Moment vzniklý v pilířích je zobrazen na obrázku 81, konstrukce je značně ohybově namáhána. Toto dodatečné namáhání spodní stavby může být pro celou konstrukci rozhodující a omezuje tak použití konstrukce tohoto typu.



Obrázek 81 – Ohybové namáhání pilířů,
semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10

Pilíře jsou dále ohybově namáhány vlivem rozjezdových a brzdných sil a svislým zatížením. Oproti tomu v základní variantě, kdy je nosná konstrukce tvořena spojitým nosníkem o třech polích s pevným ložiskem v místě OP1, ohybově namáhány nejsou vůbec (je-li zanedbáno tření v ložiskách). Je-li nosná konstrukce ochlazena o 35 K, jsou účinky všech tří uvažovaných proměnných zatížení sečteny (a všechny působí nepříznivě), což je uvedeno na obrázku 82 (ohybový moment). Napětí v krajních vláknech vzniklé působením tohoto momentu činí 13,5 MPa (v místě vetknutí). Je nutné poznamenat, že se jedná o zjednodušený model, kdy je pilíř modelovaný jako vetknutý do masivního pilotového základu. V případě, že by tato část konstrukce byla modelována jako pružně uložená, velikosti vnitřních sil se může změnit.

Úpravami konstrukce, které jsou vyvolány zvýšením namáháním některých částí vlivem změny statického schématu, jako je tomu například u změny ze staticky určitého modelu na staticky neurčitý, se tato práce dále nezabývá. Změny mohou spočívat ve zvýšení stupně vyztužení, čímž se výsledná tuhost pilíře významně nezmění. Při rozsáhlejší úpravě průřezu (např. změna rozměrů celého pilíře na dvojnásobek) je však nutné konstrukci posoudit znovu, a to právě včetně kombinované odezvy.



Obrázek 82 – Ohybové namáhání pilířů při ochlazení 35 K, působení brzdných a rozjezdových sil a svislého zatížení, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10

4.2.1.10. Varianta “semi-integrovaná”, změna tuhosti spodní stavby

Změny tuhosti spodní stavby bylo docíleno stejným způsobem jako v kapitole 4.2.1.8. Průřez pilířů je totožný, liší se pouze výškou. Rozměry pilířů byly nejprve uvažovány výchozí (dle kapitoly 4.2.1.9), poté byla výška obou pilířů sjednocena a upravována. Tuhost samotné spodní stavby je podrobněji rozebrána v kapitole 4.4; v případě semi-integrované konstrukce je uvažována výsledná tuhost vztahem „ $24EI/L^3$ “ (E – modul pružnosti, I – moment setrvačnosti pilíře, L – výška pilíře).

Výsledky provedené parametrické studie uvádí tabulka 17, tabulka 18 a tabulka 19. Jedná se o extrémní napětí v kolejnicových pásech a deformace sledované normou [2], způsob provedení tabulek je totožný s předchozí parametrickou studií (most SO 73-20-10, pevný kloub na pilíři P1). Zatížení je uvažováno totožné jako v předchozích kapitolách. Vzhledem ke zjednodušenému výpočetnímu postupu stále platí, že hodnoty napětí od brzdných a rozjezdových sil a svislého zatížení mohou být

nadhodnoceny, tedy součet dílčích složek vypočítaných nezávisle je větší než celkový výstup ze software midas při uvažování kompletní analýzy ve smyslu obrázku 52.

Pro následující tabulky taktéž platí, že tučně uvedené hodnoty patří mezi veličiny posuzované normou [2]; v případě souladu s návrhovými kritérii je pole podbarveno zeleně a naopak není-li návrhové kritérium splněno, pole je podbarveno červeně.

Tabulka 17 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze **10E1**

MODEL 10E1 73-20-10 semi-integrované P1 a P2 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$] (výška piliře)	OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]	σ_{VL} [MPa]	σ_{kplL} [MPa]
6665525.82 (4m)	0.00141	0.1	0.6	0.6	10.2	1.8	-12.1
1999178.79 (8m)	0.00125	0.1	0.5	1.6	16.5	2.9	-4.5
689325.64 (12m)	0.00119	0.2	0.5	2.7	24.0	3.4	10.5
365220.41 (15m)	0.00117	0.3	0.5	3.5	28.8	3.5	16.2
157400.77 (20m)	0.00117	0.4	0.5	4.5	34.3	3.4	23.0
19949.86 (40m)	0.00122	0.5	0.5	5.8	41.2	2.7	31.3

Tabulka 18 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze **10E1**

MODEL 10E1 73-20-10 semi-integrované P1 a P2 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$] (výška piliře)	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ			
	φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]	σ_{VR} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]	$\sigma_{kpl,min}$ [MPa]
6665525.82 (4m)	0.00122	-0.3	0.5	0.6	-13.8	0.0	-17.4	-31.3
1999178.79 (8m)	0.00109	-0.5	0.4	1.5	-20.2	0.0	-17.4	-36.5
689325.64 (12m)	0.00103	-0.6	0.4	2.7	-27.6	0.0	-17.4	-42.3
365220.41 (15m)	0.00101	-0.6	0.4	3.4	-32.1	0.4	-17.4	-45.9
157400.77 (20m)	0.00099	-0.6	0.4	4.4	-37.2	0.9	-17.4	-49.9
19949.86 (40m)	0.00099	-0.6	0.4	5.8	-43.8	1.9	-17.4	-54.7

Tabulka 19 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze **10E1**

MODEL 10E1 73-20-10 semi-integrované P1 a P2 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$] (výška piliře)	EXTRÉMNI NAPĚTÍ - OBECNÁ POLOHA			
	$\sigma_{T,max}$ [MPa]	$\sigma_{V,max}$ [MPa]	$\sigma_{V,min}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,max}$ [MPa]
6665525.82 (4m)	30.5	4.7	-8.7	41.6
1999178.79 (8m)	30.3	4.6	-9.4	41.5
689325.64 (12m)	30.1	5.0	-10.0	41.7
365220.41 (15m)	30.0	5.3	-10.2	41.8
157400.77 (20m)	29.9	5.8	-10.5	42.2
19949.86 (40m)	29.7	6.7	-11.2	42.9

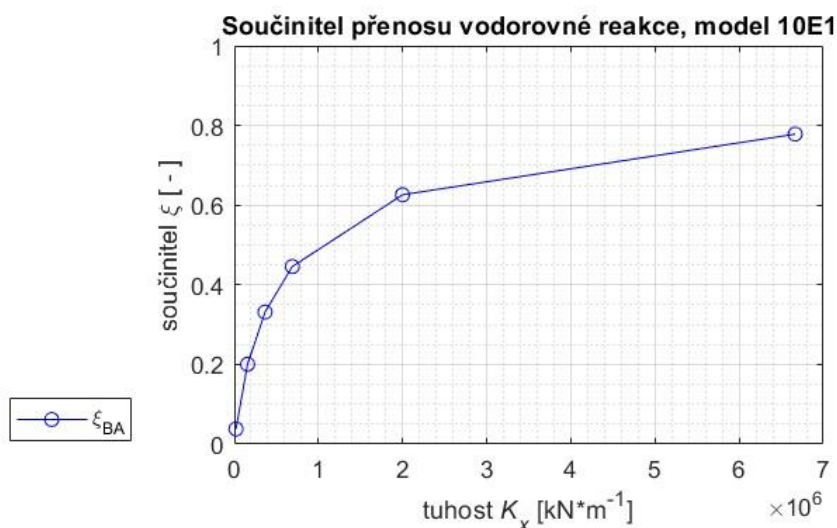
Tabulka 20 porovnává pro různou tuhost spodní stavby součinitel přenosu vodorovné reakce. Uvedena je pouze jeho hodnota pro brzděné a rozjezdové síly.

Vzhledem ke statické neurčitosti konstrukce může být jeho interpretace pro změnu teploty nepřehledná, podrobněji je nicméně popsán v kapitole 4.2.2 u srovnání typů uspořádání spodní stavby.

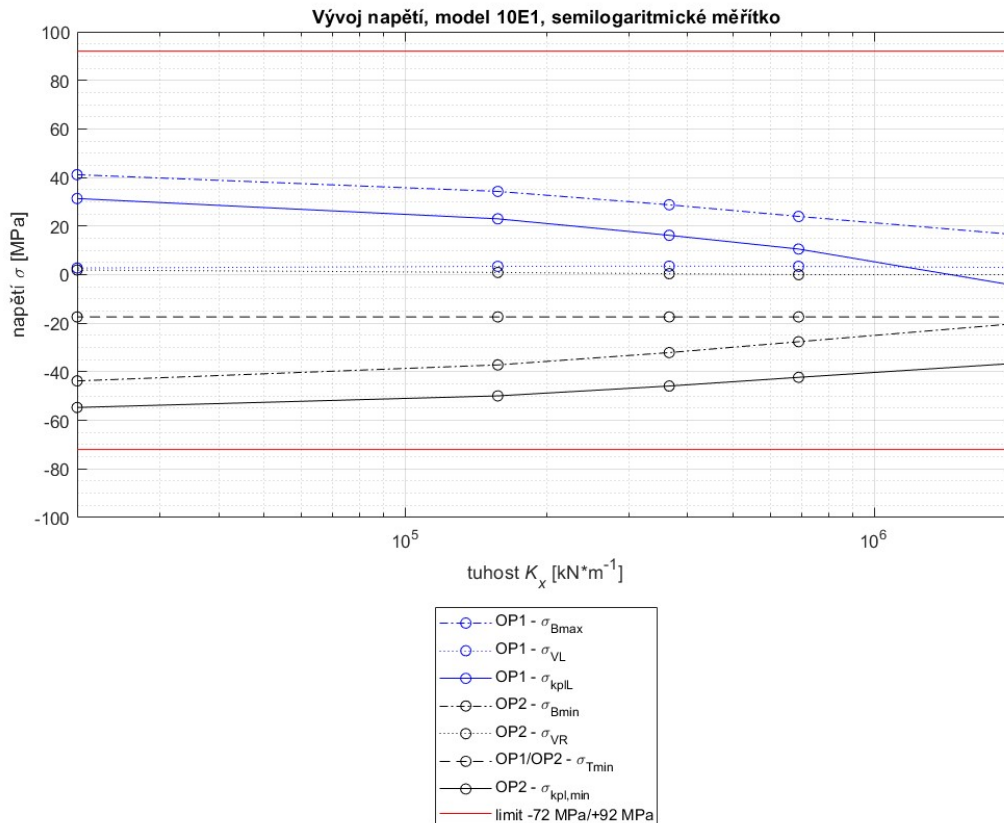
Tabulka 20 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **10E1**

MODEL 10E1	REAKCE (komb. odezva)		REAKCE (bez komb. odezvy)		Souč. přenosu vod. reakce
	F_{BxL} [kN]	F_{BxR} [kN]	Délka NK [m]	F_{xBa} [kN]	ξ_B [-]
73-20-10 semi-integrované P1 a P2 Tuhost K_x [kN*m ⁻¹] (výška pilíře)					
666525.82 (4m)	1041.0	998.0	81.0	2619.9	0.78
1999178.79 (8m)	825.0	815.0	81.0	2619.9	0.63
689325.64 (12m)	584.8	583.3	81.0	2619.9	0.45
365220.41 (15m)	434.1	434.4	81.0	2619.9	0.33
157400.77 (20m)	262.1	263.4	81.0	2619.9	0.20
19949.86 (40m)	49.0	50.0	81.0	2619.9	0.04

V grafu 8 a grafu 7 je vykreslena závislost napětí a součinitele přenosu vodorovné reakce ξ na podélné tuhosti spodní stavby K_x . S rostoucí tuhostí spodní stavby klesá výsledné napětí v kolejnicových pásech, a naopak roste součinitel ξ , tedy větší část vodorovného zatížení je přenášena do spodní stavby. Patrný je značný podíl změny napětí od brzdných a rozjezdových sil na celkové změně napětí v místě opěr OP1 a OP2.



Graf 7 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **10E1**

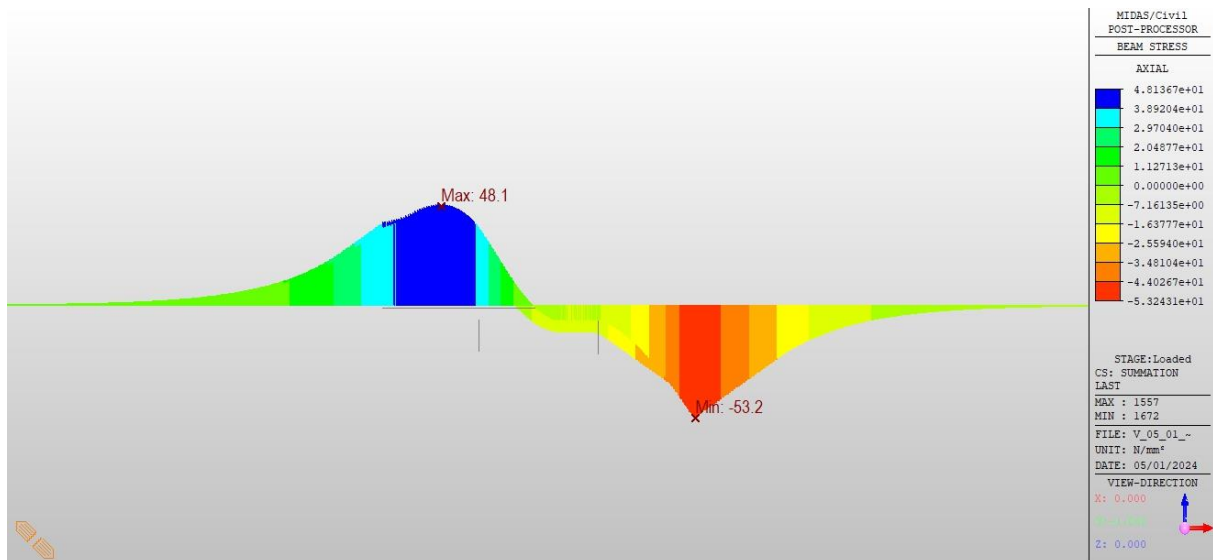


Graf 8 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze **10E1**

4.2.1.11. Změna polohy zatížení a zjednodušení modelu

V této kapitole je srovnávána varianta svisle zatížená modelem zatížení 71 na prostředním poli a dále je ověřena možnost zjednodušení modelu. Uvažovány jsou ve všech případech charakteristické hodnoty proměnného zatížení dle normy [2].

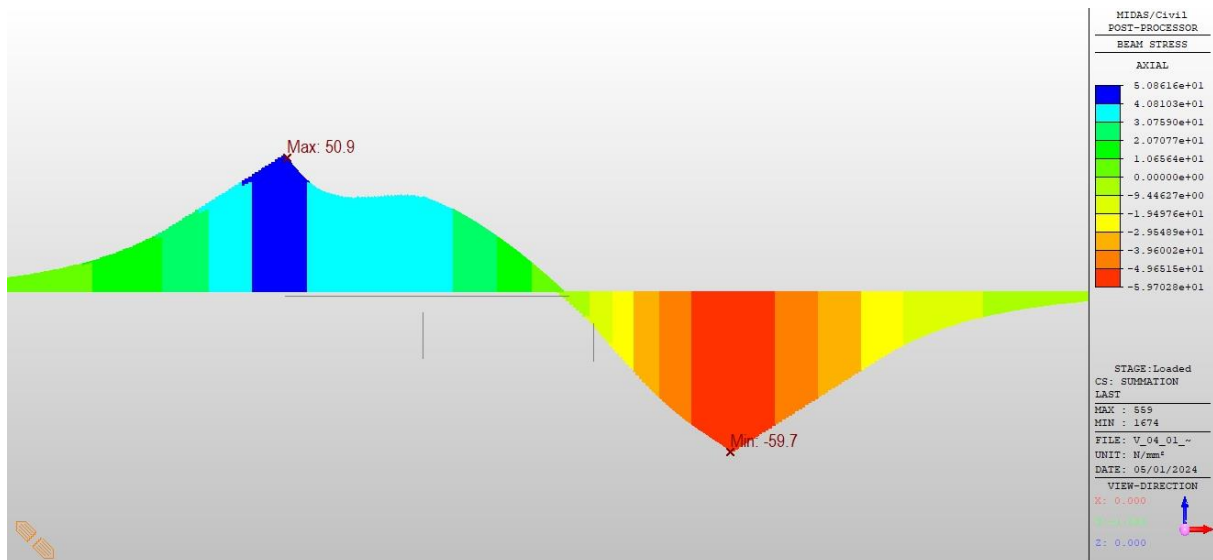
Až dosud bylo uvažováno silové zatížení nosné konstrukce podle příčinkové čáry pro spojitý nosník o třech polích. Pro ověření této hypotézy, tedy že největší účinek silového zatížení je vyvolán zatížením krajních polí nosné konstrukce, byl vytvořen jiný zatěžovací stav, kdy je model zatížení LM 71 vynásobený klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,21$ umístěn pouze na prostředním poli. Posuzováno bylo pouze napětí v kolejnicových pásech. Výsledné hodnoty napětí uvádí obrázek 83.



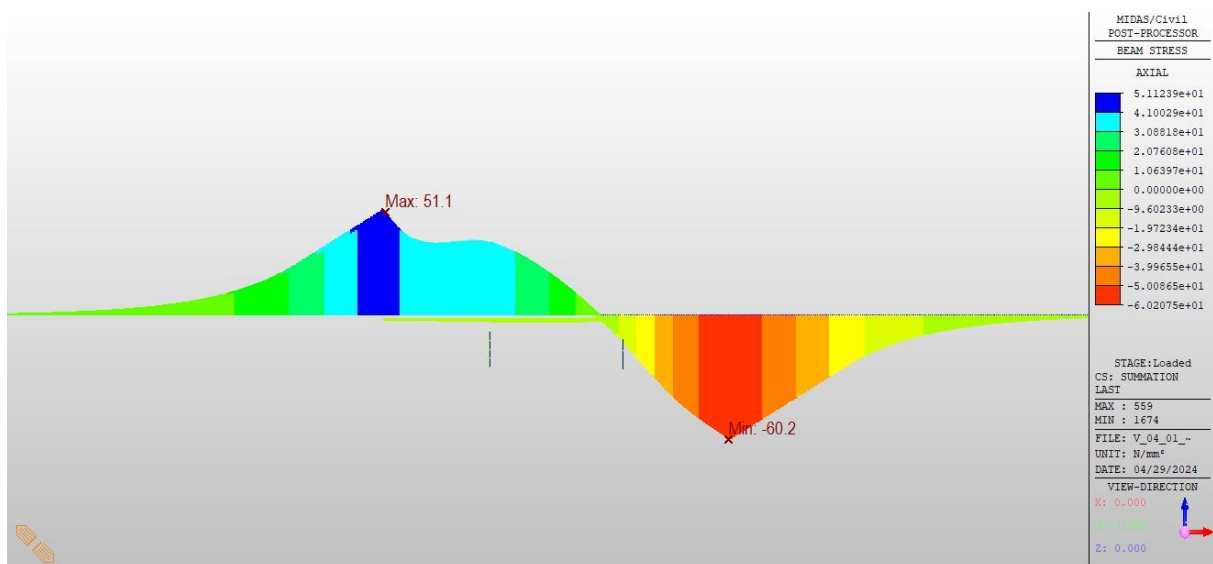
Obrázek 83 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta se svisle zatíženým pouze prostředním polem

Hodnoty napětí jsou v porovnání s obrázkem 84 a obrázkem 85 (zatížená krajní pole) menší, rozdíl však není dramatický. Dominantní napětí v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy pochází v tomto případě od teploty (obrázek 62).

Zjednodušení dalších modelů spočívá v sjednocení průřezu nosné konstrukce po celé délce. Nosná konstrukce mostu SO 73-20-10 byla modelována v souladu s rozdělením materiálu ocelových nosníků stanoveným projektem [33], tj. průřez se v závislosti na poloze (v poli, nad podporou, nad krajní podporou) liší. Tyto rozdíly však nejsou z hlediska fenoménu kombinované odezvy nosné konstrukce a koleje zásadní, což prezentují obrázek 84 (celá konstrukce jako jediný průřez – v prostředním poli) a obrázek 85 (diferenciace průřezů po délce konstrukce). Rozdíl činí 0,2 MPa, resp. 0,5 MPa pro extrémní hodnoty (0,4 % a 0,8 %). Tato nepřesnost je klasifikována jako přijatelná.



Obrázek 84 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta s jediným průřezem (průřez z prostředního pole)

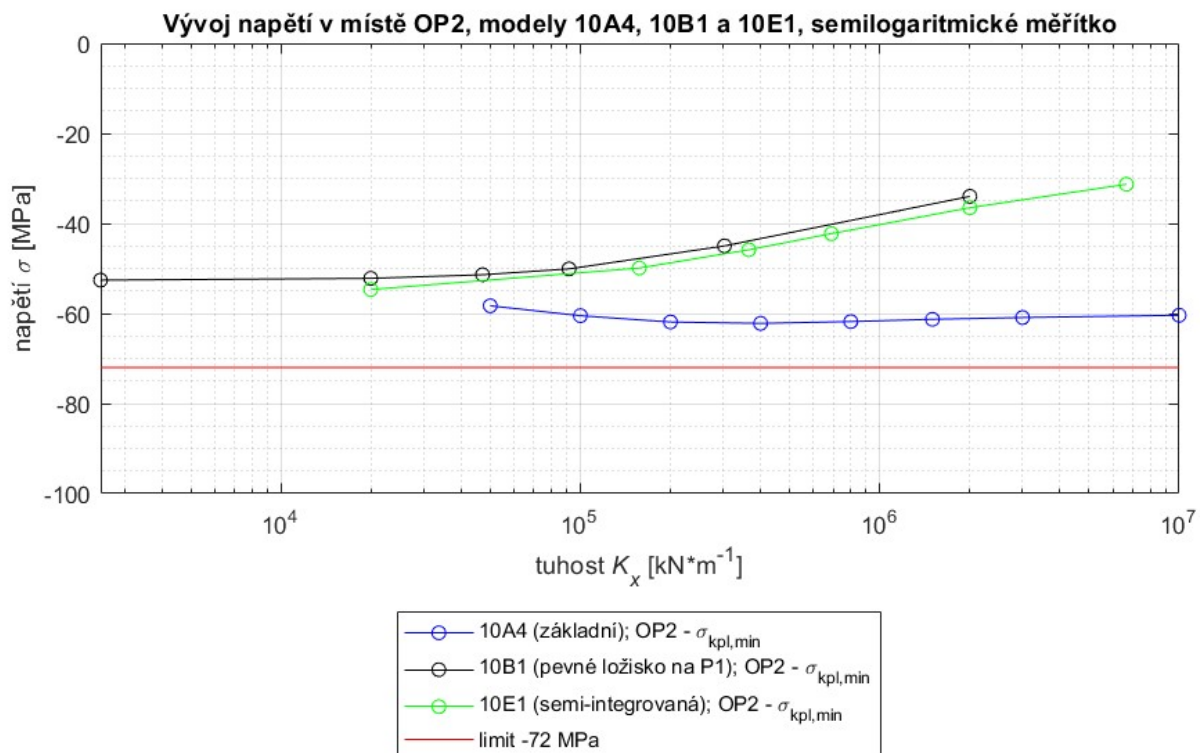


Obrázek 85 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta s rozlišenými průřezy po délce

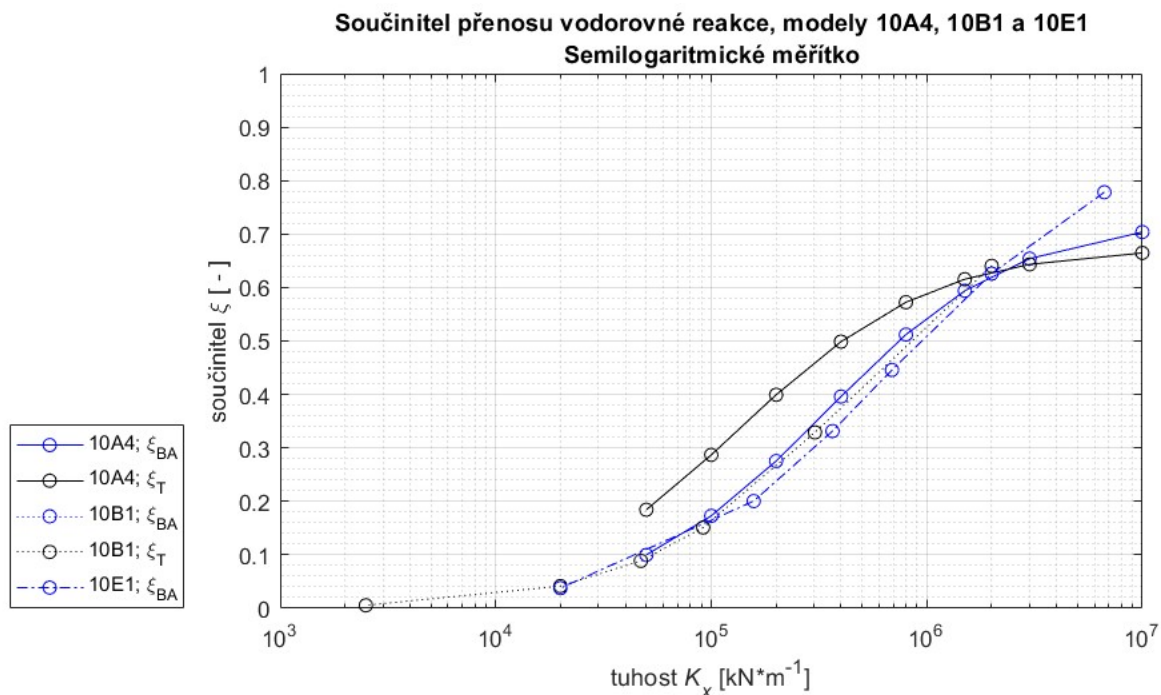
4.2.1.1. Shrnutí

Z výsledků jednotlivých variant uspořádání spodní stavby vyplynulo, že pro standardně dosahované tuhosti spodní stavby (K_x řádově statisíce $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$, podrobněji viz kapitola 4.4) jsou v místě opěry dominantními složkami výsledného napětí část od brzdných a rozjezdových sil a část vyvolaná změnou teploty.

Graf 9 uvádí vývoj celkového napětí od proměnného zatížení v místě OP2 pro jednotlivé konstrukční varianty v závislosti na ekvivalentní podélné tuhosti spodní stavby K_x . V grafu 10 jsou vykresleny součinitele přenosu vodorovné reakce ξ [–].



Graf 9 – Celkové napětí v opěře OP2 vyvolané proměnným zatížením, verze modelu **10A4**, **10B1** a **10E1**



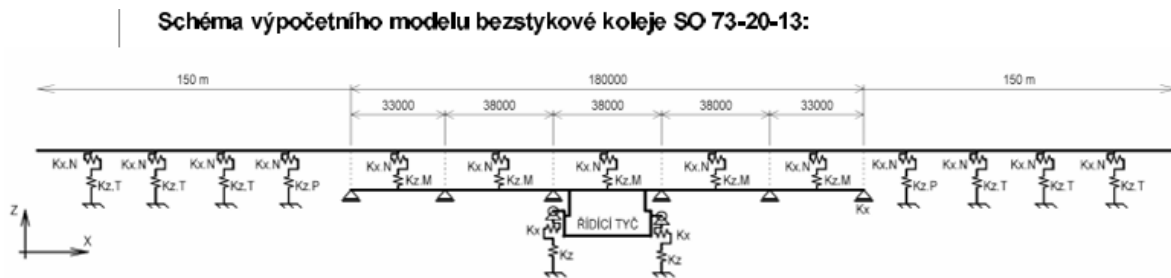
Graf 10 – Součinitel přenosu vodorovné reakce ξ v závislosti na K_x , verze modelu **10A4**, **10B1** a **10E1**

Součinitel přenosu vodorovné reakce roste s rostoucí tuhostí spodní stavby K_x . Vztah je navíc podobný pro všechna uvažovaná uspořádání spodní stavby (pevné ložisko na opěře, pilíři, případně semi-integrovaná konstrukce). S klesající tuhostí spodní stavby K_x bezстыková kolej přebírá větší podíl zatížení, jemuž spodní stavba nedokáže vzorovat, případně se více deformuje. Snížením tuhosti spodní stavby tak lze docílit také snížení vodorovné reakce vlivem brzdných a rozjezdových sil v místě pevného ložiska, případně v základové spáře. Tento závěr platí výlučně pro mostní konstrukce bez instalovaných KDZ, jelikož přerušením bezстыkové koleje je také zamezen nebo přinejmenším omezen přenos těchto normálových napětí do navazujícího úseku trati.

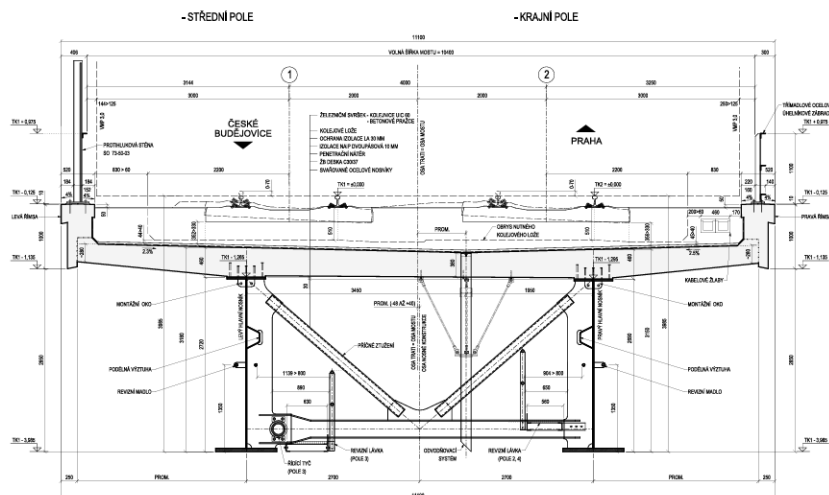
4.2.2 SO 73-20-13

Most SO 73-20-13 je dvoukolejný železniční most, nosnou konstrukci tvoří sprážený ocelobetonový spojitý nosník o pěti polích, jejichž rozpětí činí 33, 3x38 a 33 m. [33] Kolejové lože je průběžné, KDZ nejsou instalována. Kolej se nachází ve směrovém oblouku o poloměru $R_1 = 1950$ m (kolej 1) a $R_2 = 1954$ m (kolej 2), podélný sklon činí 8,81 ‰. Pilíře P2 a P3 jsou členěné, tvaru „A“. Součástí konstrukce je také systém řídicí tyče sloužící k přenesení teoretického středu dilatace, v případě SO 73-20-13 se jedná o polovinu rozpětí mezi pilíři P2 a P3. [44]

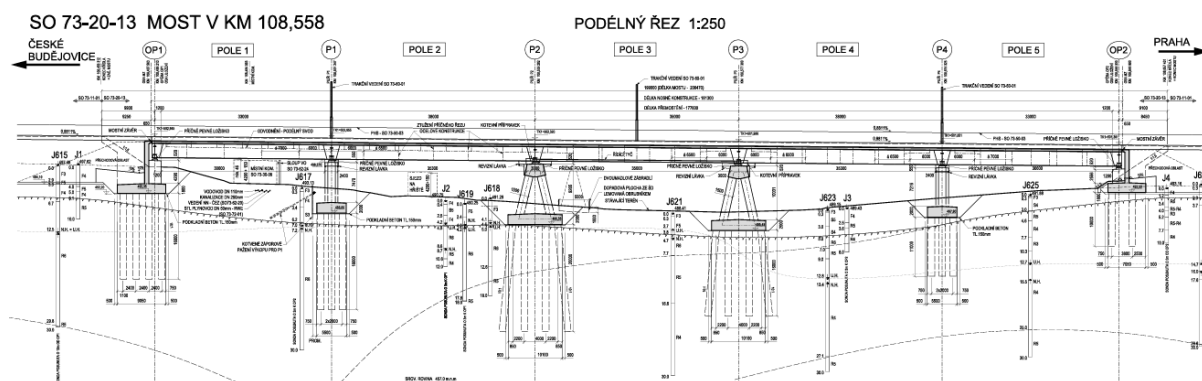
Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje je vyobrazen na obrázku 86. Příčný řez a podélný řez mostu uvádí obrázek 87 a obrázek 88.



Obrázek 86 – Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje pro SO 73-20-13 dle projektu [33]



Obrázek 87 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-13 [33]



Obrázek 88 – Podélný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-13 [33]

Materiálem nosné konstrukce je ocel tř. S355, deska je zhotovená z betonu C30/37, pilíře jsou tvořeny betonem C35/45 a piloty tř. C30/37. [33] Založení je hlubinné na velkoprofilových pilotách průměru 1,2 m. Uspořádání pilot odpovídá projektu, pro pilíře P1 a P4 se jedná o skupinu 3x6 pilot, pilíře P2 a P3 jsou uloženy na 4x6 pilotách s tím, že krajní řada pilot je umístěna ve sklonu 10:1.

Model této konstrukce byl vyhotoven prostřednictvím průvodce v rámci software midas Civil. Zjednodušeně je uvažováno s celou konstrukcí v přímé jak z hlediska směrového, tak výškového vedení trasy. Průvodce neumožňuje zavedení směrového oblouku, jakákoliv úprava vytvořené konstrukce by vzhledem k již definovaným vztahům podélného odporu kolejového lože vedla ke zkreslení vlivem zakřivení konstrukce.

Nosnou konstrukci reprezentuje jediný průřez (uvažován je průřez uprostřed rozpětí – v poli), výška nosné konstrukce činí 3,15 m, přesah na konci nosné konstrukce v místě uložení činí 0,55 m. Po konzultaci s vedoucím práce není uvažováno s řídicí tyčí, neboť její význam se v praxi ukazuje jako zanedbatelný. Namísto řídicí tyče byl na zvolený pilíř (P3), resp. na oba pilíře P2 a P3 umístěn pevný kloub, v dalších iteracích pak byly provedeny další dílčí změny v uspořádání spodní stavby.

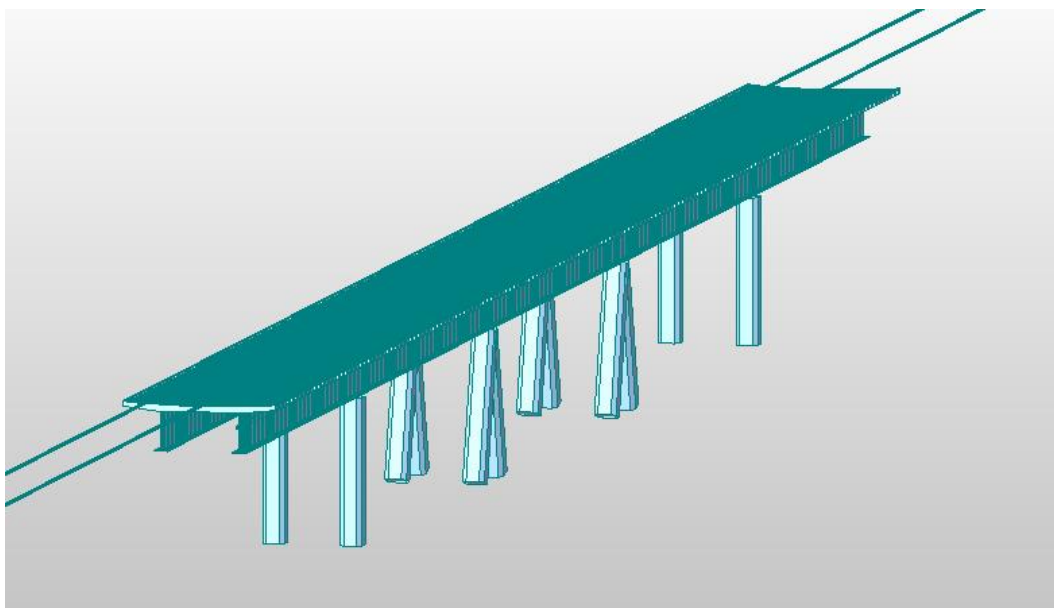
Za účelem nalezení takové polohy svislého zatížení, které vyvodí extrémní tlakové napětí v kolejnicových pásech nad opěrou OP1, byla provedena „Moving Load Analysis“ v software midas. Zatížení teplotou a brzdnými a rozjezdovými silami zůstává pro všechny verze modelů totožné.

Požadavky normy ČSN EN 1991-2 pro kolej jsou splněny (kolejnice UIC60, resp. 60E1; poloměr oblouku 1950 m > 1500 m a bezстыková kolej s betonovými pražci

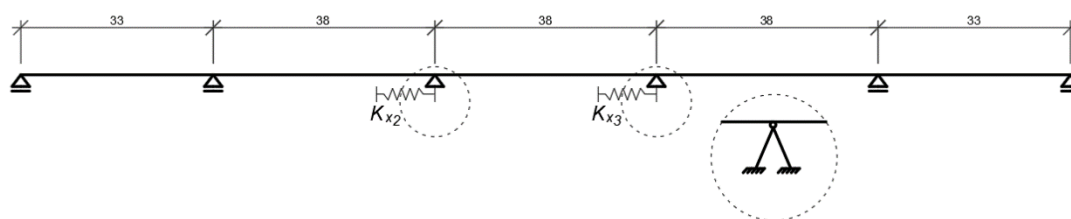
v kolejovém loži s rozdělením „u“ – 600 mm), je tedy možné postupovat podle kapitoly 6.5.4.6(4) za využití návrhových kritérií stanovených v kapitole 6.5.4.5 normy [2] .

4.2.2.1. Základní model

Nejjednodušší interpretací mostní konstrukce SO 73-20-13 při trojdimenzionální reprezentaci spodní stavby může být model zobrazený na obrázku 89. Odpovídající statické schéma uvádí obrázek 90. Pevná ložiska jsou uvažována na pilířích P2 a P3, tedy na obou členěných pilířích tvaru “A”.



Obrázek 89 – Zjednodušený 3D model mostu SO 73-20-13 pro stanovení účinků zatížení (stavba Modernizace trati Sudoměřice – Votice), ozn. verze **13C1**



Obrázek 90 – Statické schéma základní varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze **13C1**

Svislé zatížení je uvažováno tak, aby bylo vyvozeno v místě opěry OP1 dodatečné tlakové namáhání kolejnicových pásů. Konstrukce je podrobena změně

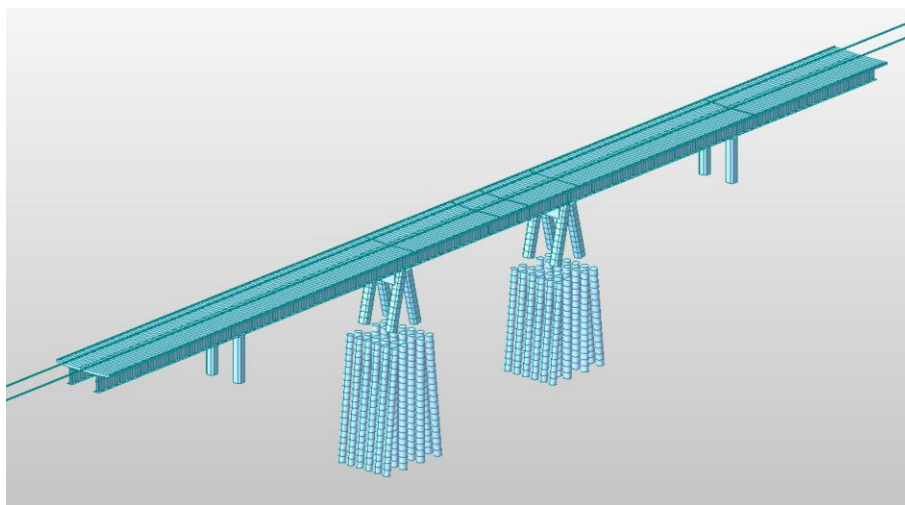
teploty +35 K, brzděné a rozjezdové síly jsou uvažovány nejvyšší možnou hodnotou, jež připouští příslušná norma. [2] Z kapitoly 4.2.1.3 vyplynulo, že pro standardně dosahované tuhosti spodní stavby (K_x řádově statisíce $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$) jsou v místě opěry dominantními složkami výsledného napětí část od brzděných a rozjezdových sil a část způsobená změnou teploty nosné konstrukce.

Výsledné hodnoty napětí v kolejnici (pouze v důsledku kombinované odezvy) a deformací (pro různé zatěžovací stavy) jsou uvedeny v tabulkách v následující kapitole pod označením verze **13C1**.

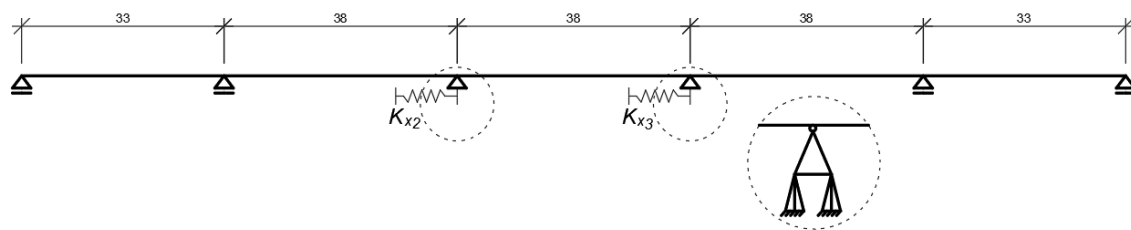
4.2.2.2. Varianty modelů vč. spodní stavby

V další fázi je vymodelováno kompletní založení pilířů, na kterých je umístěno pevné ložisko, případně kde je pevně spojen pilíř s nosnou konstrukcí (semi-integrované varianty). Poloha svislého zatížení byla mírně modifikována s využitím „Moving Load Analysis“ v software midas Civil. Hodnoty normálového napětí v kolejniových pásech vlivem svislého zatížení nicméně dále podrobněji uváděny nejsou.

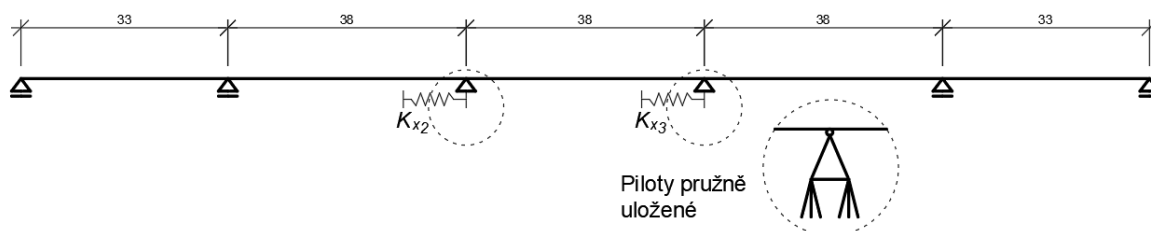
Statická schémata variant **13C2**, **13C3**, **13B2**, **13B3**, **13D2**, **13D3**, **13E2** a **13E3** jsou vyobrazeny na obrázku 92, obrázku 93, obrázku 94, obrázku 95, obrázku 103, obrázku 104, obrázku 105 a obrázku 106. 3D model mostu, který byl dále pro některé uvedené varianty upravován, je zobrazen na obrázku 91. V případě variant **E**, kdy je celá konstrukce semi-integrovaná, je vymodelován pilotový základ také v případě pilířů P1 a P4.



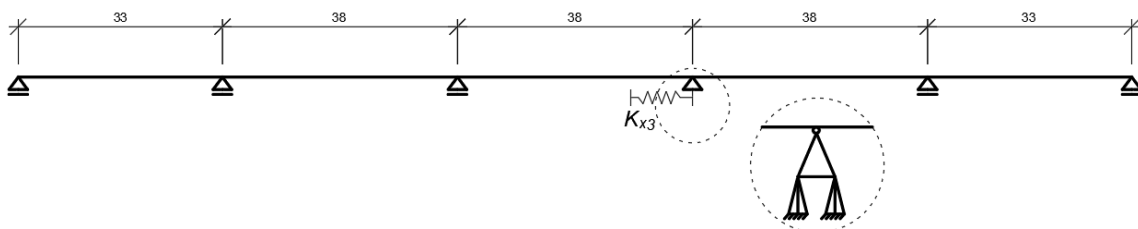
Obrázek 91 – 3D model mostu SO 73-20-13, varianty uvedené v kapitole 4.2.2.2



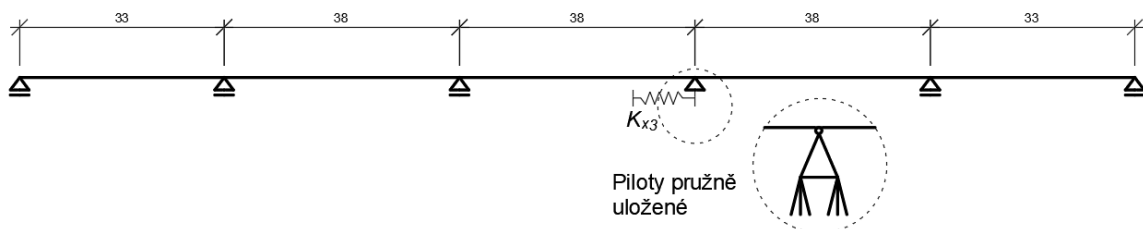
Obrázek 92 – Statické schéma modifikované varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze **13C2**



Obrázek 93 – Statické schéma modifikované varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze **13C3**

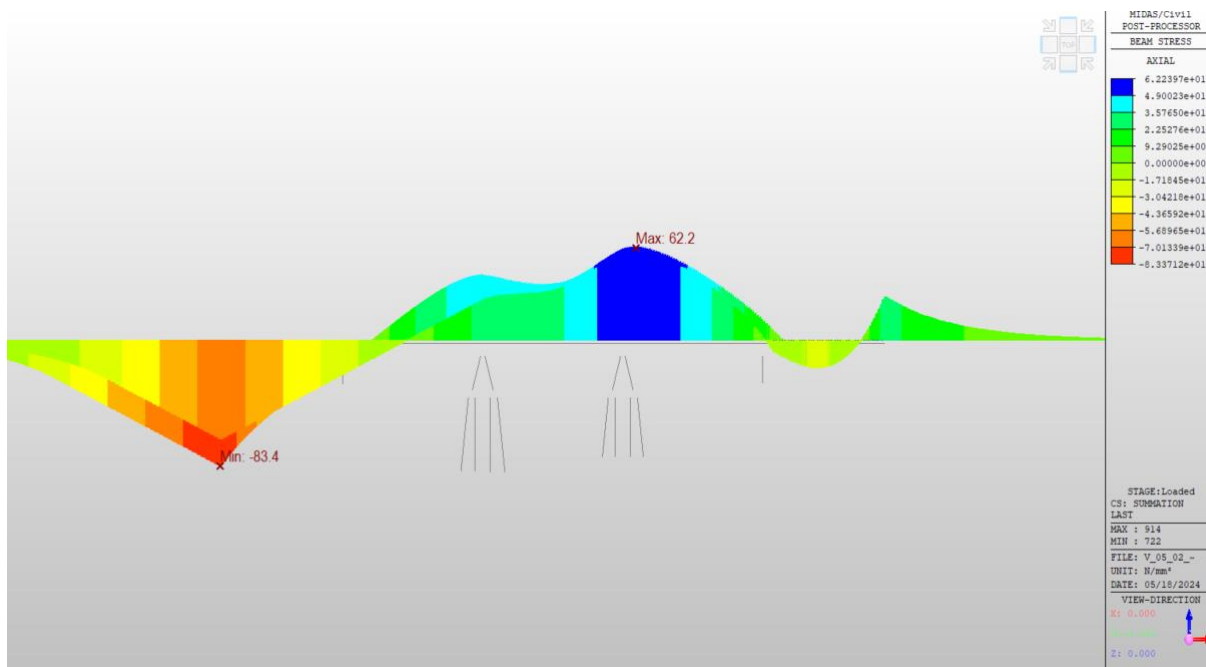


Obrázek 94 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, pevné ložisko umístěné na P3, ozn. verze **13B2**

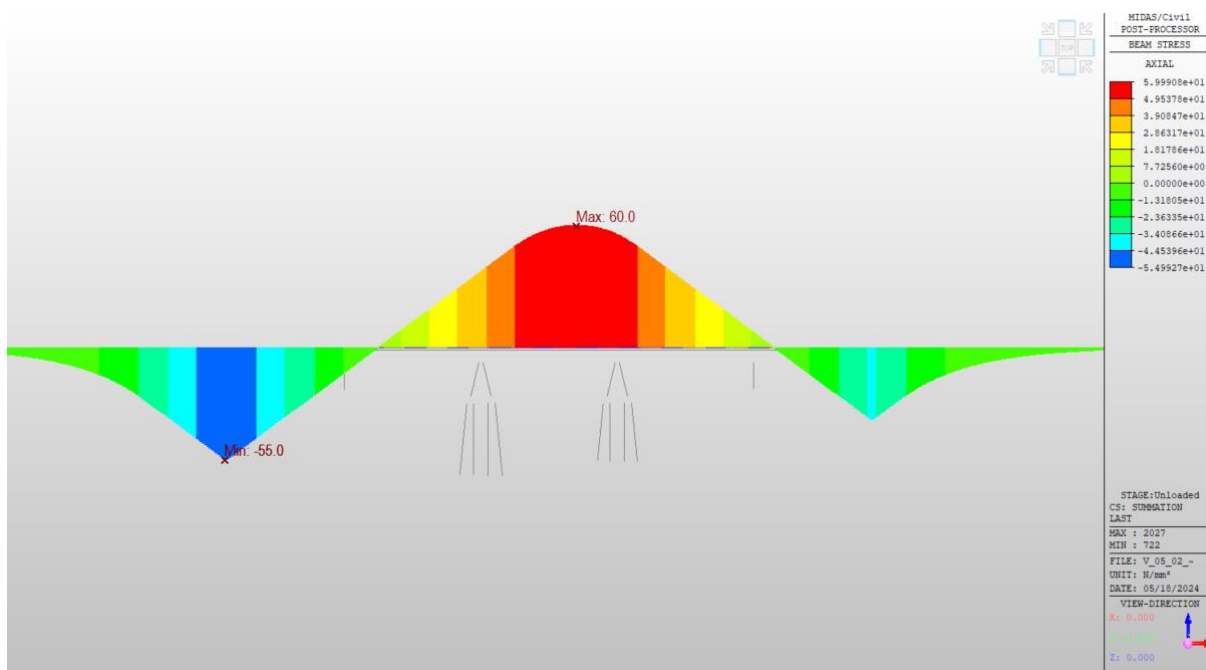


Obrázek 95 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, pevné ložisko umístěné na P3, ozn. verze **13B3**

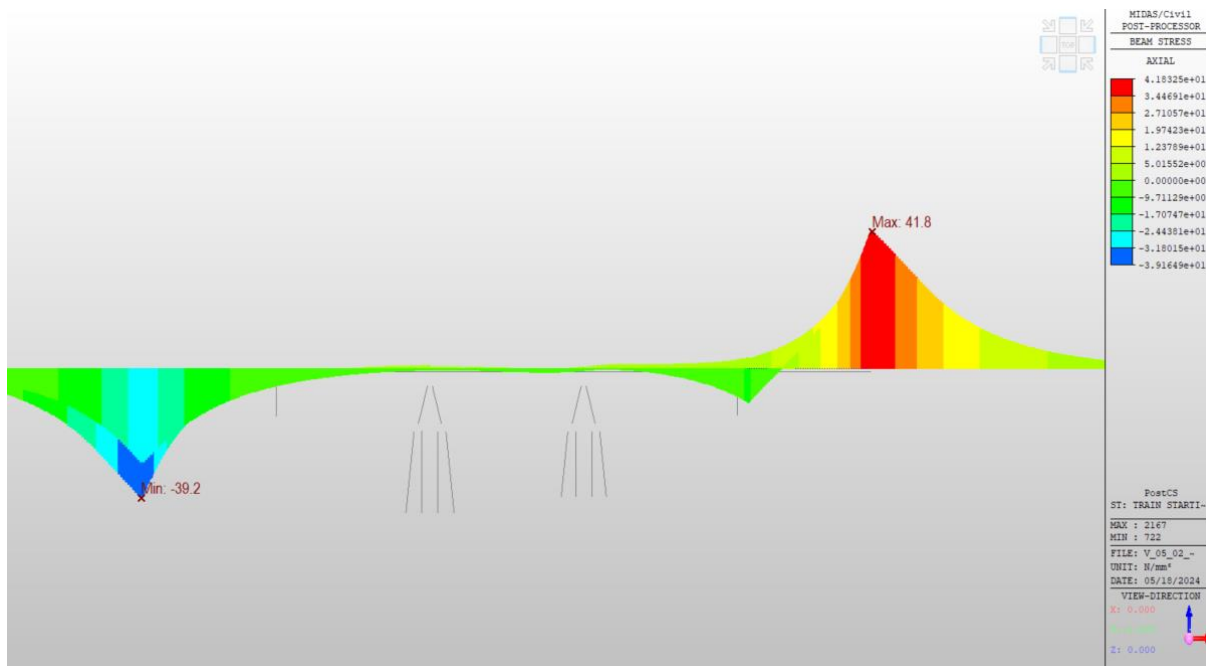
Výsledné napětí a deformace pro verzi **13B3** jsou vykresleny na obrázku 96 až obrázku 102.



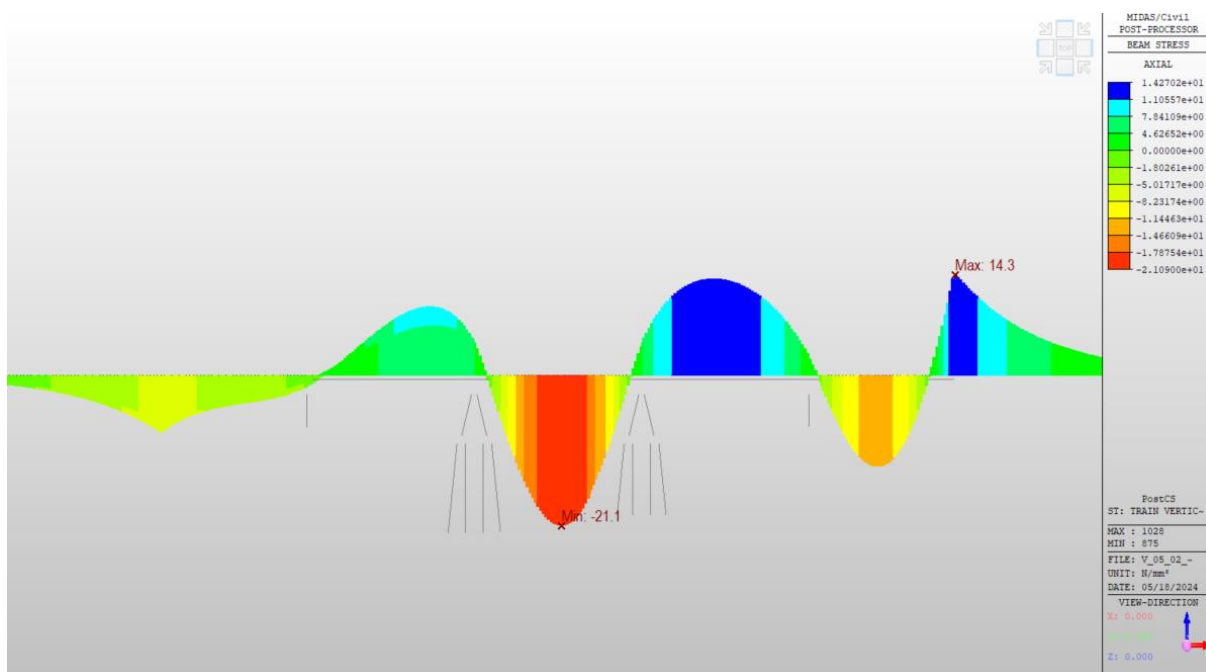
Obrázek 96 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného zatížení; SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



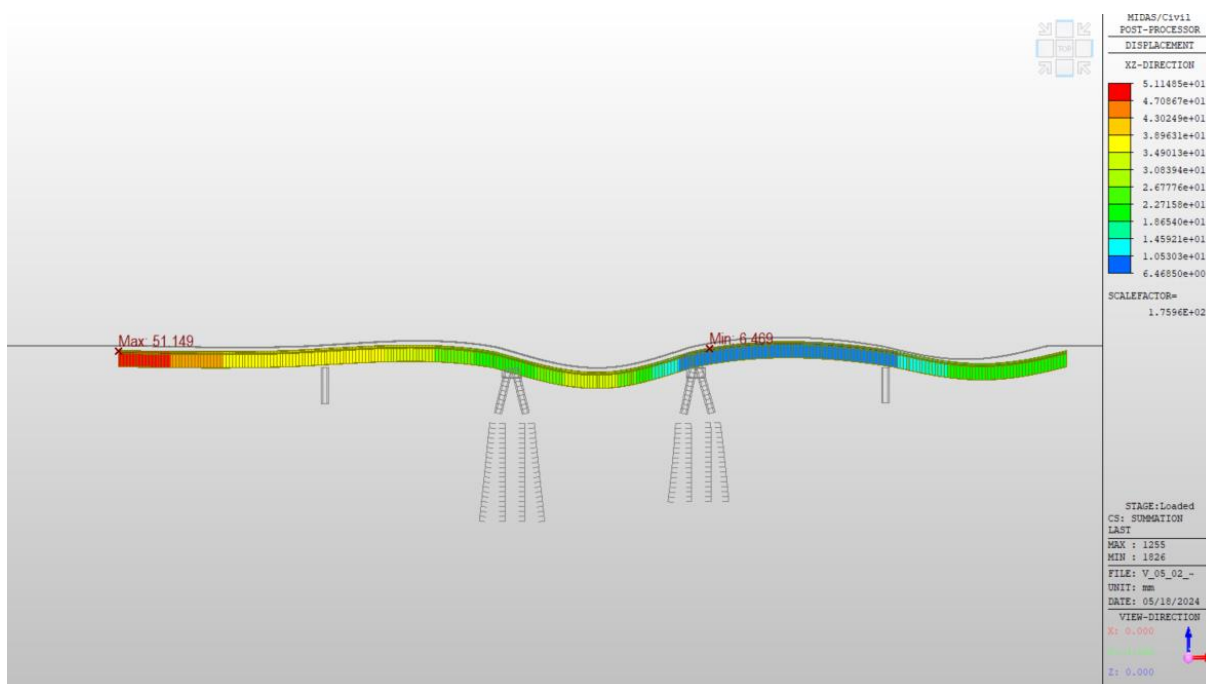
Obrázek 97 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce, SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



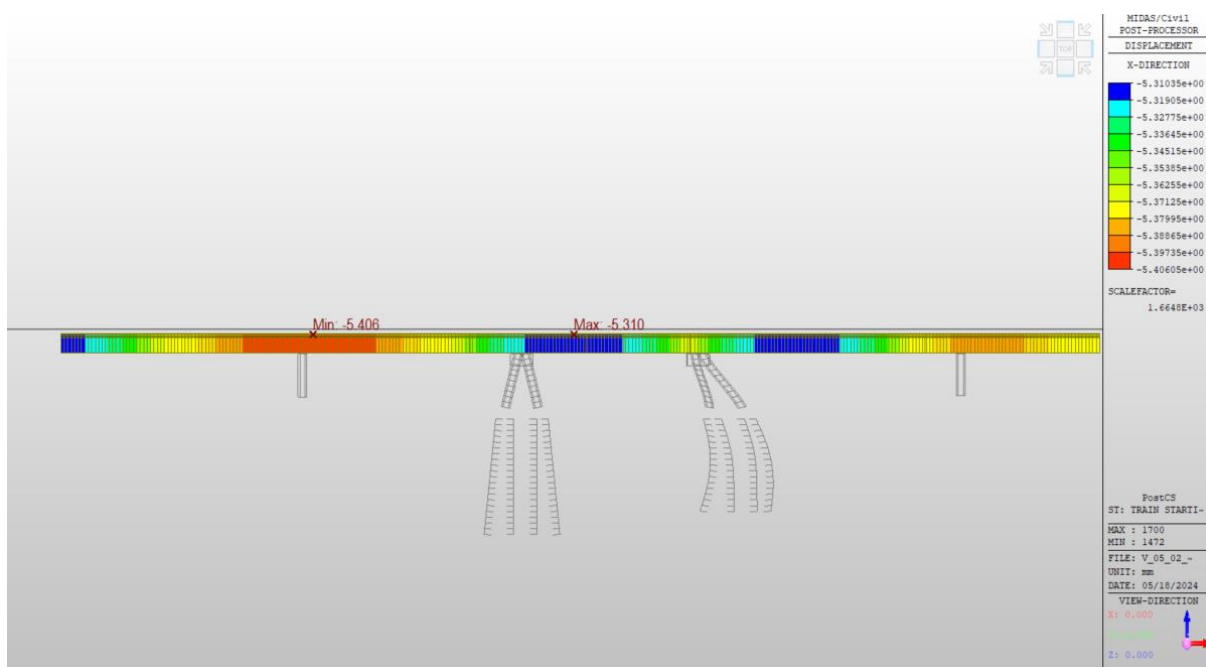
Obrázek 98 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, brzdné a rozjezdové síly,
SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



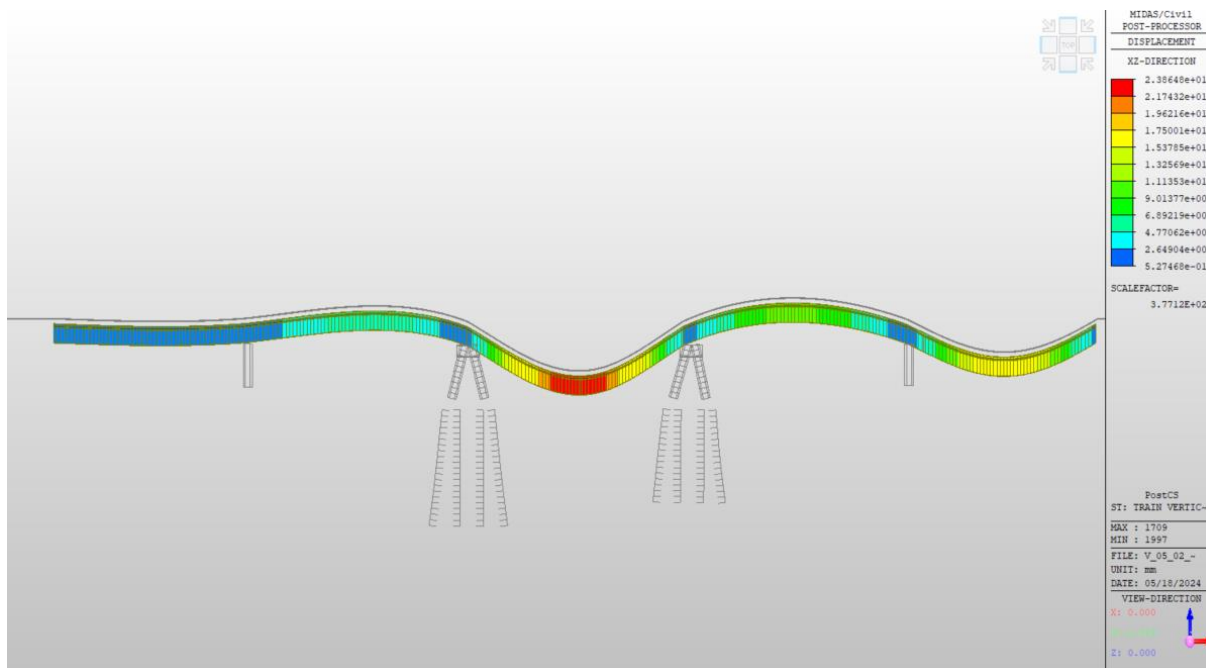
Obrázek 99 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, svislé zatížení (LM71),
SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



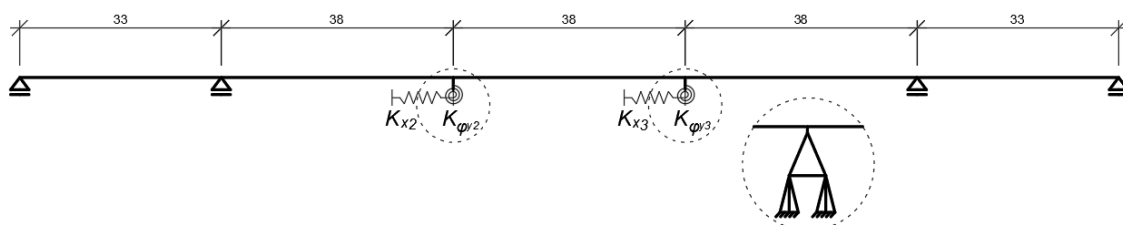
Obrázek 100 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, všechna proměnná zatížení, SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



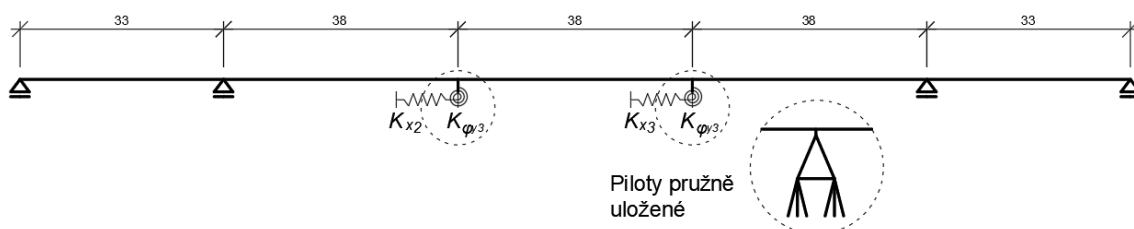
Obrázek 101 – Podélná deformace nosné konstrukce, brzdné a rozjezdové síly, SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



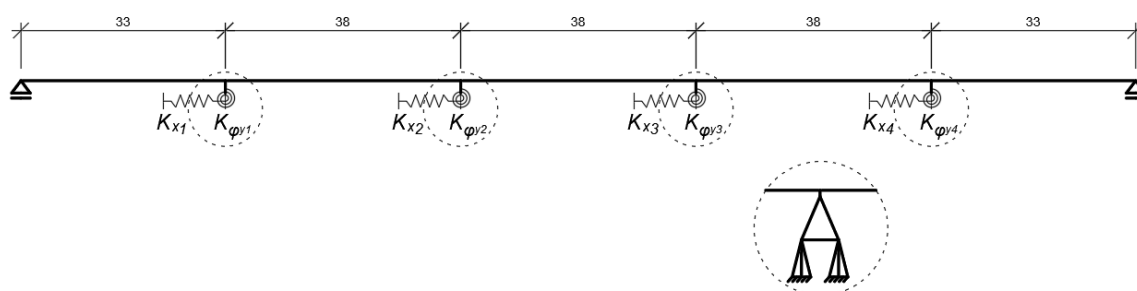
Obrázek 102 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, svislé zatížení LM71, SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



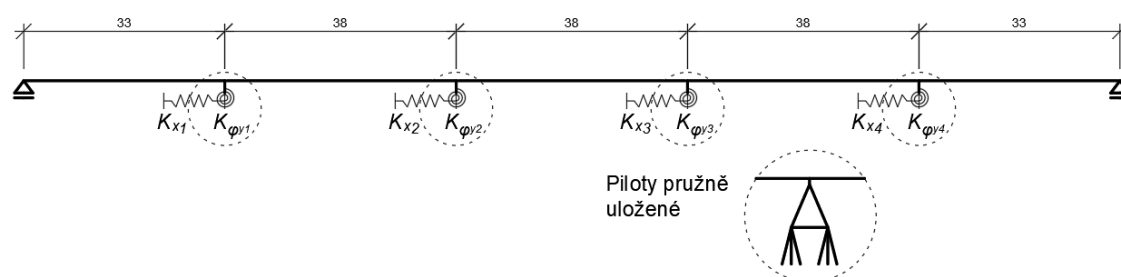
Obrázek 103 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (P2 a P3), ozn. verze **13D2**



Obrázek 104 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (P2 a P3), ozn. verze **13D3**



Obrázek 105 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (všechny pilíře), ozn. verze **13E2**



Obrázek 106 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (všechny pilíře), ozn. verze **13E3**

Základ reprezentuje roštový model sestávající se z tuhých prvků („rigid link“), poloha, počet a rozměry pilot jsou uvažovány v souladu s projektovou dokumentací. [33] Průměr každé z pilot činí 1,2 m. Posouzeny jsou dvě skupiny okrajových podmínek – piloty jsou buď vetknuty v patě, anebo jsou uloženy na pružných podporách. Pružná podpora reprezentující odpor podloží ve vodorovném směru je umístěna po jednom metru výšky, svislou tuhost reprezentuje jediná pružná podpora v patě piloty. Hodnoty vodorovné tuhosti byly získány také z projektové dokumentace, nicméně výsledné pružné uložení piloty je zjednodušením skutečných podmínek. Uvažované hodnoty k_h , K_x a K_z uvádí tabulka 21.

Modul reakce podloží k_h [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] byl vypočítán na základě vztahu uvedeného v kapitole 4.4.3, tuhost jedné pružné podpory ve vodorovném směru je pak součinem hodnoty k_h a průměru piloty d ; pružné podpory jsou umístěny po celé výšce piloty v rozestupu 1 m.

Tabulka 21 – Uvažované tuhosti pružných podpor pilot (SO 73-20-13)

Pilíř	Délka piloty L [m]	Modul reakce podloží k_h [kN*m ⁻³]	Tuhost jedné pružné podpory K_x [kN*m ⁻¹]	Svislá tuhost piloty K_z [kN*m ⁻¹]
P1	18.0	6670	8000	500000
P2	20.0	6670	8000	600000
P3	16.0	19000	22800	800000
P4	11.0	19000	22800	450000

Výsledné hodnoty uvádí tabulka 23, tabulka 24 a tabulka 25. Tučně uvedené hodnoty patří mezi veličiny posuzované normou [2]; v případě souladu s návrhovými kritérii je pole podbarveno zeleně a naopak není-li návrhové kritérium splněno, pole je podbarveno červeně. Označení modelů jsou vysvětlena v úvodu ke kapitole 4.2 a také v tabulce 22.

Tabulka 22 – Označení vybraných variant modelu (SO 73-20-13)

13 - označení mostu
B - pevné ložisko na mezilehlé podpěře
C - dvě pevná ložiska
D - semi-integrovaná konstrukce (P2 a P3)
E - semi-integrovaná konstrukce (všechny mezilehlé podpory)
1 - vetknuté pilíře
2 - piloty, vetknuté v patě
3 - piloty, lineárně pružné uložení

Tabulka 23 – Napětí a deformace v místě OP1 (SO 73-20-13)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ	
	Označení modelu SO 73-20-13	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]
13C1	-0.00041	-1.5	0.2	-1.3	-18.8	-62.6
13C2	0.00008	0.2	0.0	-4.9	-36.8	-69.6
13C3	0.00007	-0.1	0.0	-3.7	-30.2	-67.2
13B2	0.00011	0.7	0.1	-7.2	-48.0	-87.8
13B3	0.00011	2.3	0.1	-5.3	-39.2	-83.4
13D2	0.00005	0.2	0.0	-4.7	-35.9	-68.9
13D3	0.00002	-0.1	0.0	-3.5	-29.2	-66.4
13E2	0.00018	0.4	0.1	-4.0	-32.0	-65.2
13E3	0.00040	0.5	0.2	-2.6	-23.4	-60.8

Tabulka 24 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-13)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ	
	Označení modelu SO 73-20-13	φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]
13C1	0.00009	-1.0	0.0	1.1	13.8	-35.0
13C2	-0.00124	-1.0	0.7	-5.1	40.6	3.0
13C3	-0.00123	-1.3	0.7	-3.9	34.3	1.0
13B2	-0.00124	-1.8	0.7	-7.3	50.5	37.4
13B3	-0.00125	1.2	0.7	-5.4	41.8	28.8
13D2	-0.00120	-0.9	0.7	-5.0	39.7	0.0
13D3	-0.00119	-1.3	0.7	-3.7	33.3	-4.0
13E2	-0.00118	-0.4	0.7	-4.2	36.0	-7.3
13E3	-0.00137	-0.2	0.8	-2.8	27.8	-17.3

Tabulka 25 – Extrémní napětí v obecné poloze (SO 73-20-13)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	EXTRÉMNÍ NAPĚTÍ - OBEČNÁ POLOHA		
	Označení modelu SO 73-20-13	$\sigma_{T,max}$ [MPa]	$\sigma_{T,min(L)}$ [MPa]
13C1	60.9	-46.3	66.9
13C2	59.6	-45.8	52.2
13C3	59.8	-47.3	52.1
13B2	59.9	-53.9	61.1
13B3	60.0	-55.0	62.2
13D2	59.2	-45.8	52.3
13D3	60.0	-47.4	51.5
13E2	58.5	-45.7	52.2
13E3	57.9	-47.9	53.7

Součinitelé vodorovné reakce jsou vypočítáni v tabulce 26. Reakce jsou uvedeny buď pro každý pilíř nebo souhrnně pro všechny pilíře, vždy samostatně pro každý zatěžovací stav. V případě součinitele vodorovné reakce pro zatížení teplotní změnou nosné konstrukce u semi-integrovaných konstrukcí a konstrukcí s více než jedním pevným ložiskem po délce (obecně se jedná o staticky neurčité konstrukce) může být tato interpretace zavádějící, neboť celkový součet reakcí v pilíři je velice blízký nule, a tedy i součinitel je téměř rovný nule. Reakce v každém z pilířů však může dosahovat velmi vysokých hodnot, což je nutné zohlednit při návrhu výztuže, dimenzí pilíře a případně založení (počtu, délky a uspořádání pilot).

Tabulka 26 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce (SO 73-20-13)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	REAKCE (komb. odezva)								REAKCE (bez komb. odezvy)					Součinitel přenosu vodorovné reakce	
	F_{BxP1} [kN]	F_{BxP2} [kN]	F_{BxP3} [kN]	F_{BxP4} [kN]	F_{TxP1} [kN]	F_{TxP2} [kN]	F_{TxP3} [kN]	F_{TxP4} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [kN·m ⁻¹]	Počet koleji [-]	F_{xBA} [kN]	F_{xT} [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
13C1	0	2040	1757	0	0	11783	-11759	0	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.83	0.00
13C2	0	1199	1216	0	0	1816	-1815	0	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.53	0.00
13C3	2817								180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.61	0.01
13B2	0	0	1771	0	0	0	-526	0	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.39	0.07
13B3	2304								180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.50	0.08
13D2	0	1212	1231	0	0	1919	-1915	0	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.53	0.00
13D3	2865								180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.62	0.01
13E2	283	1041	1060	297	1582	1896	-1898	-1588	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.58	0.00
13E3	3209								180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.70	0.02

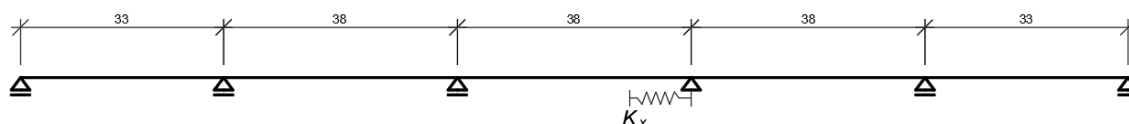
Z výsledných hodnot deformací a napětí je patrné, že limitní hodnoty (návrhová kritéria dle normy ČSN EN 1991-2) jsou překročeny pouze pro varianty **13B**. V tomto případě je jedinou částí spodní stavby, která přenáší podélné zatížení do podloží, pilíř P3. Tím se dilatující délka značně prodlouží, což vede k výskytu vyššího normálového napětí vlivem změny teploty nosné konstrukce a vyšší deformaci nosné konstrukce vlivem působení brzdných a rozjezdových sil než v případě variantního řešení v podobě semi-integrované konstrukce nebo uspořádání s více pevnými ložisky.

Pokud je spodní stavba modelována pouze pilířem vetknutým v patě, jsou některé složky deformace spodní stavby zanedbány, což vede k podhodnocení výsledného napětí v bezстыkové koleji. V tomto případě je rozdíl patrný mezi modely **13C1**, **13C2** a **13C3**. Při prvním stupni podrobnosti spodní stavby (**13C1**), kdy jsou pilíře vetknuty v patě, jsou hodnoty napětí od brzdných a rozjezdových sil v místě opěry OP1 poloviční ve srovnání s variantou **13C2** (-18,8 MPa, resp. -36,8 MPa), ve které jsou piloty uvažovány jako v patě vetknuté. Pokud je model spodní stavby dále precizován a piloty jsou podepřeny pružně, výsledné napětí od brzdných a rozjezdových sil v místě OP1 mírně poklesne na hodnotu -30,2 MPa.

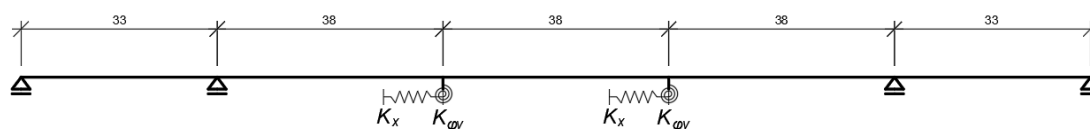
Součinitel přenosu vodorovné reakce ξ nabývá nejvyšší hodnoty pro brzdné a rozjezdové síly, naopak i vlivem staticky neurčitého a symetrického uspořádání celé konstrukce se hodnoty ξ_T (změna teploty nosné konstrukce) pohybují velmi blízko nule. Hodnota reakce F_{xBA} odpovídá součtu veškerých uvažovaných brzdných a rozjezdových sil působících po celé délce mostu. Reakce F_{xT} (vliv změny teploty bez zohlednění kombinované odezvy) se spočítá jako součin délky nosné konstrukce, podélného odporu nezátíženého kolejového lože a počtu kolejí.

4.2.2.3. Varianty modelů se zjednodušenou reprezentací spodní stavby

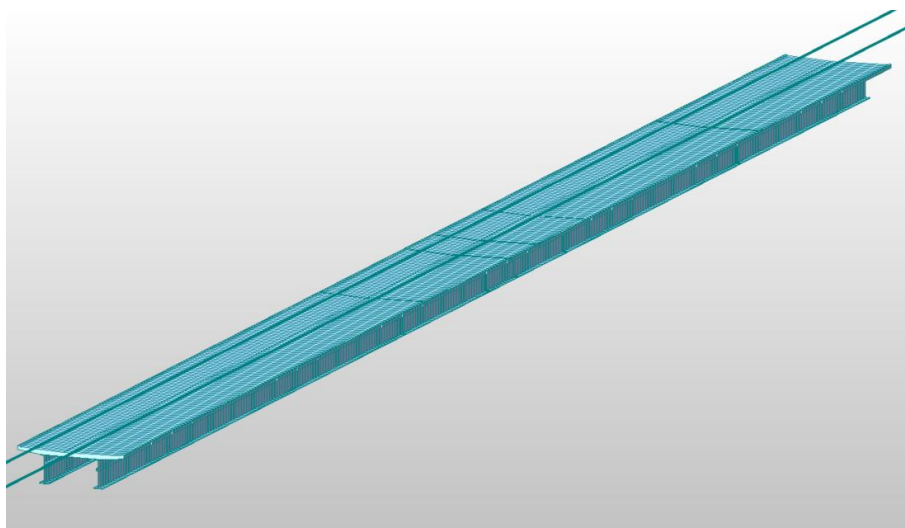
Modely označené kódem **13B4** a **13D4** (obrázek 107 a obrázek 108, 3D model na obrázku 109) vznikly zjednodušením vybraných modelů uvedených v předchozí kapitole. Sledovány byly varianty s jedním pevným ložiskem na mezilehlé podpoře (**13B**) a semi-integrovaná varianta (pilíře P2 a P3; ozn. **13D**). Kompletní spodní stavba je nyní reprezentována pouze pružnou podporou, jejíž tuhost v podélném směru K_x a tuhost v pootočení kolem osy y $K_{\phi y}$ popisuje celou spodní stavbu. Toto zjednodušení nelze provést v případě, že je spodní stavba modelována vč. pilot, které jsou uloženy na nelineárně pružných podporách, o čemž podrobněji referuje kapitola 4.4.4.



Obrázek 107 – Statické schéma varianty se zjednodušenou reprezentací spodní stavby, pevné ložisko P3, most SO 73-20-13, ozn. verze **13B4**



Obrázek 108 – Statické schéma varianty se zjednodušenou reprezentací spodní stavby, semi-integrovaná konstrukce, most SO 73-20-13, ozn. verze **13D4**



Obrázek 109 – Výchozí 3D model pro verze **13B4** a **13D4**

Provedena byla parametrická studie, výsledné hodnoty uvádí tabulka 27, tabulka 28, tabulka 29 (**13B4**) a tabulka 31, tabulka 32 a tabulka 33 (**13D4**). Tabulka 30 a tabulka 34 doplňují součinitele přenosu vodorovné reakce. V případě verze 13D4 byly postupně upraveny obě vstupní hodnoty tuhosti, K_x i $K_{\varphi y}$. Tuhost K_x byla uvažována pro každý z pilířů, tedy celková tuhost spodní stavby je součtem dílčích tuhostí K_x . V tabulce je uváděna hodnota pro jeden pilíř. Tučně uvedené hodnoty patří mezi veličiny posuzované normou [2]; v případě souladu s návrhovými kritérii je pole podbarveno zeleně a naopak není-li návrhové kritérium splněno, pole je podbarveno červeně.

Tabulka 27 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze **13B4**

MODEL 13B4	OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
73-20-13 pevné ložisko na P3 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]	$\sigma_{kpl,min}$ [MPa]
50000	0.00013	0.2	0.1	-12.5	-67.2	-49.8	-97.9
100000	0.00012	-0.1	0.1	-10.4	-60.1	-51.6	-93.9
250000	0.00012	-0.5	0.1	-7.2	-47.8	-53.9	-87.0
1500000	0.00012	-1.5	0.1	-2.8	-24.5	-56.1	-75.8

Tabulka 28 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze **13B4**

MODEL 13B4	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ	
73-20-13 pevné ložisko na P3 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	Φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]	σ_{kplR} [MPa]
50000	-0.00122	-0.9	0.7	-12.6	69.2	53.7
100000	-0.00122	-1.1	0.7	-10.5	62.2	47.6
250000	-0.00123	-1.6	0.7	-7.3	50.1	35.7
1500000	-0.00125	-2.6	0.7	-2.8	27.6	12.2

Tabulka 29 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze **13B4**

MODEL 13B4	EXTRÉMNI TAH - OBEČNÁ POLOHA	
73-20-13 pevné ložisko na P3 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	$\sigma_{T,max}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,max}$ [MPa]
50000	59.5	56.6
100000	59.6	58.6
250000	59.8	60.9
1500000	60.1	63.0

Tabulka 30 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze **13B4**

MODEL 13B4	REAKCE (komb. odezva)		REAKCE (bez komb. odezvy)				Souč. přenosu vod. reakce		
	F_{Bx} [kN]	F_{Tx} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	Počet kolejí [-]	F_{xB} [kN]	F_{xT} [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
73-20-13 pevné ložisko na P3 Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]									
50000	635.2	-251.2	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.14	0.03
100000	1048.7	-372.7	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.23	0.05
250000	1772.2	-525.9	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.39	0.07
1500000	3184.0	-682.7	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.69	0.09

Tabulka 31 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze **13D4**

MODEL 13D4 - semi-integrované P2 a P3		OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
Tuhost $K_{\varphi y}$ [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	Tuhost K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$]	Φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{Bmin} [MPa]	$\sigma_{Tmin(L)}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,min}$ [MPa]
26500000	50000	0.00007	0.3	0.0	-10.3	-59.8	-45.8	-87.5
13000000	50000	0.00009	0.4	0.0	-10.3	-59.8	-45.8	-87.6
3000000	50000	0.00011	0.4	0.1	-10.3	-59.8	-45.8	-87.6
0	50000	0.00012	0.4	0.1	-10.3	-59.8	-45.8	-87.6
26500000	250000	0.00005	0.2	0.0	-4.8	-36.1	-45.8	-69.1
26500000	1500000	0.00002	0.1	0.0	-1.4	-15.8	-45.6	-55.7

Tabulka 32 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-13), verze 13D4

MODEL 13D4 - semi-integrované P2 a P3		OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ		
Tuhost $K_{\varphi y}$ [kN^*m^{-1}]	Tuhost K_x [kN^*m^{-1}]	Φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{Bmax} [MPa]	$\sigma_{Tmin(R)}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,R}$ [MPa]
26500000	50000	-0.00116	-0.6	0.6	-10.5	62.2	-45.8	37.2
13000000	50000	-0.00118	-0.7	0.6	-10.5	62.3	-45.8	37.3
3000000	50000	-0.001205	-0.7	0.7	-10.5	62.3	-45.8	37.5
0	50000	-0.00122	-0.7	0.7	-10.5	62.3	-45.8	37.5
26500000	250000	-0.00118	0.8	0.6	-5.0	39.7	-45.8	4.4
26500000	1500000	-0.00117	0.1	0.6	-1.7	20.8	-45.6	-20.0

Tabulka 33 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 13D4

MODEL 13D4 - semi-integrované P2 a P3		EXTRÉMNI TAH - OBECNÁ POLOHA	
Tuhost $K_{\varphi y}$ [kN^*m^{-1}]	Tuhost K_x [kN^*m^{-1}]	$\sigma_{T,max}$ [MPa]	$\sigma_{kpl,max}$ [MPa]
26500000	50000	59.4	52.8
13000000	50000	59.4	52.3
3000000	50000	59.4	52.5
0	50000	59.4	52.7
26500000	250000	59.2	52.7
26500000	1500000	58.3	52.0

Tabulka 34 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 13D4

MODEL 13D4 - semi-integrované P2 a P3		REAKCE (komb. odezva)				REAKCE (bez komb. odezvy)					Souč. přenosu vod. reakce	
Tuhost $K_{\varphi y}$ [kN^*m^{-1}]	Tuhost K_x [kN^*m^{-1}]	F_{BxL} [kN]	F_{BxR} [kN]	F_{TxL} [kN]	F_{TxR} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [kN^*m^{-1}]	Počet kolejí [-]	F_{xBa} [kN]	F_{xT} [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
26500000	50000	525.8	529.5	381.4	-381.3	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.23	0.00
13000000	50000	525.6	529.3	381.3	-381.2	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.23	0.00
3000000	50000	525.3	529.0	381.1	-381.0	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.23	0.00
0	50000	525.2	529.0	381.1	-380.1	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.23	0.00
26500000	250000	1213.2	1231.6	1894.1	-1893.9	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.53	0.00
26500000	1500000	1780.0	1871.4	9234.0	-9233.8	180.0	20.0	2.0	4599.9	7200.0	0.79	0.00

Z výše uvedených výstupů je patrný totožný trend jako v případě modelů 10B1 a 10E1 (most SO 73-20-10). S rostoucí tuhostí spodní stavby roste součinitel přenosu vodorovné reakce ξ , a naopak klesá normálové napětí σ_{kpl} v kolejnicových pásech způsobené proměnným zatížením. Pro semi-integrované uspořádání (verze 13D4) dochází k řádově větším změnám ve výsledném napětí, deformacích a součiniteli přenosu vodorovné reakce v případě úpravy podélné tuhosti K_x ve srovnání se změnou tuhosti v pootočení $K_{\varphi y}$. Vliv tuhosti v pootočení $K_{\varphi y}$ se ukazuje jako nevýznamný.

4.2.3 SO 73-20-14

Most SO 73-20-14 je dvoukolejný železniční most, nosnou konstrukci tvoří trojice na sebe podélně navazujících spřažených ocelobetonových nosníků. Z hlediska statického působení se jedná o prostý nosník o rozpětí 28 m, dále spojitý nosník o pěti polích, jejichž rozpětí činí 32, 3x40 a 32 m, třetím nosníkem je opět prostý nosník o rozpětí 28 m. [33] Kolejové lože je průběžné, KDZ nejsou instalována. Kolej se nachází ve směrovém oblouku o poloměru $R_1 = 1604$ m (kolej 1) a $R_2 = 1600$ m (kolej 2), podélný sklon činí 8,80 ‰. Pilíře P3 a P4 jsou členěné, tvaru „A“. Součástí konstrukce je také systém řídicí tyče sloužící k přenesení teoretického středu dilatace, v případě SO 73-20-14 se jedná o polovinu rozpětí mezi pilíři P3 a P4. [44]

Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje dle projektové dokumentace (v této práci nebylo striktně dodrženo) uvádí obrázek 110, pohled na nosnou konstrukci obrázek 111 a příčný řez nosnou konstrukcí obrázek 112.

Pro zhotovení modelu byly přijaty tytéž zásady jako v případě mostní konstrukce SO 73-20-13, tedy most je modelován jako v přímé z hlediska směrového i výškového vedení a nosná konstrukce je po celé délce reprezentována jediným průřezem, kdy je pro účel vytvoření modelu zvolen průřez z poloviny prostředního pole.

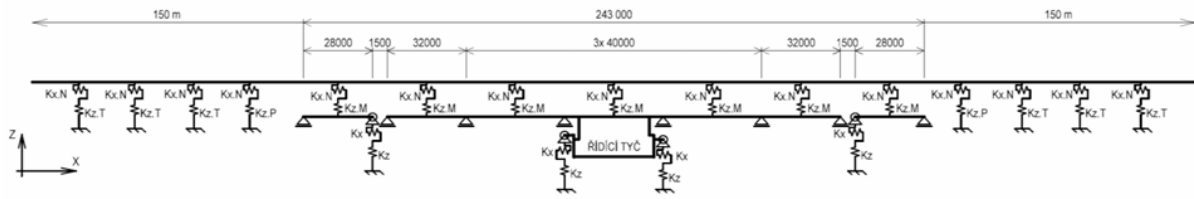
Oproti SO 73-20-13 se most SO 73-20-14 liší především samostatnými krajními poli a masivnějšími průřezy pilířů P3 a P4 (tvaru „A“). Řídicí tyč nebyla modelována, podrobněji o tomto zjednodušení referuje kapitola 4.2.2.

Z hlediska normy ČSN EN 1991-2 jsou splněny všechny požadavky pro posuzování interakce bezстыkové koleje a mostu (kolejnice UIC60, resp. 60E1; poloměr oblouku 1950 m > 1500 m a kolej v kolejovém loži s rozdělením pražců „u“ – 600 mm), je tedy možné postupovat podle kapitoly 6.5.4.6(4) za využití návrhových kritérií stanovených v kapitole 6.5.4.5 normy [2].

Materiálem nosné konstrukce je ocel třídy S355 (výjimečně a lokálně třídy S460, vliv lokální změny materiálu byl zanedbán), desku tvoří beton tř. C30/37. Veškeré pilíře jsou zhotoveny z tř. betonu C35/45, piloty tř. C30/37.

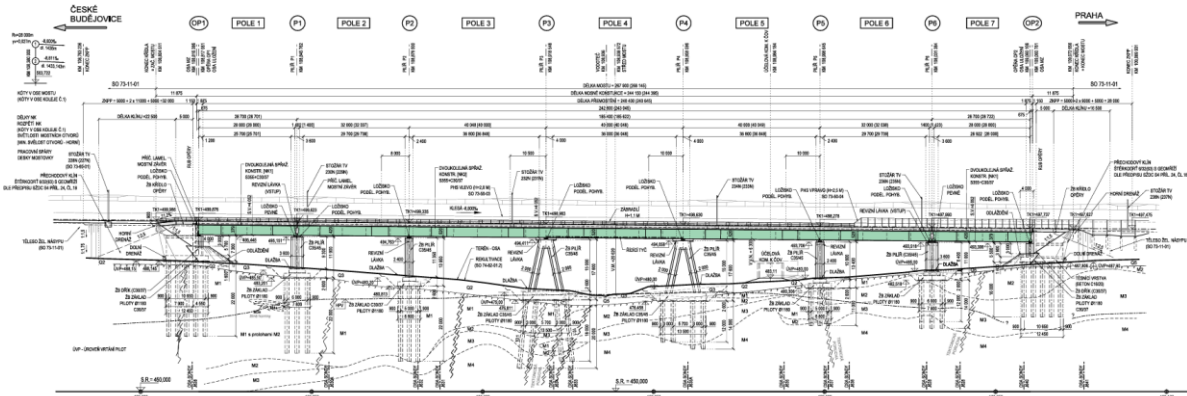
Navazující zemí těleso je uvažováno délky 250 m stejně jako v případě mostů SO 73-20-10 a SO 73-20-13.

Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje SO 73-20-14:

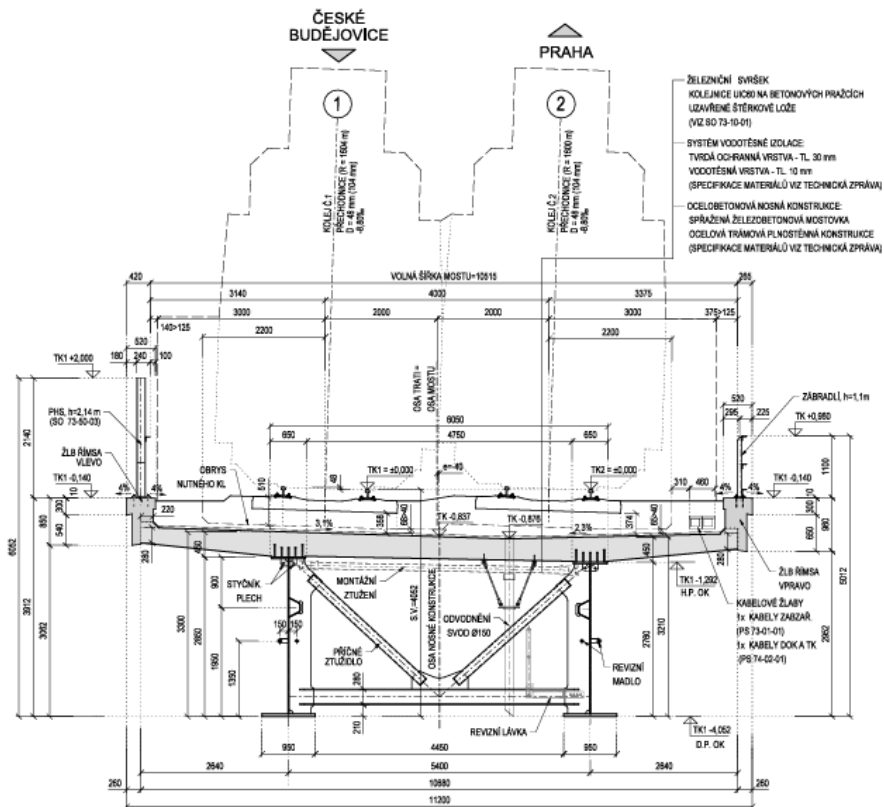


Obrázek 110 – Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje pro SO 73-20-14 dle projektu [33]

PŘEHLEDNÝ VÝKRES - POHLED ZPRAVA 1:500
PRŮMĚT PODÉLNÉHO POHLEDU ZOBRAZENÝ V OSE KOLEJE Č.1



Obrázek 111 – Pohled na nosnou konstrukci mostu SO 73-20-14 [33]

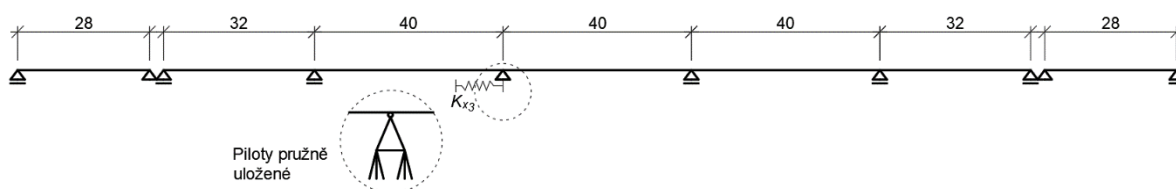


Obrázek 112 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-14 [33]

4.2.3.1. Základní model

Základní varianta modelu vychází ze stávajícího stavu mostu SO 73-20-14, nosná konstrukce je tedy rozdělena podélně do tří částí. Spodní stavba je modelována jako pilíř umístěný na základu, který je uložen na skupině pilot, každé o průměru 1,2 m. Uspořádání pilot odpovídá projektu, pro pilíře P1 a P6 se jedná o 3x5 pilot, pilíře P2 a P5 taktéž. Základ pilířů P3 a P4 je uložen na 4x6 pilotách, v případě pilíře P3 nejsou piloty umístěny svisle, avšak ve sklonu 10:1.

Samotný základ je reprezentován roštovým modelem, jednotlivé části jsou vytvořeny z tuhých propojení („rigid link“). 3D model základní varianty uvádí obrázek 114, statické schéma obrázek 113.



Obrázek 113 – Statické schéma základní varianty, pevné ložisko P3, most SO 73-20-14, ozn. verze **14F3**



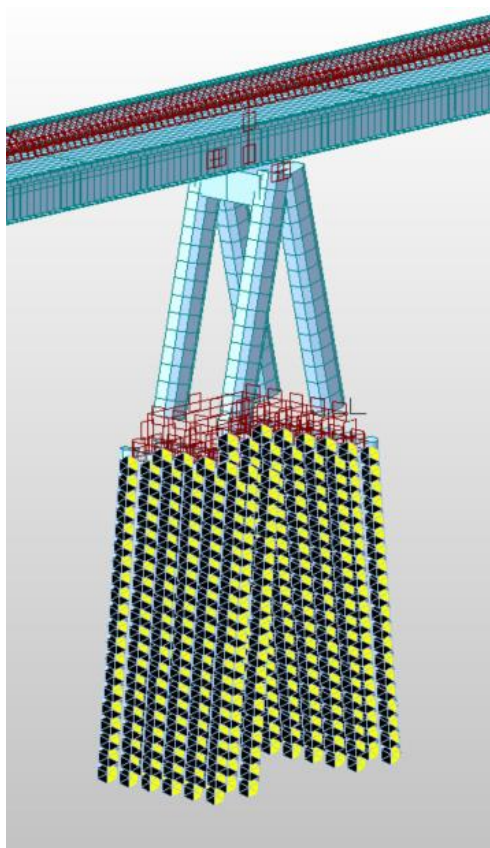
Obrázek 114 – 3D model mostu SO 73-20-14

Uložení pilot a přenos zatížení do podloží je reprezentován pružnými podporami (viz obrázek 115). Hodnoty svislé a vodorovné tuhosti vycházejí z hodnot uvažovaných projektovou dokumentací, nicméně pro účely této práce byl počet vrstev zjednodušen. Výsledné uvažované hodnoty uvádí tabulka 35, délky pilot jsou zjednodušeně

modelovány pro daný pilíř jednotně. Postup stanovení tuhosti pružných podpor na základě modulu reakce podloží k_h je uveden v kapitolách 4.2.2 a 4.4.3.

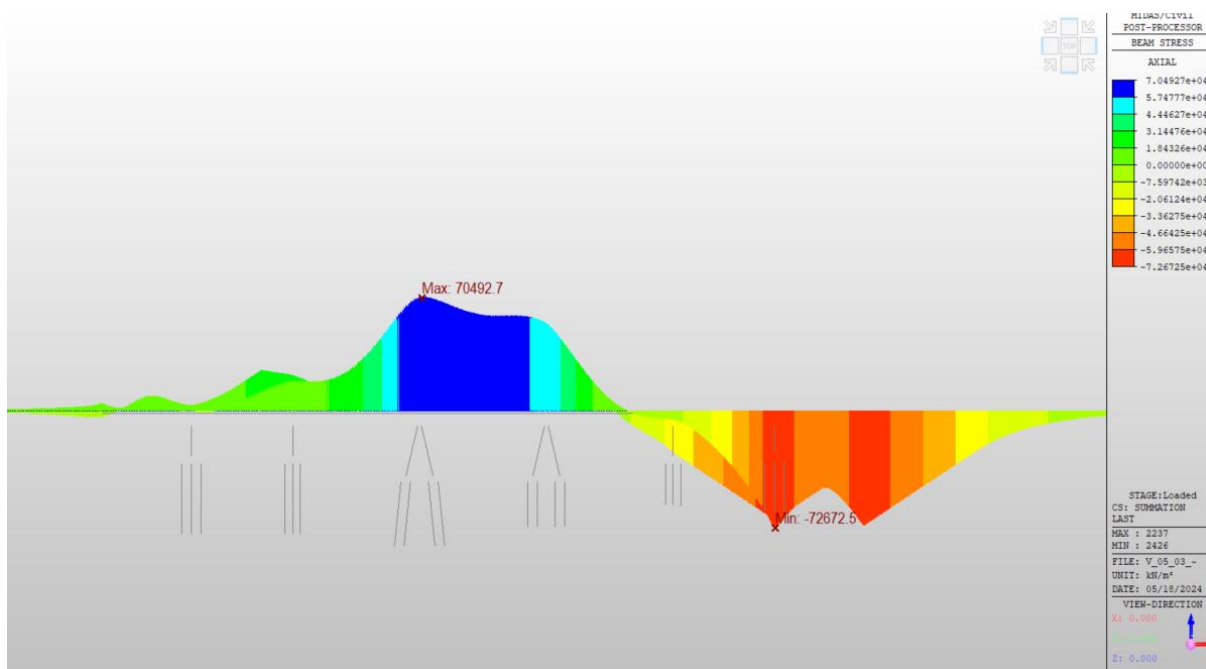
Tabulka 35 – Uvažované tuhosti pružných podpor pilot (SO 73-20-14)

Pilíř	Délka piloty L [m]	Modul reakce podloží k_h [kN*m ⁻³]	Tuhost jedné pružné podpory K_x [kN*m ⁻¹]	Svislá tuhost piloty K_z [kN*m ⁻¹]
P1	22	15600	18720	450000
P2	22	15600	18720	530000
P3	20	25000 , nejhlubší 2 m 166700	30000; 200000	650000
P4	14	66700 , nejhlubší 2 m 166700	80000; 200000	650000
P5	11	1/2L 25000 ; 1/2L 66700	80000; 30000	530000
P6	14	1/2L 25000 ; 1/2L 66700	80000; 30000	620000

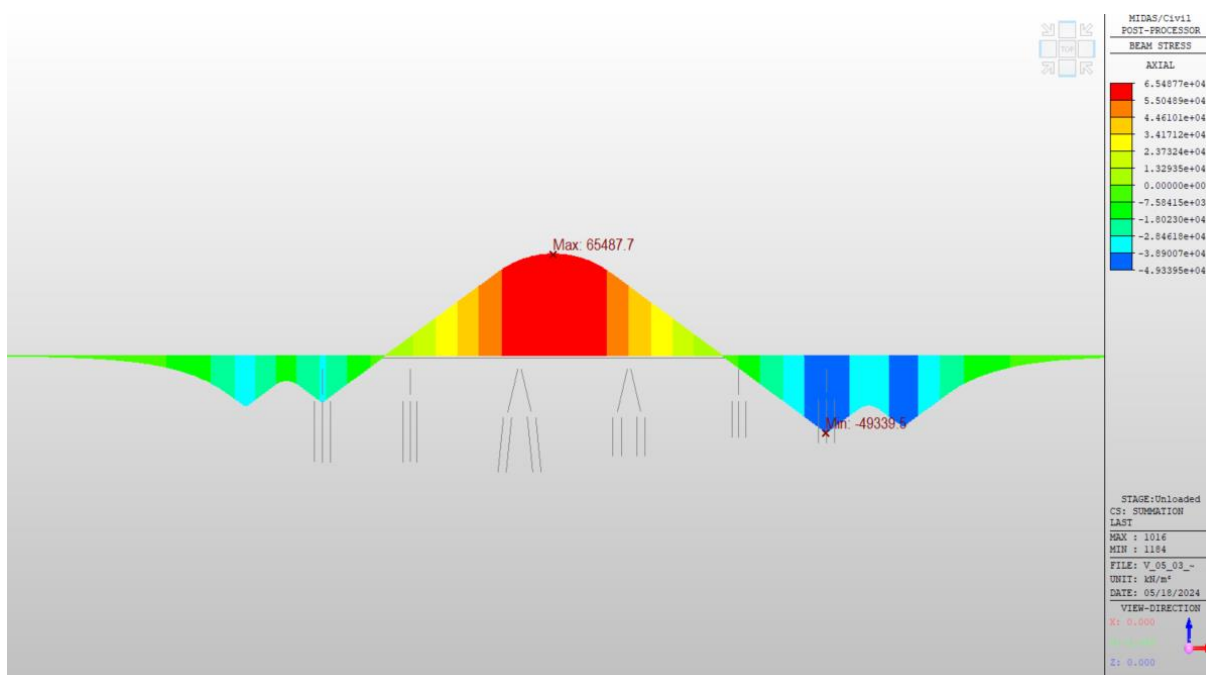


Obrázek 115 – 3D model pilíře, základu a pilot, SO 73-20-14

Výsledné napětí v kolejnicových pásech od veškerého uvažovaného proměnného zatížení uvádí pro model **14F3** obrázek 116, na obrázku 117 je zobrazen průběh napětí v kolejnicových pásech od změny teploty nosné konstrukce. Velmi dobře je patrný vliv rozdělení nosné konstrukce do více dílů.



Obrázek 116 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného zatížení; SO 73-20-14, ozn. verze **14F3**



Obrázek 117 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce; SO 73-20-14, ozn. verze **14F3**

Výsledné hodnoty posuzovaných napětí a deformací jsou uvedeny v tabulce 36. Prezentované hodnoty deformací jsou extrémními hodnotami pro danou zatěžovací kombinaci v modelu. Hodnoty δ_B a δ_V jsou pro opěry OP1 a OP2 získány standardním

způsobem, pro rozhraní částí nosné konstrukce nad pilíři P1 a P6 se jedná o rozdíl deformací konců dílů nosné konstrukce. Přestože tak posunutí spojitého nosníku δ_B v místě P1 činí 7,8 mm, po odečtení deformace δ_B prostého nosníku (první pole na schématu zcela vlevo) se výsledná deformace δ_B sníží na 3,5 mm.

Uváděna je pouze absolutní hodnota deformací. Tlakové normálové napětí v kolejnicových pásech vyvolané proměnným zatížením činí 72,7 MPa, což znamená překročení limitní hodnoty o 0,9 %. Vzhledem k nevyhnutelné nepřesnosti modelu a zanedbání působení řídicí tyče lze toto překročení připustit a sledat hodnoty napětí i deformací pro základní model mostu SO 73-20-14 jako vyhovující.

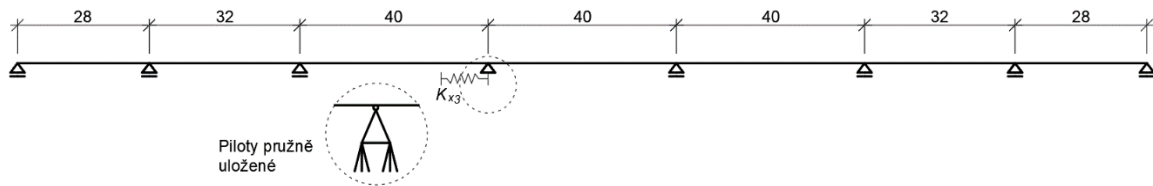
Tabulka 36 – Posouzení, výchozí model SO 73-20-14

Návrhové kritérium	Výsledná hodnota	Limitní hodnota	(Ne)vyhovuje
σ (tah/tlak) [MPa]	70,5/-72,7	92/-72	Vyhovuje*
δ_H [mm]	4,0	8	Vyhovuje
δ_B [mm]	4,1	5	Vyhovuje
δ_V [mm]	0,2	3	Vyhovuje

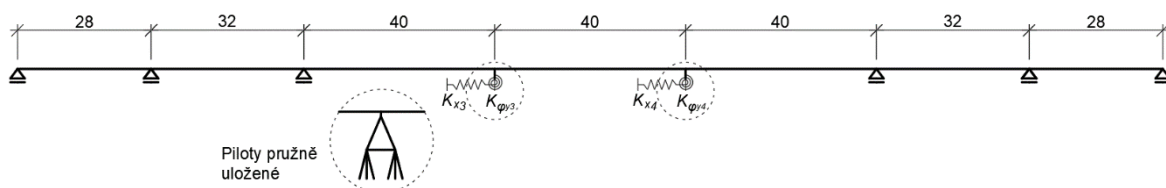
4.2.3.2. Změna uspořádání nosné konstrukce a spodní stavby

V dalším kroku je norná konstrukce spojena do jediného dílu, nosník je po celé délce spojitý, celková délka činí 240 m. Touto úpravou dojde k prodloužení dilatující délky mostu a nárůstu normálového napětí v kolejnicových pásech v místě nad opěrami vyvolaného změnou teploty nosné konstrukce a brzdných a rozjezdových sil. Výhodou tohoto uspořádání je na druhou stranu snížení počtu ložisek a mostních závěrů na rozhraní jednotlivých částí nosné konstrukce.

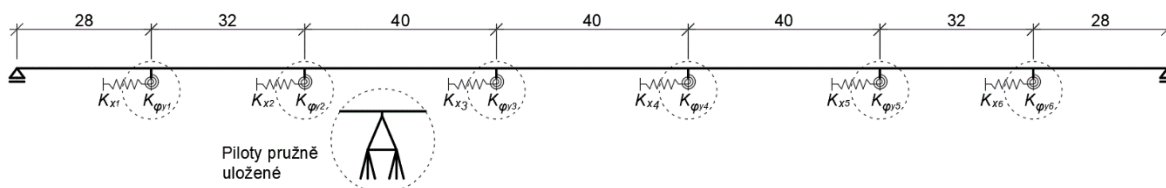
Statická schémata uvažovaných variant uvádějí obrázek 118, obrázek 119, obrázek 120 a obrázek 121. Ve všech případech je spodní stavba reprezentována 3D modelem pilot, základu (roštový model skládající se z tuhých prvků – „rigid link“) a pilíře. Piloty o průměru 1,2 m jsou uloženy na lineárně pružných podporách, jejichž tuhost je stanovena podle podkladů uvedených v projektu stavby za předpokladů uvedených v předchozí kapitole. [33]



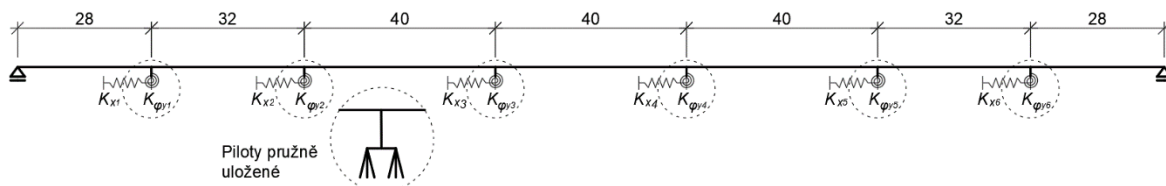
Obrázek 118 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku),
pevné ložisko P3, most SO 73-20-14, ozn. verze **14B3**



Obrázek 119 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku),
semi-integrované P3 a P4, most SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**

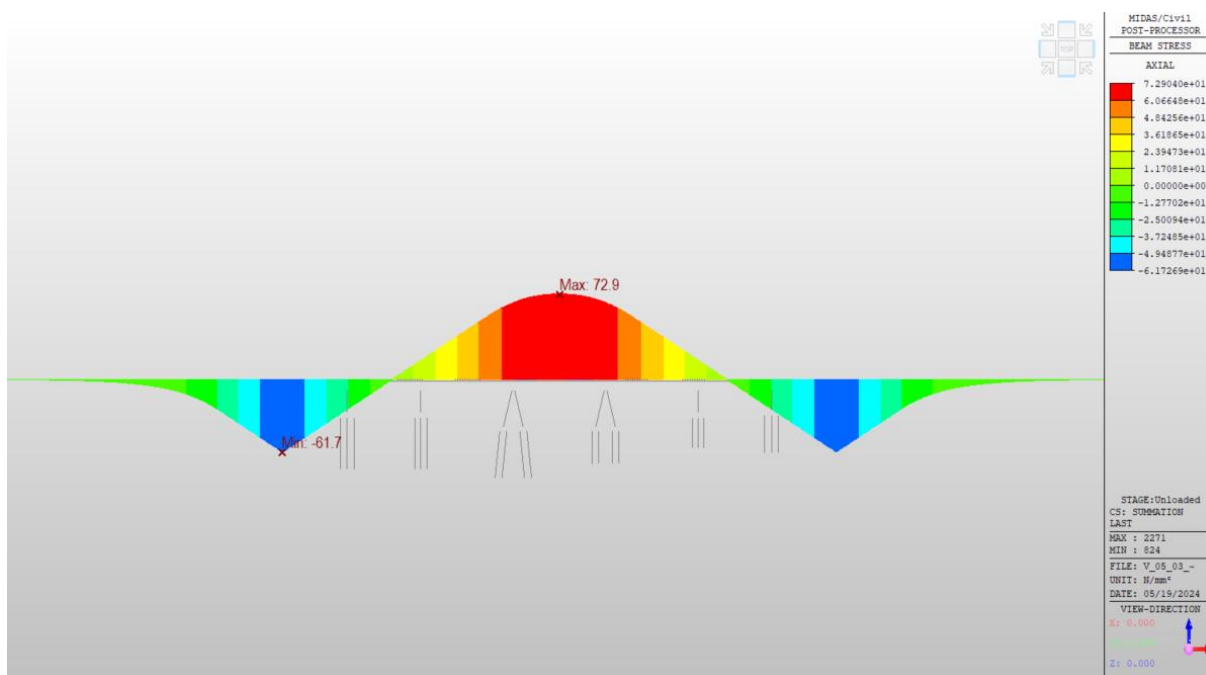


Obrázek 120 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku),
semi-integrované všechny pilíře, most SO 73-20-14, ozn. verze **14E3**

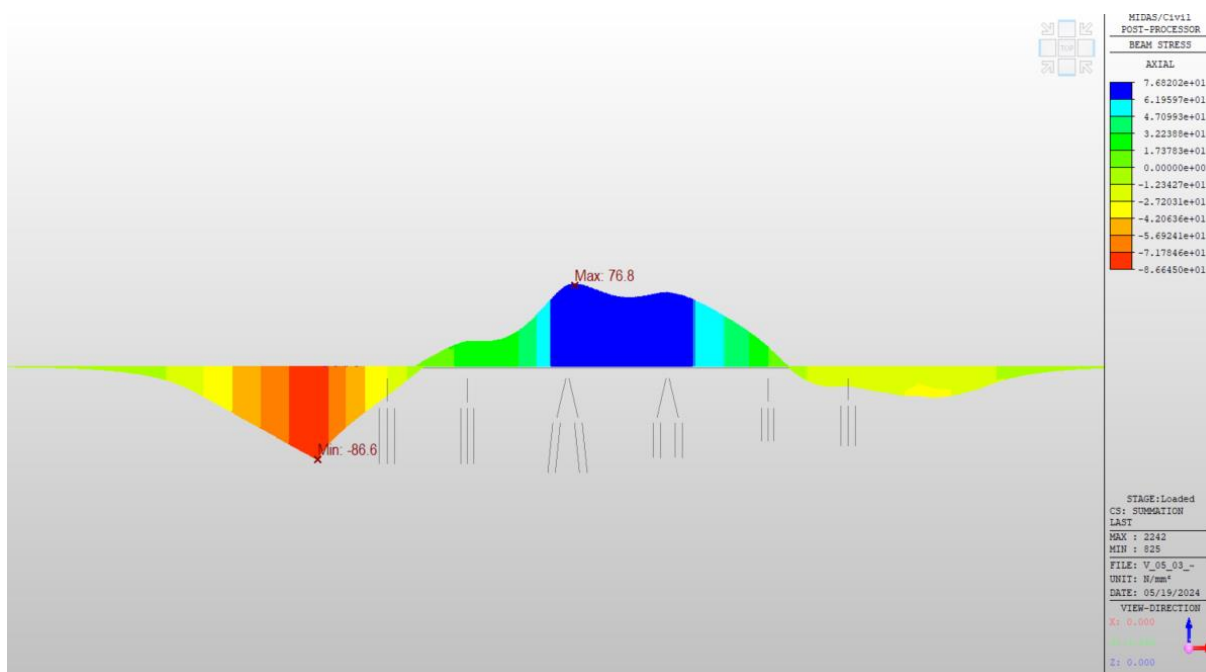


Obrázek 121 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku), semi-integrované
všechny pilíře (průřez jako P1), most SO 73-20-14, ozn. verze **14E3(P1)**

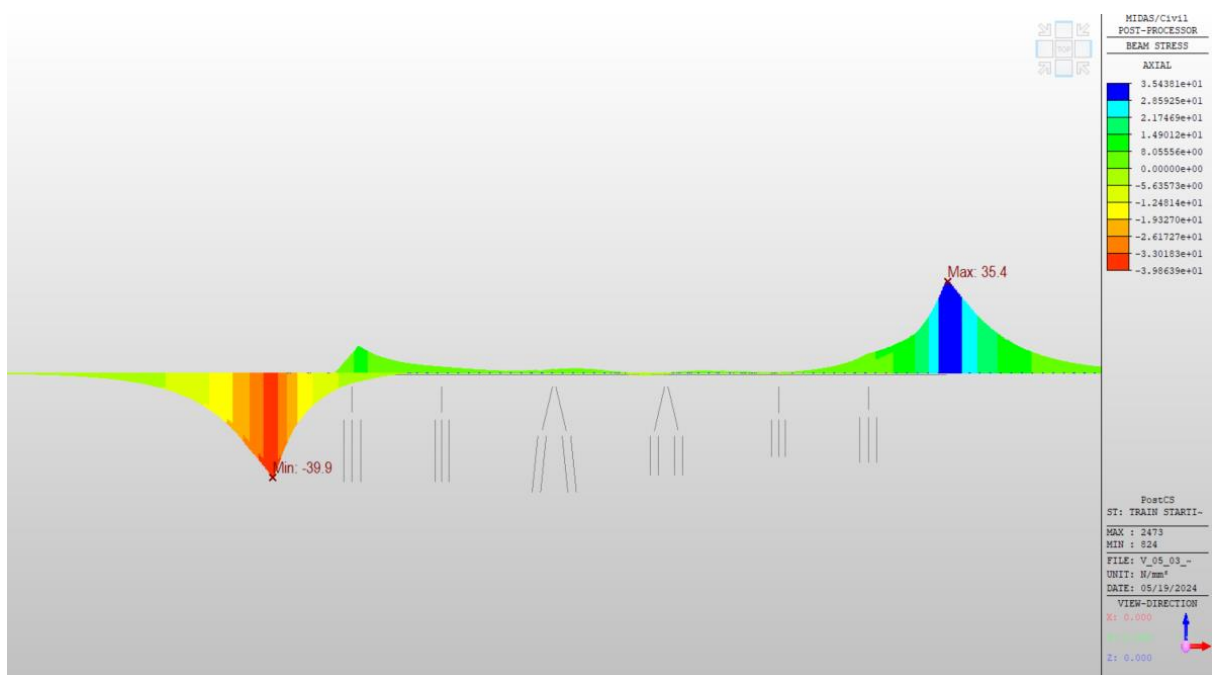
Průběh napětí a deformací pro model verze **14D3** je zobrazen na obrázku 122 až obrázku 127.



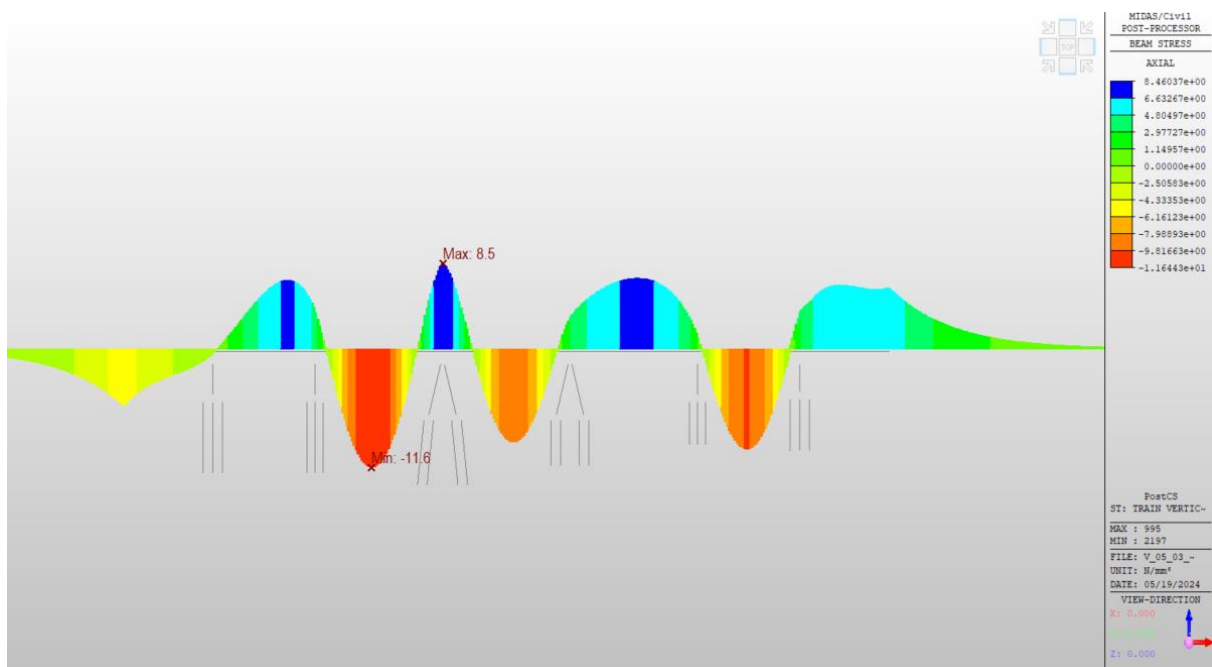
Obrázek 122 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce;
SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**



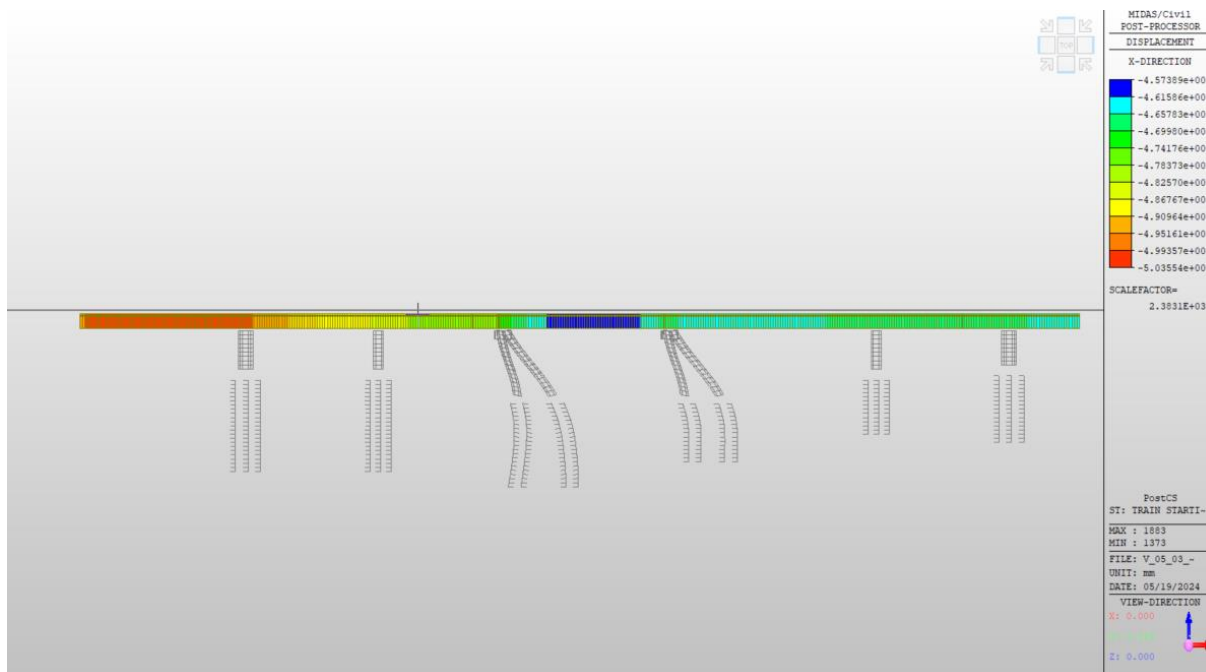
Obrázek 123 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného
zatížení; SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**



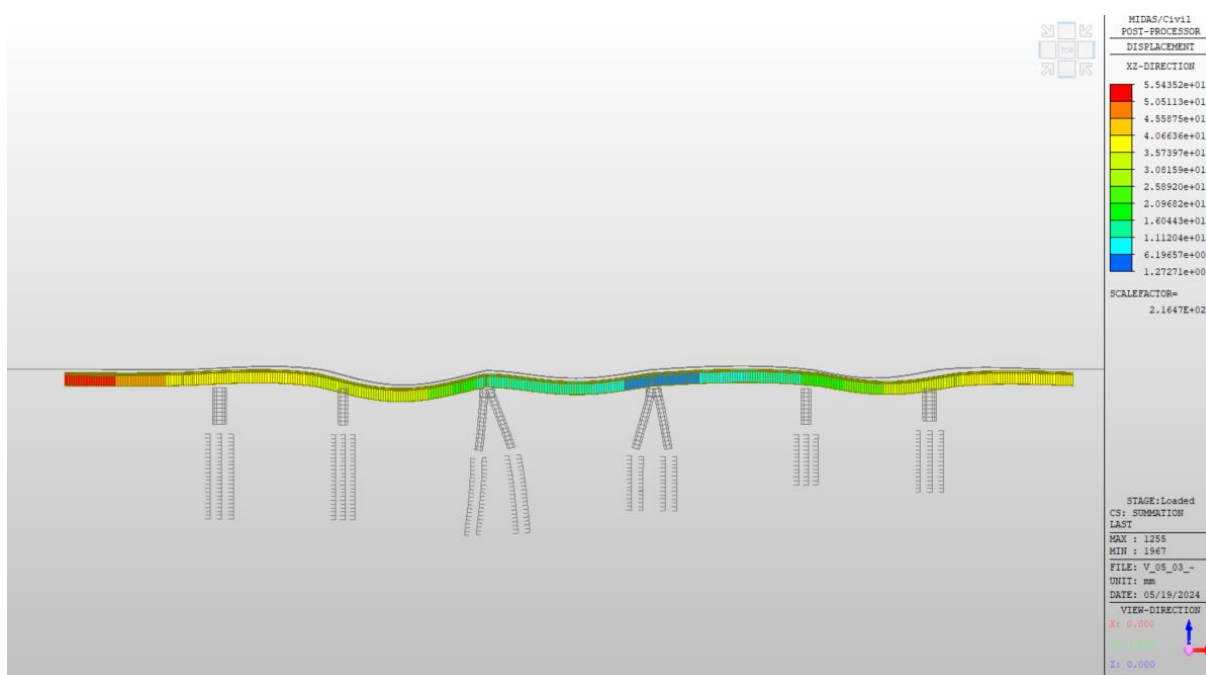
Obrázek 124 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení brzdných a rozjezdových sil;
SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**



Obrázek 125 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení svislého zatížení (LM 71);
SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**



Obrázek 126 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, brzdné a rozjezdové síly, SO 73-20-13, ozn. verze **13B3**



Obrázek 127 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, všechna proměnná zatížení, SO 73-20-14, ozn. verze **14D3**

Výsledné hodnoty uvádějí tabulka 38, tabulka 39, tabulka 40 a tabulka 41. V případě modelů označených **14D3**, **14E3** a **14E3(P1)** byl obrácen směr působení brzdných a rozjezdových sil za účelem zvýšení účinku tohoto zatížení na konstrukci

při kombinaci s totožným uspořádáním svislého zatížení (LM71). Tučně uvedené hodnoty patří mezi veličiny posuzované normou [2]; v případě souladu s návrhovými kritérii je pole podbarveno zeleně a naopak není-li návrhové kritérium splněno, pole je podbarveno červeně. Označení modelů jsou vysvětlena v úvodu ke kapitole 4.2 a také v tabulce 37.

Tabulka 37 – Označení vybraných variant modelu (SO 73-20-14)

14 - označení mostu
B - pevné ložisko na mezilehlé podpěře
D - semi-integrovaná konstrukce (P2 a P3)
E - semi-integrovaná konstrukce (všechny mezilehlé podpory)
(P1) - průřez všech pilířů uvažován jako P1
3 - piloty, lineárně pružné uložení

Tabulka 38 – Napětí a deformace v místě OP1 (SO 73-20-14)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	OPĚRA OP1 - DEFORMACE				OPĚRA OP1 - NAPĚTÍ		
	Označení modelu	φ_{VL} [rad]	δ_{HL} [mm]	δ_{VL} [mm]	δ_{BL} [mm]	σ_{BL} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]
14B3	0.00001	0.0	0.0	7.8	52.7	-52.7	11.9
14D3	0.00006	-0.8	0.0	-5.0	-39.9	-61.7	-86.6
14E3	0.00059	0.1	0.3	-2.8	-28.2	-62.1	-76.9
14E3(P1)	0.00060	0.4	0.3	-3.7	-33.2	-63.2	-79.6

Tabulka 39 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-14)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	OPĚRA OP2 - DEFORMACE				OPĚRA OP2 - NAPĚTÍ		
	Označení modelu	φ_{VR} [rad]	δ_{HR} [mm]	δ_{VR} [mm]	δ_{BR} [mm]	σ_{BR} [MPa]	σ_{Tmin} [MPa]
14B3	0.00015	0.1	0.1	7.8	-50.2	-69.9	-97.3
14D3	0.00017	-0.8	0.1	-3.4	35.4	-61.7	-27.5
14E3	-0.00047	-0.3	0.2	-2.4	22.4	-62.1	-41.4
14E3(P1)	-0.00045	0.1	0.2	-3.2	27.7	-63.2	-37.0

Tabulka 40 – Extrémní tahové napětí (SO 73-20-14)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	EXTRÉMNÍ TAH - OBECNÁ POLOHA	
	Označení modelu	$\sigma_{T,max}$ [MPa]
14B3	72.6	79.9
14D3	72.9	76.8
14E3	63.2	66.7
14E3(P1)	63.3	65.9

Tabulka 41 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce (SO 73-20-14)

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	REAKCE (komb. odezva)		REAKCE (bez komb. odezvy)					Souč. přenosu vod. reakce	
	ΣF_{Bx} [kN]	ΣF_{Tx} [kN]	Délka NK [m]	Pod. odp. KL [kN*m ⁻¹]	Počet kolejí [-]	F_{xBA} [kN]	F_x [kN]	ξ_B [-]	ξ_T [-]
14B3	-2839.4	529.6	240.0	20.0	2.0	4863.3	9600.0	0.58	0.06
14D3	3661.7	-5.1	240.0	20.0	2.0	4863.3	9600.0	0.75	0.00
14E3	4421.5	-138.2	240.0	20.0	2.0	4863.3	9600.0	0.91	0.01
14E3(P1)	4105.1	-202.5	240.0	20.0	2.0	4863.3	9600.0	0.84	0.02

Ve všech variantách jsou překročeny limitní hodnoty tlakového napětí, v případě modelu **14B3** jsou nadto překročeny limitní hodnoty deformace δ_B , neboť tuhost spodní stavby K_x je ve srovnání s dalšími variantami uspořádání spodní stavby nižší. Díky vysoké tuhosti spodní stavby je v případě semi-integrovaných uspořádání dosaženo vysoké hodnoty součinitele přenosu vodorovné reakce, čímž je sníženo napětí σ_B a přenášení účinků brzdných a rozjezdových sil do navazujícího zemního tělesa skrze bezстыkovou kolej.

4.3 Tramvajový most Ohrada – Palmovka

V současné době probíhá výzkum týkající se svršku tramvajové trati na několika mostech v Praze (Trojský most, most na trati Ohrada – Palmovka a tramvajový most přes Růžičkovu rokli) v pražské tramvajové síti. [64] Geografickou polohu mostu Ohrada – Palmovka (též nazývané jako estakáda Krejčířek podle blízké zastávky) zobrazuje obrázek 128, příčný řez obrázek 129 a podélný řez obrázek 130.

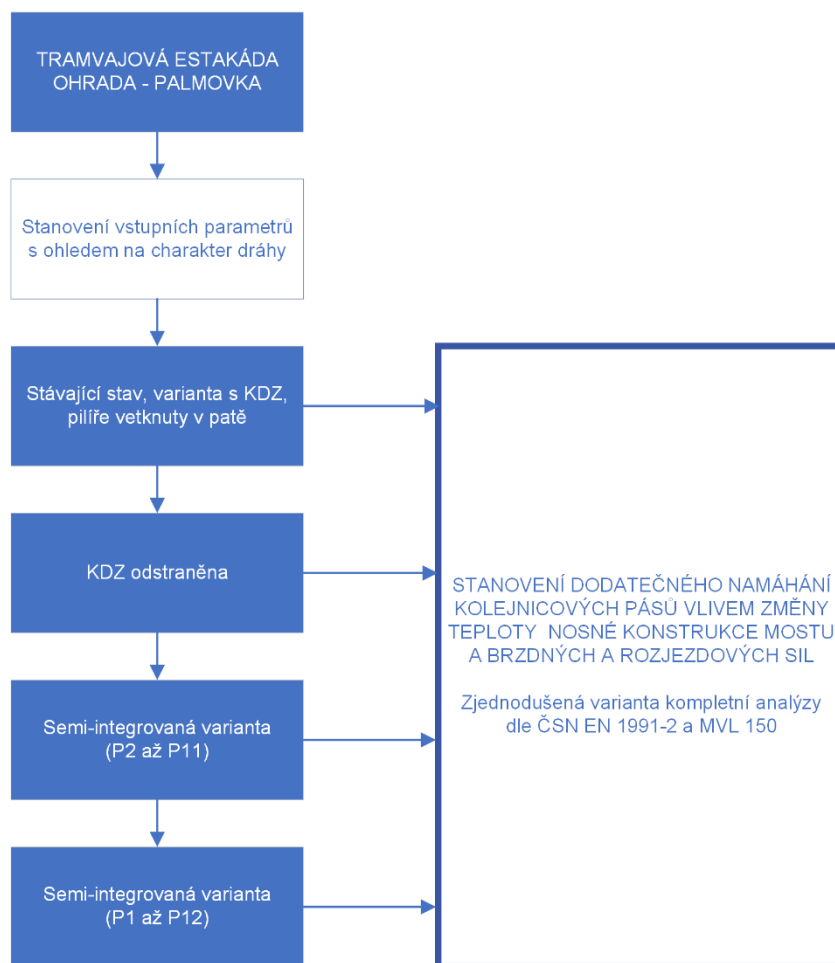
Součástí této práce je v případě tramvajového mostu Ohrada – Palmovka pouze zjednodušené posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu, cílem je ilustrace postupu prezentovaného v kapitole 4.2 pro případ tramvajových mostů. Most je zjednodušeně modelován v přímé a vodorovný, což nutně vede k významnému zkreslení výsledků. Tramvajová estakáda Ohrada – Palmovka v tomto případě poslouží jako předloha takového zjednodušeného modelu za účelem ilustrace některých fenoménů spojených s dlouhými estakádami, které se i v případě tramvajových tratí stále častěji prosazují (TT Hlubočepy – Barrandov, případně plánovaná TT Kobylisy – Zdiby a půl kilometru estakáda přes dálnici D8 [65] [66]).

Nosnou konstrukci tvoří předepjatý betonový spojitý nosník o 12 polích, komorového průřezu, z prefabrikátů DS-K délky 3 m, šířky 12 m. Nosná konstrukce je tvořena betonem zn. 500 dle normy ČSN 73 6206 [67] – tato třída odpovídá dnešní C35/45 ČSN EN 206. [68] Píliře byly zhotoveny z betonu zn. 400, který svými vlastnostmi přibližně odpovídá dnešní třídě C30/37. Předpětí je realizováno kombinací kabelů bez soudržnosti a se soudržností (lana Lp 15,5 – 1800 MPa).

Postup porovnání uspořádání spodní stavby (graf 11) je v případě tohoto tramvajového mostu omezen na variantu popisující stávající stav s KDZ (kolejnicovými dilatačními zařízeními), dále variantu bez KDZ při stávajícím uspořádání spodní stavby a varianty bez KDZ, kdy je konstrukce semi-integrovaná v různém rozsahu.

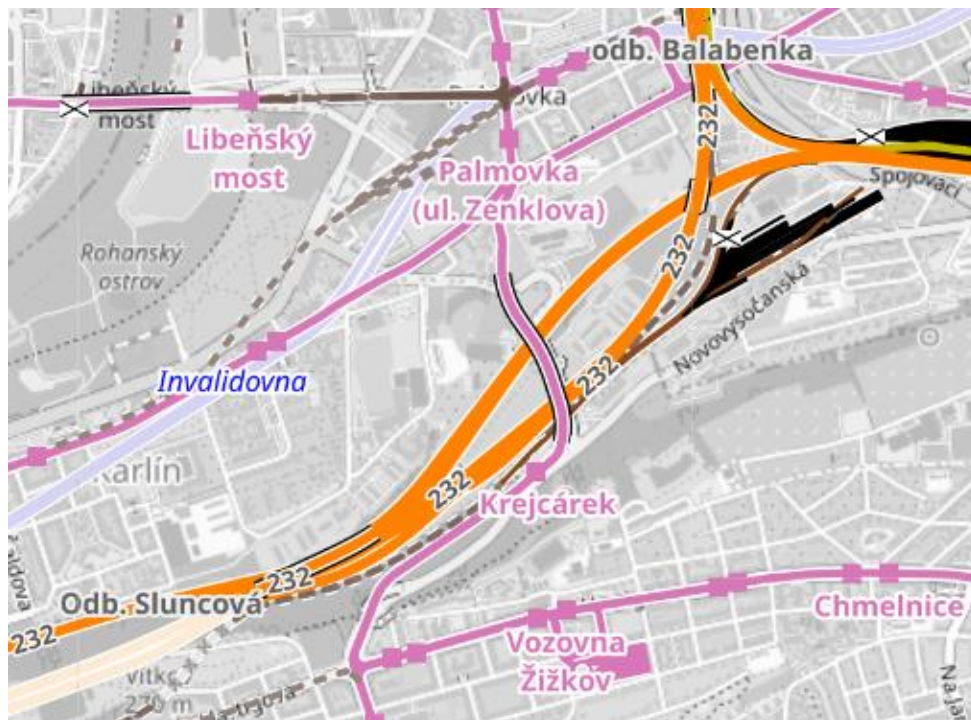
Svršek tramvajové trati tvoří kolejnice 49E1 svařené do bezстыkové koleje doplněné o další pár kolejnic 49E1 vložených mezi pojížděné kolejnicové pásy, jež slouží jako přídržnice, resp. pojistný úhelník. Tento vnitřní pár kolejnic není svařený do bezстыkové koleje a zjednodušeně není uvažován z hlediska spolupůsobení. Námětem k dalšímu výzkumu však může být podrobná analýza spolupůsobení těchto částí svršku tramvajové i železniční trati (pojistné úhelníky, další pár kolejnic, případně žlábek tvořící profil) specificky v případě mostních konstrukcí a fenoménu kombinované odezvy.

POSOUZENÍ VLIVU USPOŘÁDÁNÍ A TUHOSTI SPODNÍ STAVBY NA KOMBINOVANOU ODEZVU
TRAMVAJOVÝ MOST - ESTAKÁDA OHRADA-PALMOVKA



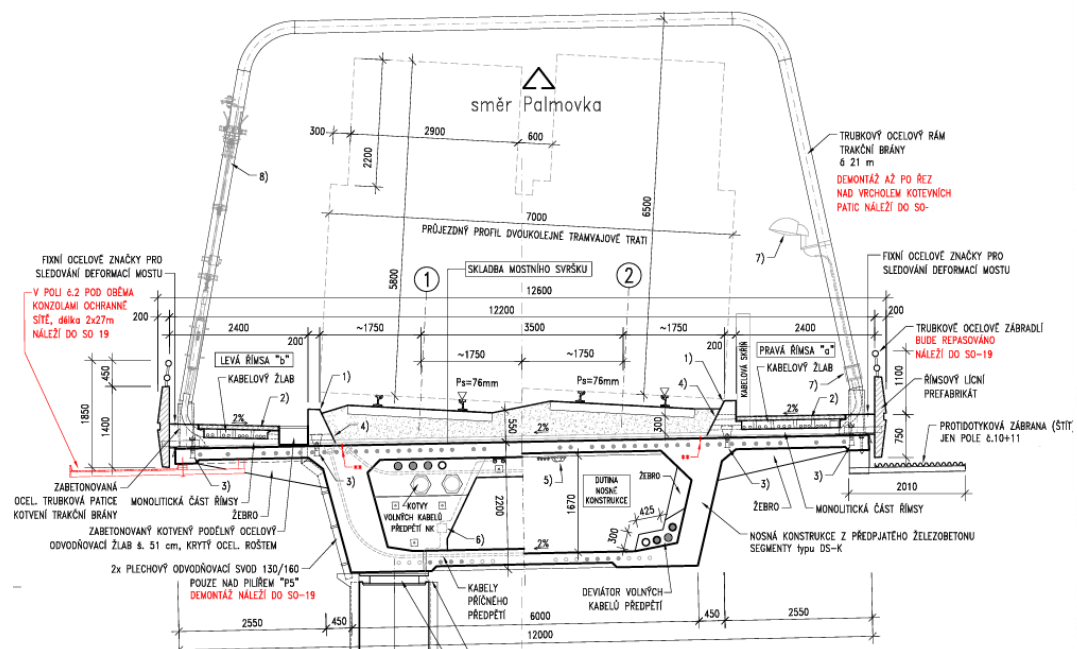
Graf 11 – Postup pro ilustraci posouzení kombinované odezvy tramvajového mostu

Jelikož je svršek tramvajové trati tvořený v tomto případě právě kolejnicemi 49E1, nelze postupovat přímo dle kapitoly 6.5.4.6(4) za využití návrhových kritérií stanovených v kapitole 6.5.4.5 normy [2]. V tomto případě lze postupovat dle bodu NA.2.76 národní přílohy metodou kompletní analýzy, kdy jsou uváženy postupně složky napětí v kolejnicovém pásu a následně je jejich součet porovnán s limitní hodnotou. Podrobnější postup uvádí rešeršní část této práce, v případě mostu Ohrada – Palmovka je kladen důraz na některé dílčí složky výsledného napětí. Jedná se o napětí od teplotní změny nosné konstrukce mostu a účinky zatížení dopravou (svislé zatížení a brzdné a rozjezdové síly).

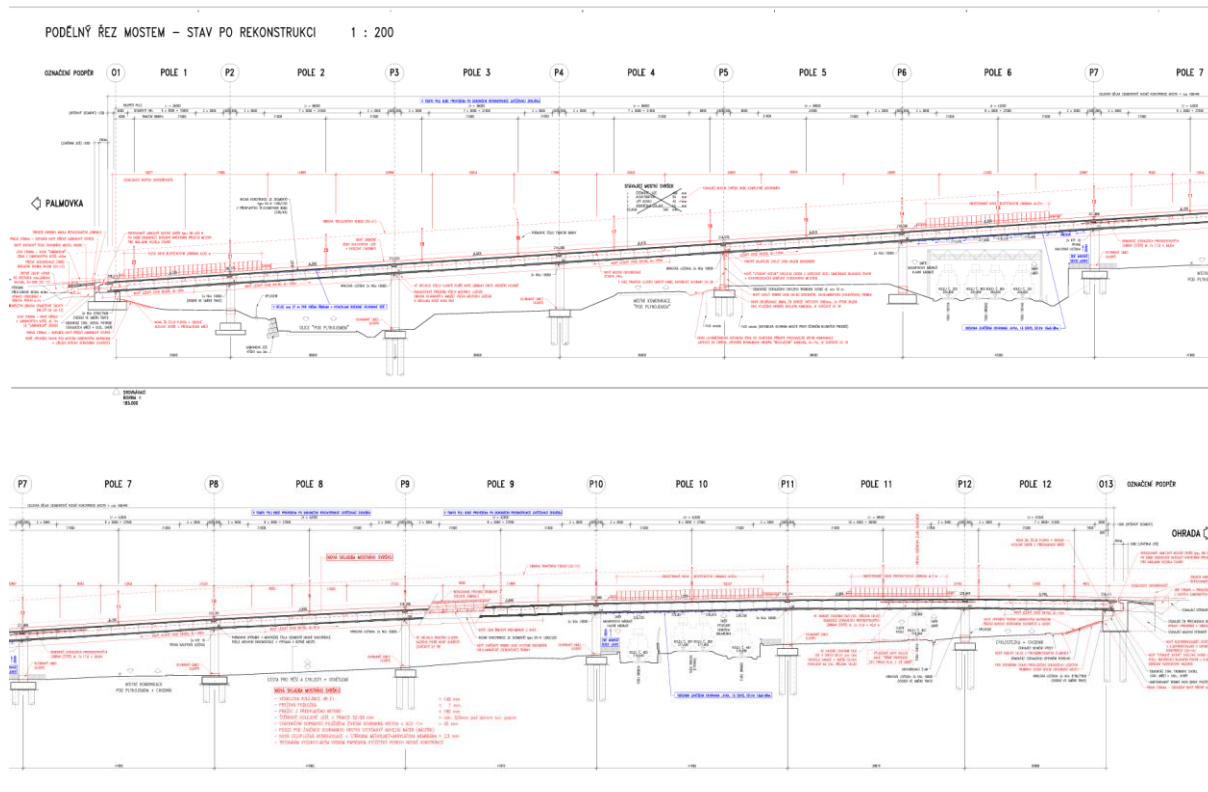


Obrázek 128 – Umístění tramvajového mostu na trati Ohrada – Palmovka (na mapě u zastávky Krejčířek) [62]

CHARAKTERISTICKÝ ŘEZ V PRAVOSTRANNÉM OBLOUKU = POLE 1, 2, 3 (POHLED PO SMĚRU STANIČENÍ) 1:50



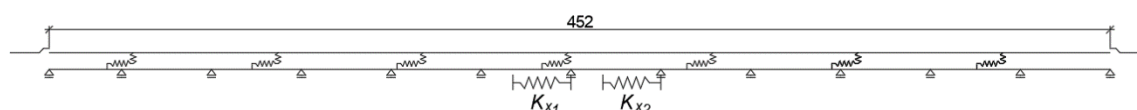
Obrázek 129 – Příčný řez nosnou konstrukcí tramvajového mostu Ohrada – Palmovka [69]



Obrázek 130 – Podélný řez tramvajového mostu Ohrada – Palmovka (ilustrační obrázek složený ze dvou na sebe navazujících dílů) [69]

Deformace a napětí jsou posuzovány vzhledem k vysoké tuhosti nosné konstrukce pouze od brzdných a rozjezdových sil a v místě opěry OP1 a OP13. Rozdílné značení opěr a pilířů ve srovnání s železničními mosty uvedenými v této práci vychází z odlišných zvyků správce tramvajové dráhy.

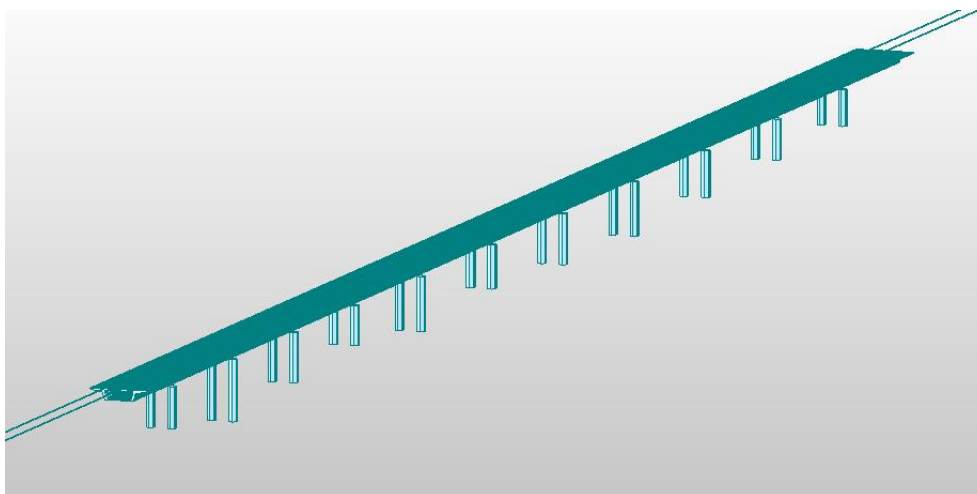
4.3.1.1. Základní model



Obrázek 131 – Základní varianta, včetně KDZ, tramvajový most Ohrada – Palmovka, ozn. verze **OP-KDZ-1**

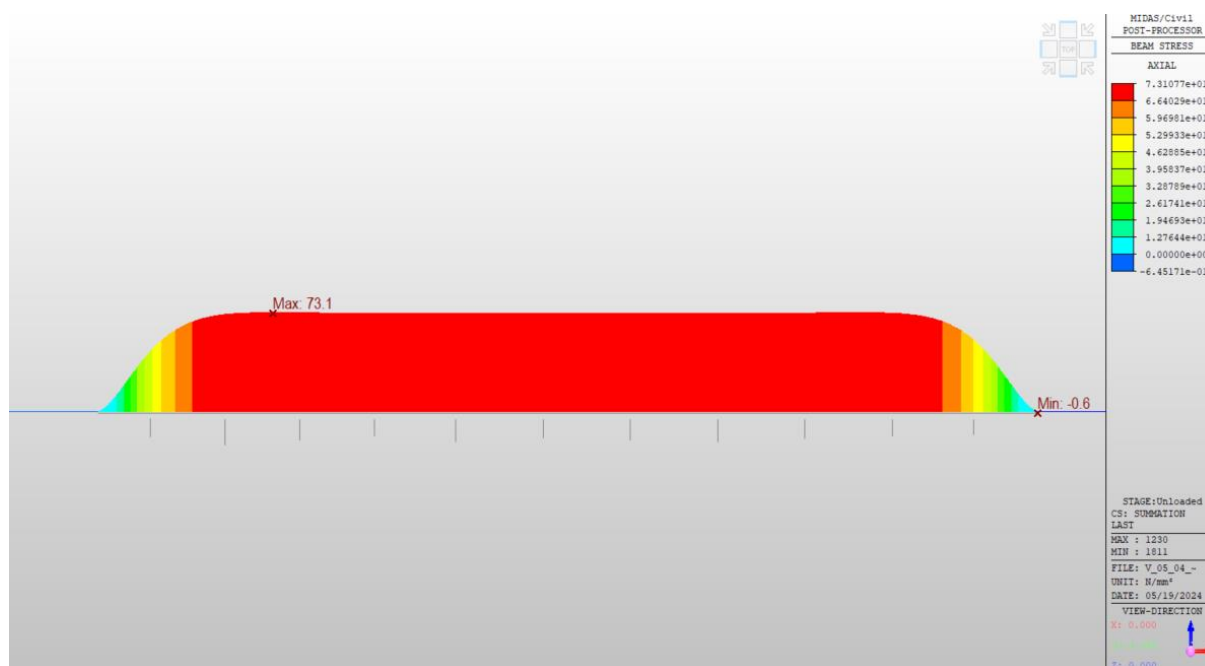
V případě základního modelu a jeho následných modifikací byly přijaty některé zjednodušující předpoklady. Most je modelován v přímé z hlediska směrového i výškového vedení, pilíře jsou vetknuté v patě a po celé délce je použitý jediný průřez

nosné konstrukce (segment z poloviny rozpětí prostředního pole). Statické schéma základní varianty je zobrazen na obrázku 131, zjednodušený 3D model použitý pro posouzení variantních řešení na obrázku 132.



Obrázek 132 – Zjednodušený 3D model tramvajového mostu Ohrada – Palmovka

Podélná tuhost pevného ložiska K_x je uvažována totožně jako v případě železničních mostů uvedených v kapitole 4.2. Výsledné hodnoty normálového napětí v kolejnicových pásech vlivem změny teploty nosné konstrukce a jeho průběh udává obrázek 133. Vybrané hodnoty jsou uvedeny v přehledné tabulce v následující kapitole spolu s modifikovanými modely.



Obrázek 133 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce, ozn. verze **OP-KDZ-1**

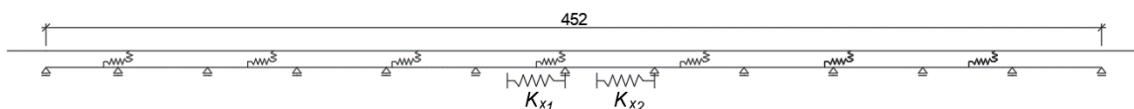
Podélný odpor kolejového lože činí v nezatíženém stavu $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$, pro zatížený stav byla redukována hodnota uvažovaná pro železniční mosty ($60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$) na **$40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$** . Tato redukce je stanovena zjednodušeně na základě poměru osových sil zatěžovacích modelů LM 71 (250 kN) a zatěžovací soupravy tramvajových vozidel (120 kN).

Zatěžovací souprava tramvajových vozidel je jediným uvažovaným svislým proměnným zatížením, na konstrukci byla umístěna třikrát na každou kolej, a to do prvního, třetího a pátého pole. Brzdné a rozjezdové síly jsou uvažovány podle národní přílohy normy [2] a působí pouze v místě svislého zatížení. Jedná se vzhledem k dlouhé dilatující délce mostu o zásadní předpoklad, neboť železniční most lze i pro takto dlouhé estakády zatížit rozjezdovou silou po značnou část délky (až do 300 m, tedy 6 MN v jedné koleji pro brzdné síly, v druhé koleji lze uvažovat rozjezdové síly až do hodnoty 1 MN a pro obě koleje tak souhrnná hodnota činí 7 MN; oproti tomu pro tramvajové tratě vychází limitní zatížení 0,86 MN a pro obě koleje).

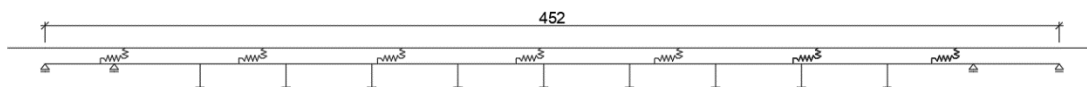
Přestože jsou instalována KDZ a kolejnice není zatížena změnou teploty, v kolejnicových pásech vzniká normálové napětí vlivem změny teploty nosné konstrukce. Jedná se o jev obdobného principu jako v případě standardního působení bezстыkové koleje při změně teploty. Kolejnice je svařená po celé délce mostu do více než 400 m dlouhých kolejnicových pásů. Tato délka umožňuje vytvoření kompletních dvou dýchajících konců a střední části bezстыkové koleje. Napětí v této bezстыkové koleji je pak úměrné nikoliv pouze změně teploty v bezстыkové koleji, ale rozdílu teplot bezстыkové koleje a nosné konstrukce mostu.

4.3.1.2. Varianty modelů bez KDZ

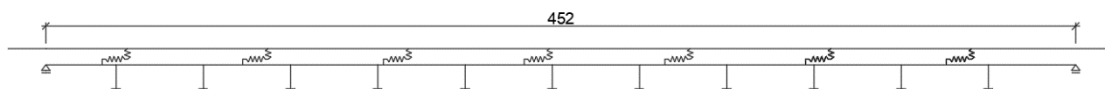
Modifikací základního modelu označeného jako **OP-KDZ-1** vznikly modely **OP-C1**, **OP-D1** a **OP-E1**. Společné pro všechny z nich je odstranění KDZ, ve variantách **D** a **E** byly pilíře postupně integrovány s nosnou konstrukcí. Statická schémata variant uvádějí obrázek 134, obrázek 135 a obrázek 136. V případě varianty OP-C1 bylo provedeno vyhodnocení také pro **výškově opotřebenou** (ojetou) kolejnici tv. 49E1.



Obrázek 134 – Základní varianta, bez KDZ, tramvajový most Ohrada – Palmovka, ozn. verze **OP-C1**

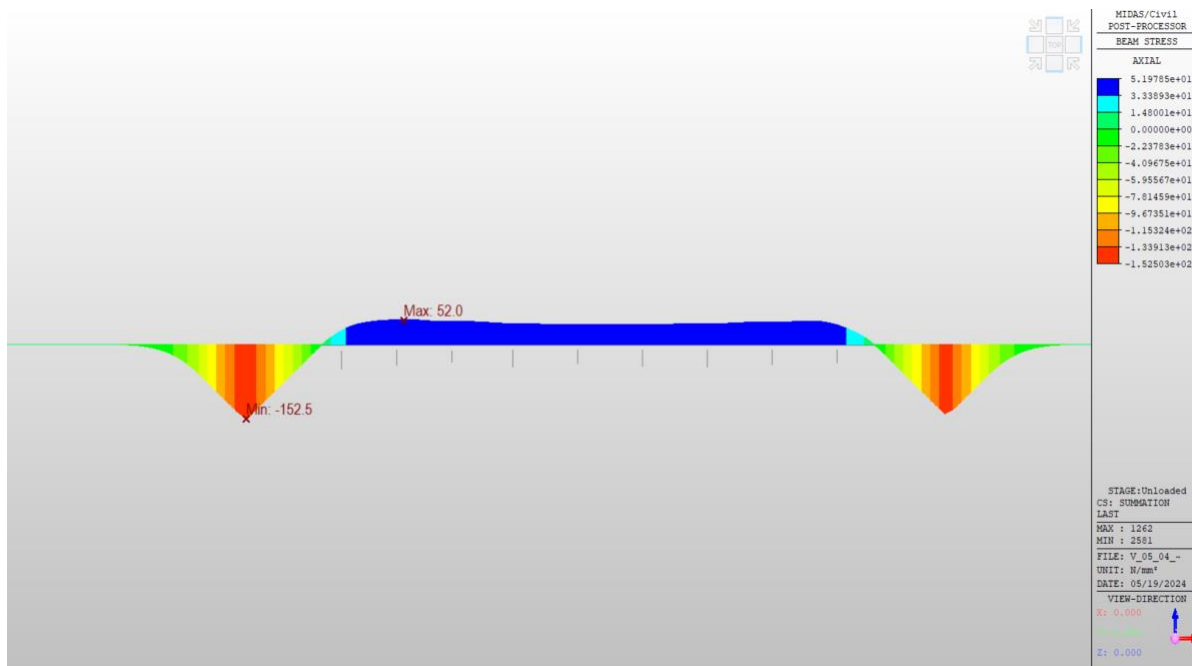


Obrázek 135 – Semi-integrovaná varianta tramvajového mostu Ohrada – Palmovka, pohyblivá ložiska v místě P2 a P12, ozn. verze **OP-D1**

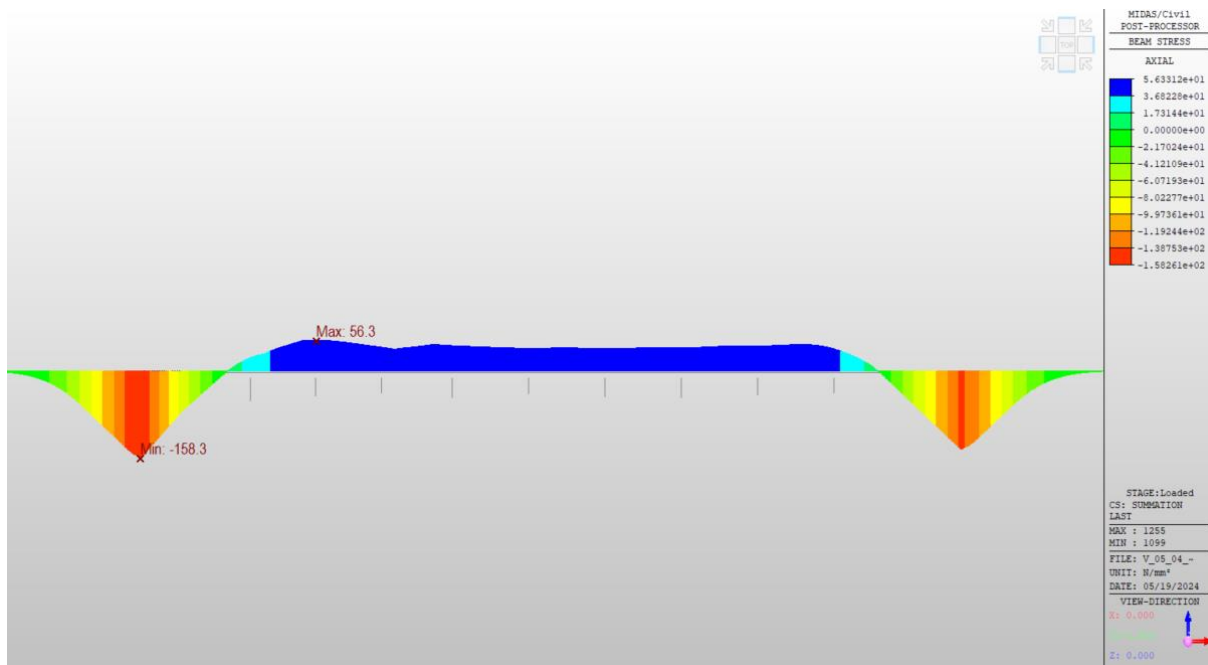


Obrázek 136 – Semi-integrovaná varianta tramvajového mostu Ohrada – Palmovka, všechny pilíře pevně spojeny s nosnou konstrukcí, ozn. verze **OP-E1**

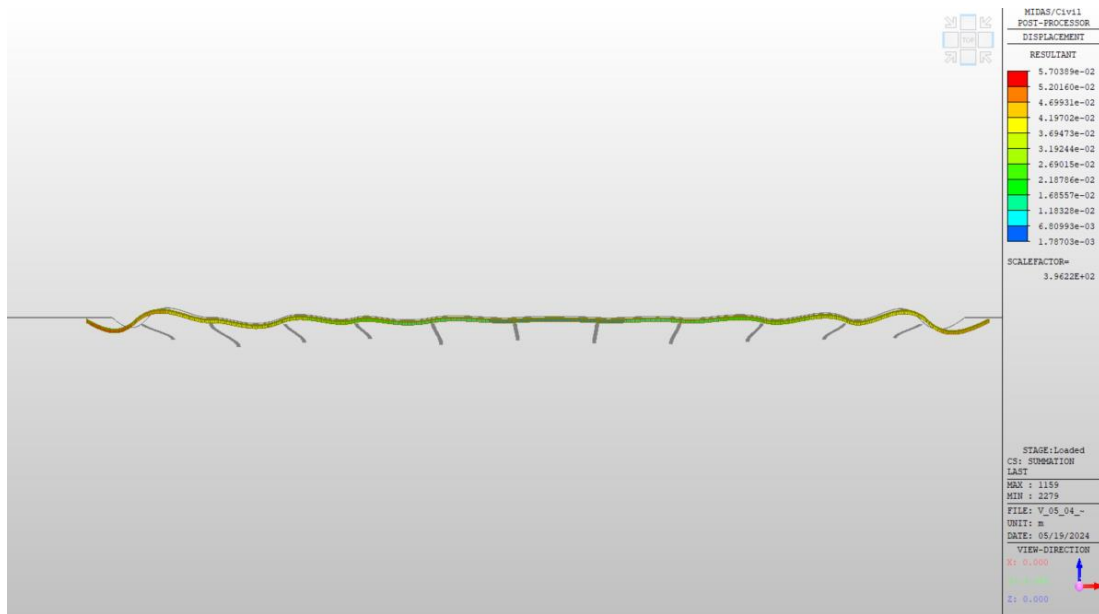
Výsledná napětí v kolejnicových pásech vlivem změny teploty nosné konstrukce, resp. všech proměnných zatížení pro verzi **OP-E1** uvádějí obrázek 137, resp. obrázek 138. Na obrázku 139 je pak zobrazena deformace nosné konstrukce vlivem proměnných zatížení.



Obrázek 137 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce, ozn. verze **OP-E1**

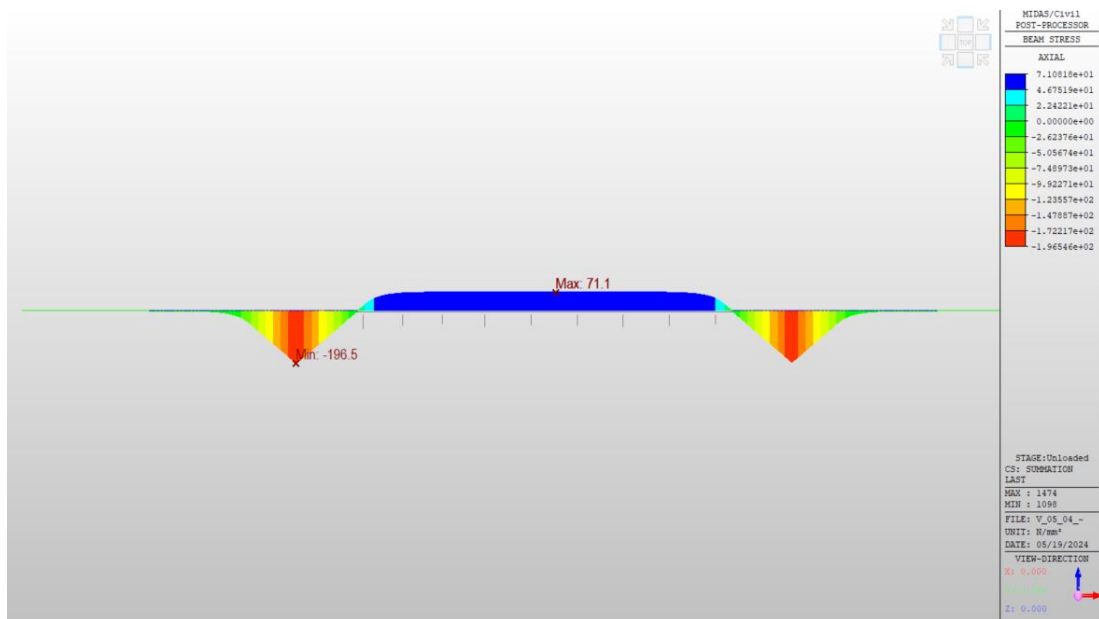


Obrázek 138 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, proměnná zatížení, ozn. verze **OP-E1**

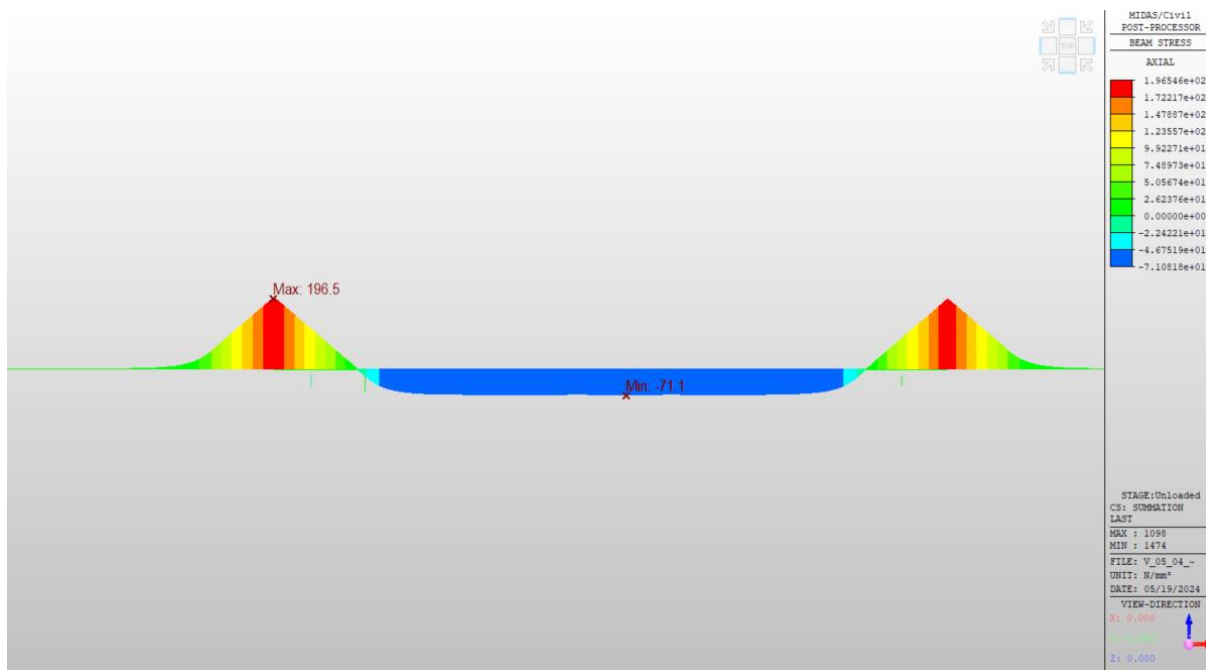


Obrázek 139 – Deformace nosné konstrukce vlivem proměnného zatížení, ozn. verze **OP-E1**

Průběh napětí v kolejnicových pásech vyvolaného změnou teploty nosné konstrukce v případě modelu **OP-C1 s ojetou kolejničí 49E1** uvádí obrázek 140 (ohřátí o 35 K) a obrázek 141 (ochlazení o 35 K). Uvažováno je srovnané výškové ojetí 12 mm dle doporučení normy [2]. Limitní hodnoty výškového opotřebení hlavy kolejnice dle normy ČSN 73 6412 činí 20 mm (tvar 49E1). [70] Ve srovnání s plným profilem kolejnice jsou výsledná napětí vyšší.



Obrázek 140 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce +35 K, ozn. verze **OP-C1 s výškově opotřebenou kolejničí**



Obrázek 141 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce -35 K, ozn. verze **OP-C1 s výškově opotřebenou kolejnicí**

Výsledné hodnoty pro všechny modely uvádí tabulka 42, tabulka 43 a tabulka 44. Uváděny jsou pouze některá dílčí napětí a deformace, anžto nelze z důvodů nesplnění podmínek pro postupovat dle kapitoly 6.5.4.6(4) za využití návrhových kritérií stanovených v kapitole 6.5.4.5 normy [2]. Výstupy však lze alespoň řádově porovnat s výsledky pro železniční mosty v kapitole 4.2.

Tabulka 42 – Vybrané hodnoty deformace nosné konstrukce, most Ohrada – Palmovka

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	DEFORMACE			
	$\delta_{BL}(OP1)$ [mm]	$\delta_{BR}(OP13)$ [mm]	$\delta_{kplL}(OP1)$ [mm]	$\delta_{kplR}(OP13)$ [mm]
Označení modelu Most TT Ohrada - Palmovka				
OP-KDZ-1	-	-	-74.0	82.6
OP-C1	-3.1	-2.7	-81.1	72.2
OP-D1	-0.6	-0.2	-66.5	64.9
OP-E1	-0.4	-0.1	-56.8	51.6
OP-C1 (ojeté kolejnice 49E1)	-2.6	-2.2	-80.8	72.7

Tabulka 43 – Vybrané hodnoty napětí v kolejnicových pásech,
most Ohrada – Palmovka

VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	NAPĚTÍ							
Označení modelu Most TT Ohrada - Palmovka	$\sigma_{BL(OP1)}$ [MPa]	$\sigma_{BR(OP13)}$ [MPa]	$\sigma_{Kpl(OP1)}$ [MPa]	$\sigma_{Kpl(OP13)}$ [MPa]	$\sigma_{Kpl,min}$ [MPa]	$\sigma_{Kpl,max}$ [MPa]	$\sigma_{T,min(OP1)}$ [MPa]	$\sigma_{T,max}$ [MPa]
OP-KDZ-1	-	-	0.0	0.0	0.0	77.7	0.0	73.1
OP-C1	-20.6	12.7	-195.9	-164.8	-195.9	75.4	-182.9	71.5
OP-D1	-8.8	1.1	-169.9	-163.4	-169.9	66.7	-165.1	63.1
OP-E1	-8.2	0.7	-158.3	-143.6	-158.3	56.3	-152.5	52.0
OP-C1 (ojeté kolejnice 49E1)	-26.5	17.5	-208.1	-170.5	-208.1	76.5	-196.5	71.1

Tabulka 44 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, most Ohrada – Palmovka

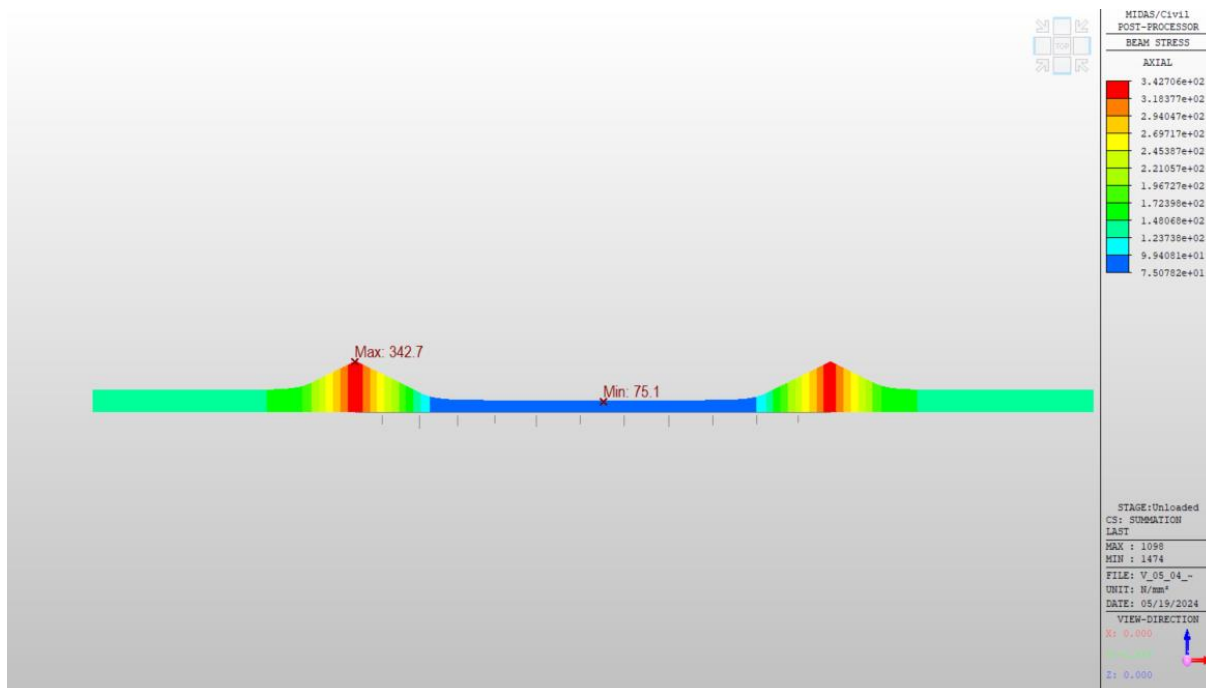
VARIANTY USPOŘÁDÁNÍ SPODNÍ STAVBY	REAKCE (komb. odezva)	REAKCE (bez komb. odezvy)				Souč. vod. reakce
		ΣF_{Bx} [kN]	Délka brzd./rozj. sil [m]	Brzdné a rozjezdové síly [kN*m ⁻¹]	Počet kolejí [-]	
OP-C1	433.1	64.8	6.7	2.0	863.1	0.50
OP-D1	743.4	64.8	6.7	2.0	863.1	0.86
OP-E1	757.2	64.8	6.7	2.0	863.1	0.88
OP-C1 (ojeté kolejnice 49E1)	356.6	64.8	6.7	2.0	863.1	0.41

Je zřejmé, že napětí vyvolané změnou teploty nosné konstrukce významně převyšuje ostatní složky, je také výrazně vyšší než pro vyšetřované železniční mosty. **Návrhová kritéria +92 MPa / -72 MPa jsou překročena.** V případě použití kompletní analýzy se tyto limitní hodnoty však neaplikují. Jednotlivé složky napětí v kolejnicových pásech lze uvažovat v souladu s „kompletní analýzou“ dle ČSN EN 1991-2 a MVL 150 dle tabulky 45.

Tabulka 45 – Zjednodušená tabulka pro posouzení kombinované odezvy
dle NA ČSN EN 1991-2 („kompletní analýza“)

ZJEDNODUŠENÁ KOMPLETNÍ ANALÝZA - MODEL OP-C1				
Napětí v kolejnicovém pásu:	σ_k [MPa]	γ [-]	Φ_{tram} [-]	σ_d [MPa]
Zbytkové napětí od výroby	100.00	1.00	1.00	100.00
Změna teploty koleje v trati	146.16	1.00	1.00	146.16
Změna teploty nosné konstrukce	196.50	1.00	1.00	196.50
Brzdné a rozjezdové síly	26.50	1.45	1.00	38.43
Lokální účinky (svislé zatížení)	100.70	1.45	1.021	149.11
Globální účinky (svislé zatížení)	ZANEDBÁNY (řádově jednotky MPa)			
CELKOVÉ NAPĚTÍ	569.86			630.20
Limitní hodnota	0.6*f _y = 0.6*880 = 528 MPa			119%

Na obrázku 142 je vykreslen průběh a hodnoty napětí v kolejnicových pásech vlivem změny teploty nosné konstrukce a bezстыkové koleje. Výsledné hodnoty **odpovídají součtu dílčích složek napětí vyvolaných změnou teploty** uvedených v tabulce 45.



Obrázek 142 – Napětí v kolejnicových pásech vlivem změny teploty kolejnicových pásů (-58 K) a nosné konstrukce (-35 K)

Návrhová hodnota napětí v kolejnicových pásech činí 630,20 MPa, limitní hodnota uváděna MVL 150 jest $0,6 \cdot f_y$ (přesné hodnoty viz kapitola 2.1.1). Lokální účinky svislého zatížení byly získány dle vztahů uvedených v kapitole 2.1 (svislé zatížení na jednu kolejnici uvažováno hodnotou $Q = 60$ kN, spojitá svislá tuhost jízdní dráhy velmi bezpečně uvažována hodnotou $k_z = 20 \cdot 10^6$ N*m⁻², charakteristická délka kolejového roštu $L = 0,885$ m, moment $M = 16,595$ kNm; součinitel vlivu zakřivení koleje pro oblouky $R < 1000$ m $\rightarrow \beta = 1,25$, parciální součinitel spolehlivosti zatížení $\vartheta_F = 1,25$).

Změna teploty bezстыkové koleje je uvažována -58 K (vzniká tah), změna teploty nosné konstrukce -35 K. Hodnota změny teploty kolejnicových pásů byla mírně **navýšena oproti doporučení MVL 150**, neboť novelizovaný předpis SŽ S3/2 stanoví **horní limit pro upínací teplotu 28°C**. Pro minimální teplotu kolejnice -30°C tak činí výsledný rozdíl -58°C (-58 K).

Hodnoty součinitelů γ vycházejí z MVL 150. Dynamický součinitel Φ je stanoven v souladu s národní přílohou ČSN EN 1991-2 pro tramvajové tratě (podrobněji viz rovnice 12 a rovnice 13 v kapitole 3.2.1.2; délka $L_m = 37,7$ m, náhradní délka $L_\phi = 56,55$ m).

Skutečná konstrukce je přibližně esovitého tvaru se třemi oblouky, jejichž poloměr činí $R_1 = 250,55$ m (kolej 2) / $254,05$ m (kolej 1), $R_2 = 396,75$ m (kolej 2) / $393,25$ m (kolej 1) a $R_3 = 204$ m (kolej 2) / $200,5$ m (kolej 1). Zatímco v případě železničních tratí se uvažuje dle charakteru dráhy minimální poloměr v hodnotě 300 m / 500 m [5], pro tramvajové tratě jsou poloměry kolem 200 m běžné i mimo zástavbu, poloměr 200 m je také limitní pro zřizování bezстыkové koleje [22]. V případě tramvajové trati vedené ve stávající zástavbě lze navrhovat poloměr oblouku 25 m, výjimečně 20 m. [70] Přestože i v těchto případech je kolejnice svařena do dlouhých pásů, je téměř výlučně proveden také kryt (např. dlažba, asfalt), čímž jsou omezeny změny teploty kolejnicových pásů a zároveň je významně zvýšen příčný odpor koleje.

Vliv směrového oblouku **není** kromě obecného součinitele $\beta = 1,25$ v tabulce 45 zohledněn, projeví se jako snížení limitní hodnoty napětí, respektive kritická síla, kterou lze spočítat dle vztahu uvedeného v MVL 150. Pro výpočet této kritické síly je nutné stanovit moment setrvačnosti kolejového roštu v příčném směru a definovat amplitudu počáteční deformace polohy (vychází z meze IAL pro polohu kolejnice dle železničních předpisů), která nicméně pro tramvajové tratě definována není.

Pro konstrukci **v přímé**, tedy dle zpracovaného modelu (verze **OP-C1**) však limitní hodnota **významně překročena není**. Frýba ve své publikaci uvádí jako limitní hodnotu pro napětí v kolejnici dokonce 600 MPa; alternativně lze použít kolejnice vyrobené z oceli **R350HT s vyšší mezí pevnosti** ($0,6 \cdot f_y = 705$ MPa), pro které by při provedení kompletní analýzy a limitní hodnotě napětí 705 MPa silně **idealizovaná** konstrukce mostu Ohrada – Palmovka **vyhověla i bez použití KDZ**.

Výsledky uvedené v tabulce 45 tak naznačují, že i dlouhé tramvajové estakády s otevřeným kolejovým ložem lze díky nižšímu proměnnému zatížení od dopravy realizovat potenciálně bez KDZ. Tuto úvahu je nicméně nutné ověřit dalším výzkumem problematiky, nutné je také věnovat pozornost problematice kritické síly ve směrovém oblouku. Právě poloměr směrového oblouku může být limitním parametrem pro návrh mostních konstrukcí podobného typu.

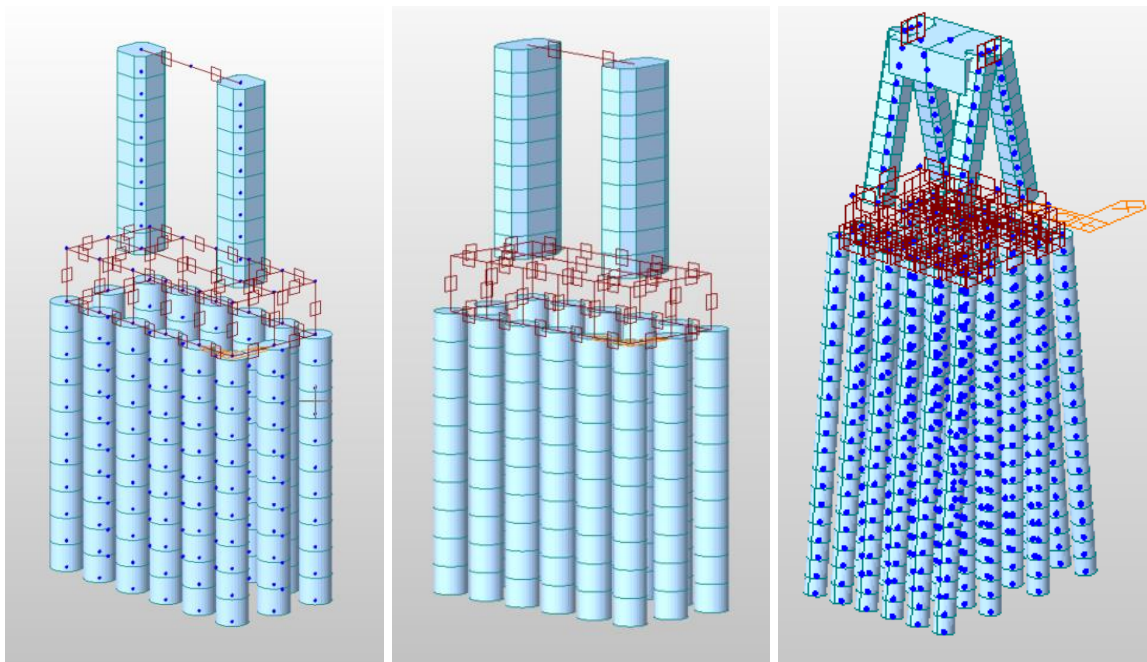
Zjištění získaná v této kapitole lze při budoucím výzkumu či v projekční praxi extrapolovat i pro případy jiných systémů městských drah, např. vlakotramvaj.

4.4 Stanovení tuhosti spodní stavby

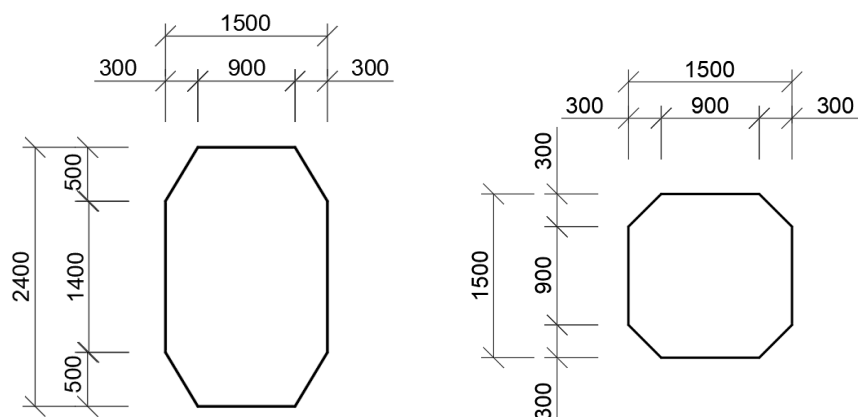
Pro detailní pohled na modelování způsobu založení byla zhotovena série modelů v software midas Civil. Stanovení tuhosti K_x spodní stavby je provedeno podle schématu (graf 12).

Modely vycházejí z pilířů mostu SO 73-20-13 (Modernizace trati Sudoměřice – Votice), jedná se konkrétně o pilíře P1 a P2 (tvaru „A“). Uspořádání spodní stavby – počet pilot, jejich sklon a rozmístění vychází z projektové dokumentace. [33] Parametry základové zeminy byly pro vybrané sady modelů volně inspirovány týmž projektem za účelem provedení parametrické studie při uvažování skutečně dosažitelných parametrů podloží.

Celkem jsou porovnávány tři varianty pilířů – pilíř „štíhlý“, pilíř „masivní“ a pilíř tvaru „A“. Jednotlivé modely pilířů jsou uvedeny na obrázku 143, průřez na obrázku 144. Jednotková síla použitá pro zatížení a výpočet tuhosti ve vodorovném směru K_x byla uvažována hodnotou 1 MN, jednotkový moment pro výpočet tuhosti v pootočení K_{φ} 1 MNm. Podrobněji je způsob zatěžování a rozsah modelování spodní stavby uveden v příslušných podkapitolách.

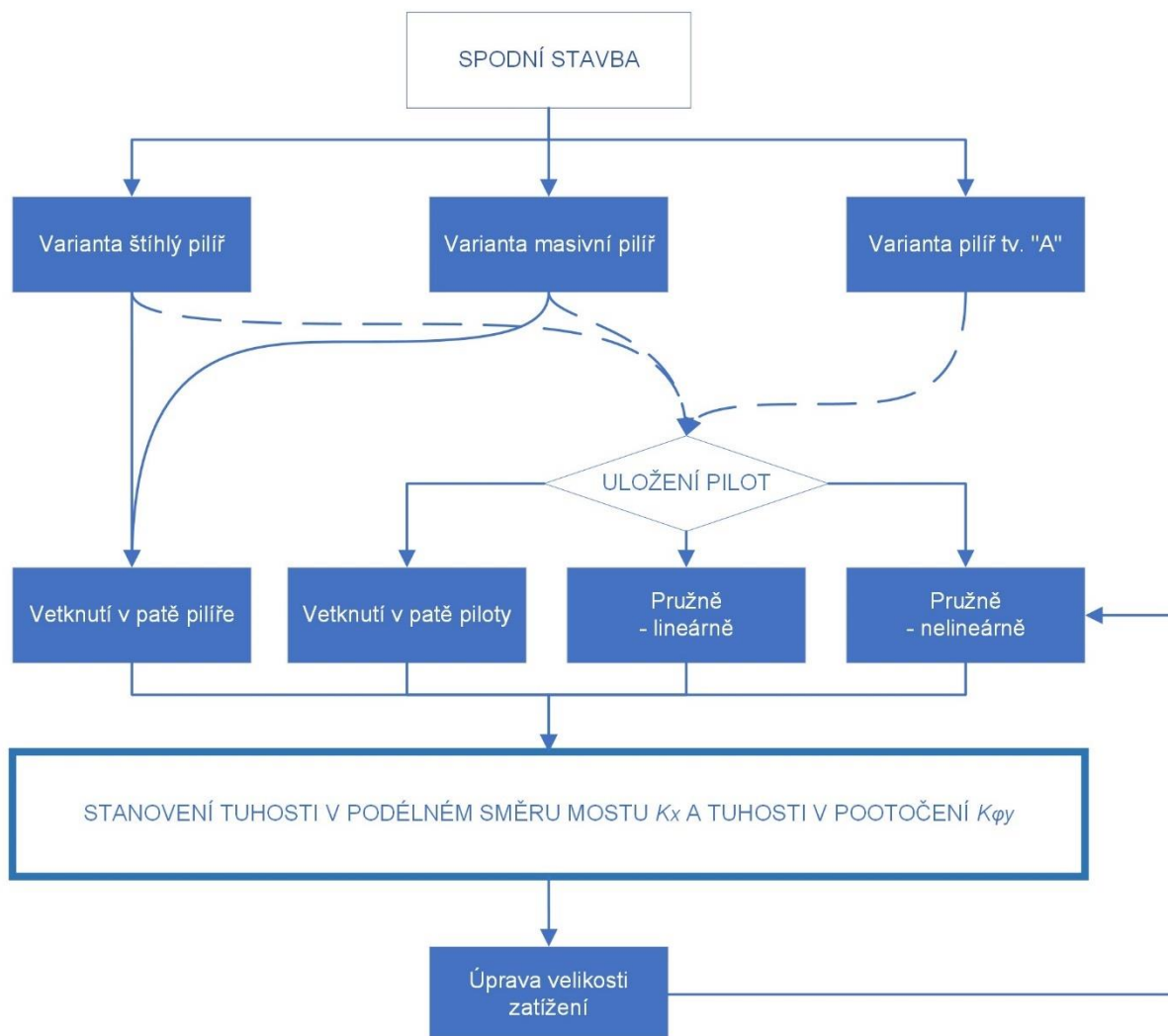


Obrázek 143 – Varianty pilířů a pilotového základu



Obrázek 144 – Průřez pilíře; vlevo varianta „masivní“, vpravo „štíhlý“, resp. tvar „A“

STANOVENÍ TUHOSTI K_x SPODNÍ STAVBY



Graf 12 – Postup pro stanovení tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x , jednotlivé pilíře vč. založení

4.4.1 Pilíře vetknuty v patě

Nejjednodušší reprezentací spodní stavby je **jediná podpora** (pevný kloub, posuvný kloub, vetknutí, pružná podpora). V tomto případě je nahrazena celá spodní stavba okrajovou podmínkou spočívající v kompletním zamezení či omezení příslušné deformace.

Má-li být vytvořen podrobnější model spodní stavby a zohledněn například průřez a materiál pilíře, v první řadě lze základ vč. případných pilot nahradit **vetknutím pilíře**. Tuhost takto vetknutého pilíře se stanoví podle rovnice 19, vztah si lze odvodit například využitím silové metody.

Rovnice 19 – Tuhost vetknutého pilíře

$$K_x = \frac{3EI}{L^3}, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

E – modul pružnosti materiálu pilíře [kPa]

I – moment setrvačnosti pilíře [m⁴]

L – výška pilíře [m]

Tento případ platí pro pilíře, které ovšem nejsou v hlavě pevně spojeny s nosnou konstrukcí. V případě semi-integrované konstrukce (například verze modelu 10E1 v kapitole 4.2.1.10) dochází ke spolupůsobení více pilířů, a tak lze spodní stavbu popsat spíše jako rám (pro uspořádání se **dvěma pilíři** přímo spojenými s nosnou konstrukcí, tj. bez ložisek). V tomto případě a za předpokladu nekonečné normálové tuhosti EA a řádově vyšší ohybové tuhosti EI nosné konstrukce lze získat vztah uvedený v rovnici 20. Odvození lze provést například zjednodušenou deformační metodou.

Rovnice 20 – Tuhost pilíře vetknutého v patě, semi-integrovaný most (dva pilíře)

$$K_x = \frac{24EI}{L^3}, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

Pro vybranou výšku a variantu “štíhlého” pilíře a “masivního” pilíře jsou uvedeny hodnoty tuhosti v tabulce 46. V případě, že je uvažována konečná tuhost ložiska v podélném směru, výsledná tuhost sestavy pilíř + mostní ložisko se spočítá podle rovnice 21 (sériově zapojené pružiny).

Rovnice 21 – Stanovení tuhosti sériově zapojených pružin, příklad pilíře

$$K_x = \frac{K_{x,lož} \cdot K_{x,pil}}{K_{x,lož} + K_{x,pil}}, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

$K_{x,lož}$ – tuhost ložiska ve vodorovném směru

$K_{x,pil}$ – tuhost pilíře ve vodorovném směru

Tabulka 46 – Srovnání tuhostí pilíře vetknutého v patě

RŮZNÉ PRŮŘEZY, PILÍŘ PŘÍMO VETNUTÝ	L (výška pilíře) [m]	$E_{C30/37}$ [kPa]	I [m ⁴]	Tuhost ložiska $K_{x,lož}$ [kN*m ⁻¹]	Tuhost pilíře $K_{x,pil}$ [kN*m ⁻¹]	Výsledná tuhost (pilíř + ložisko) K_x [kN*m ⁻¹]
"štíhlý pilíř" každá část 1500x1500 mm (členěný)	5	32836000	1.3	10000000	1044736	945913
	7.5	32836000	1.3	10000000	309552	300257
	10	32836000	1.3	10000000	130592	128909
"masivní pilíř" každá část 2400x1500 mm (členěný)	5	32836000	3.5	10000000	2723549	2140558
	7.5	32836000	3.5	10000000	806978	746719
	10	32836000	3.5	10000000	340444	329235

4.4.2 Piloty vetknuty v patě

Vetknutím pilíře v patě je bezesporu nadhodnocena výsledná tuhost pilíře. Celková deformace spodní stavby v podélném směru se sestává z více složek – deformace vlivem ohybu pilíře, pootočení pilíře vč. základu a horizontálního posunutí celého pilíře vč. základu. Zanedbáním některých z těchto složek dojde i k významné změně napětí v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy. Konkrétní hodnoty uvádí např. kapitola 4.2.2.2; zjednodušený model spodní stavby může znamenat pokles napětí vyvolaného brzdými a rozjezdovými silami v místě opěry o 50 %.

Dalším stupněm podrobnosti modelu spodní stavby je vytvoření modelu pilot (v tomto případě jsou uvažovány vrtané piloty průměru 1,2 m). Vetknutím pilot v jejich patě lze simulovat situaci, kdy jsou piloty vetknuty do únosné horniny. Naopak v případě plovoucích pilotových základů se nemusí jednat o ideální reprezentaci konstrukce.

Pro případ pilot vetknutých v patě jsou uvedeny hodnoty tuhosti v tabulce 47. Jedná se o tuhost pilíře a pilotového základu, není uvažována tuhost ložiska, která však může být jednoduše zohledněna dle rovnice 20. Uvažovány jsou tři konstrukční varianty pilířů a v každém případě další tři varianty délky pilot.

Základ (železobetonová konstrukce v místě hlavy pilot, která slouží k roznášení zatížení z pilíře do jednotlivých pilot) je uvažován jako velmi tuhý, a proto jej

reprezentuje roštový model sestávající se z tuhých propojení („rigid link“). Tímto způsobem je modelován i v dalších kapitolách.

Tabulka 47 – Srovnání tuhostí pilířů; skupina pilot vetknutých v patě

RŮZNÉ PRŮŘEZY - ČLENĚNÉ PILÍŘE							
PILOTOVÝ ZÁKLAD (PILOTY V PATĚ VETKNUTÉ)							
Typ pilíře	Dl. piloty L [m]	F [kN]	M [kNm]	Deformace δ_x [mm]	Deformace ϕ_y [rad]	Tuhost K_x [kN*m ⁻¹]	Tuhost K_{ϕ_y} [kN*m ² rad ⁻¹]
Členěný, tv. "A" výška 9.3 m	20	1000	0	0.0039	-	256674	-
	20	0	1000	-	0.000038	-	26485857
	15	1000	0	0.0023	-	433783	-
	15	0	1000	-	0.000036	-	27409275
	10	1000	0	0.0012	-	821558	-
	10	0	1000	-	0.000036	-	28166475
"štíhlý pilíř" každá část 1500x1500 mm (členěný) výška 7.5 m	18	1000	0	0.0199	-	50261	-
	18	0	1000	-	0.000328	-	3052466
	15	1000	0	0.0145	-	68920	-
	15	0	1000	-	0.000326	-	3067823
	10	1000	0	0.0090	-	110656	-
	10	0	1000	-	0.000323	-	3093763
"masivní pilíř" každá část 2400x1500 mm (členěný) výška 7.5 m	18	1000	0	0.0154	-	65020	-
	18	0	1000	-	0.000088	-	11372683
	15	1000	0	0.0100	-	100100	-
	15	0	1000	-	0.000086	-	11588828
	10	1000	0	0.0045	-	221112	-
	10	0	1000	-	0.000084	-	11967449

4.4.3 Pružné lineární uložení pilot

Pro případ plovoucích pilot se nelze spokojit se zjednodušeními dle předchozí kapitoly. Svislá a vodorovná síla je do podloží kromě paty přenášena také pláštěm a právě v případě plovoucích pilot je plášťové tření klíčové. [36] Vlastnosti podloží jako pružného prostoru lze definovat tuhostí pružných podpor. Tuhost jednotlivých pružných podpor může obecně dosahovat libovolné hodnoty, a tak je tento způsob reprezentace spodní stavby nejpřesnější i nejobecnější lineární metodou modelování spodní stavby. Zjednodušujícím předpokladem je v tomto případě lineárně pružné chování podloží, neboť to je obecně heterogenní a anizotropní. [35]

Jelikož je tato část práce zaměřena na stanovení podélné tuhosti spodní stavby K_x a nikoliv tuhosti svislé, reprezentuje svislou tuhost K_z ve zpracovaných modelech pouze jediná pružná podpora v patě piloty, jejíž tuhost však byla také upravována.

Vodorovná tuhost jedné pružné podpory se v soudržných zeminách stanoví podle rovnice 22, modul reakce podloží k_h lze spočítat podle empirické rovnice (22). [36] Vstupním údajem je modul přetvárnosti E_{def} [kPa] a průměr piloty d [m]. Tuhost k_x [kN*m⁻²] v tomto případě odpovídá reakci podloží na 1 m výšky piloty,

vynásobením výškou elementu se získá hodnota k_x [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$], která definuje právě pružnou podporu.

Rovnice 22 – Stanovení tuhosti pružné podpory piloty (výška elementu 1 m)

$$k_x = k_h \cdot d, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$$
$$k_h = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot d}, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$$

Výsledné hodnoty parametrické studie zaměřené na lineárně pružně uložené piloty uvádí tabulka 48 (z důvodu rozsahu je celá umístěna na další straně). V závislosti na svislé tuhosti k_z pružné podpory piloty je dosaženo různých hodnot podélné tuhosti K_x celé spodní stavby. Výsledné hodnoty K_x jsou velmi závislé na hodnotě svislé tuhosti K_z a mohou ve výsledku dosahovat nižších i vyšších hodnot než v případě, kdy jsou piloty uvažovány v patě vetknuté.

Tabulka 48 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů, piloty uložené lineárně pružně

RŮZNÉ PRŮŘEZY - ČLENĚNÉ PILÍŘE								
LINEÁRNĚ PRUŽNĚ ULOŽENÝ PILOTOVÝ ZÁKLAD - $k_x = 8000 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$, $k_z = \text{proměnné} [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$ - 1 ks á pilota								
Typ pilíře	Di. piloty L [m]	Tuhost K_z [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$]	Síla F [kN]	Moment M [kNm]	Deformace δ_x [mm]	Deformace φ_y [rad]	Tuhost K_x [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$]	Tuhost $K_{\varphi y}$ [$\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$]
Členěný, tv. "A" výška 9.3 m	20	71500	1000		0.0078	-	127551	-
	20	250000	1000		0.0040	-	252525	-
	20	800000	1000		0.0024	-	424088	-
	20	71500		1000	-	0.000068	-	14701027
	20	250000		1000	-	0.000049	-	20275750
	20	800000		1000	-	0.000042	-	24050024
	15	71500	1000	0	0.0078	-	128584	-
	15	250000	1000	0	0.0038	-	260417	-
	15	800000	1000	0	0.0022	-	446030	-
	15	71500	0	1000	-	0.000067	-	14838997
	15	250000	0	1000	-	0.000049	-	20546538
	15	800000	0	1000	-	0.000041	-	24378352
	10	71500	1000	0	0.0084	-	119190	-
	10	250000	1000	0	0.0039	-	255754	-
	10	800000	1000	0	0.0022	-	448430	-
"štíhlý pilíř" každá část 1500x1500 mm (členěný) výška 7.5 m	18	71500	1000	0	0.0242	-	41254	-
	18	250000	1000	0	0.0172	-	58140	-
	18	800000	1000	0	0.0125	-	80192	-
	18	71500	0	1000	-	0.000417	-	2395783
	18	250000	0	1000	-	0.000375	-	2665245
	18	800000	0	1000	-	0.000347	-	2883506
	15	71500	1000	0	0.0246	-	40667	-
	15	250000	1000	0	0.0173	-	57870	-
	15	800000	1000	0	0.0124	-	80665	-
	15	71500	0	1000	-	0.000418	-	2391200
	15	250000	0	1000	-	0.000375	-	2666667
	15	800000	0	1000	-	0.000346	-	2891845
	10	71500	1000	0	0.0286	-	34992	-
	10	250000	1000	0	0.0185	-	54054	-
	10	800000	1000	0	0.0125	-	80000	-
"masivní pilíř" každá část 2400x1500 mm (členěný) výška 7.5 m	25	71500	1000	0	0.0198	-	50633	-
	25	250000	1000	0	0.0129	-	77604	-
	25	800000	1000	0	0.0083	-	119918	-
	25	71500	0	1000	-	0.000178	-	5617978
	25	250000	0	1000	-	0.000137	-	7304602
	25	800000	0	1000	-	0.000110	-	9124088
	18	71500	1000	0	0.0197	-	50689	-
	18	250000	1000	0	0.0127	-	78864	-
	18	800000	1000	0	0.0080	-	125628	-
	18	71500	0	1000	-	0.000178	-	5625879
	18	250000	0	1000	-	0.000136	-	7380074
	18	800000	0	1000	-	0.000107	-	9345794
	15	71500	1000	0	0.0201	-	49826	-
	15	250000	1000	0	0.0128	-	78309	-
	15	800000	1000	0	0.0079	-	126855	-
	15	71500	0	1000	-	0.000179	-	5602241
	15	250000	0	1000	-	0.000135	-	7401925
	15	800000	0	1000	-	0.000106	-	9425071
	10	71500	1000	0	0.0241	-	41559	-
	10	250000	1000	0	0.0140	-	71449	-
10	800000	1000	0	0.0080	-	124766	-	
10	71500	0	1000	-	0.000197	-	5076142	
10	250000	0	1000	-	0.000139	-	7173601	
10	800000	0	1000	-	0.000105	-	9523810	

4.4.4 Pružné nelineární uložení pilot (modul “pile” midas Civil)

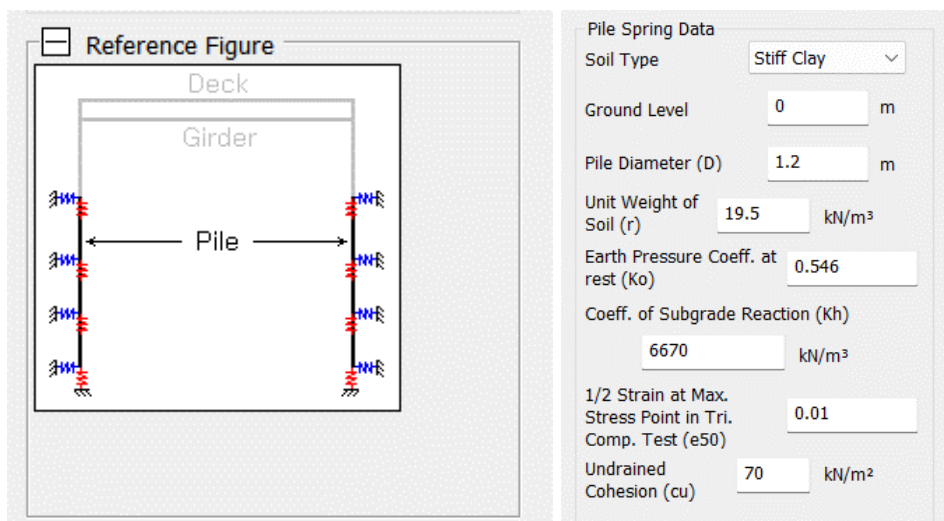
Za účelem vyšetření tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x v případě nelineárního podepření pilot byl využit modul “Pile”, který je součástí software midas Civil a slouží k modelování integrovaných mostů a pružných podpor pro piloty.

Jelikož modely pilířů v této kapitole odpovídají pilířům mostu SO 73-20-13, byly uvažovány také obdobné geologické poměry. Parametry zeminy tak byly převzaty z projektové dokumentace [33]. Chybějící údaje byly zjednodušeně převzaty z normy ČSN 73 1001 [71]. Vstupními údaji tak jsou:

- Zemina R6 / CS,
- modul reakce podloží $k_h = 6,67 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$,
- modul přetvárnosti $E_{def} = 12 \text{ MPa}$,
- efektivní soudržnost $c_{ef} = 15 \text{ kPa}$,
- efektivní úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 27^\circ$,
- totální soudržnosti $c_u = 70 \text{ kPa}$,
- konzistence pevná,
- Poissonovo číslo $\nu = 0,35$,
- součinitel zemního tlaku v klidu $K_r = 0,54$ (dle Terzaghiho),
- objemová tíha zeminy $\gamma = 19,5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$.

Panel pro zadávání vstupních parametrů zeminy pro vygenerování nelineárních pružných podpor je vyobrazen na obrázku 145. Výsledné hodnoty pro různé hodnoty zatížení silou F a momentem M jsou uvedeny v tabulce 49, tabulce 50 a tabulce 51. Přehledně jsou výsledné hodnoty K_x v závislosti na velikosti síly F zobrazeny v grafu 13.

Pro výše uvedené vstupní parametry se nelineární chování pružných podpor projeví až při extrémním zatížení v řádu desítek až stovek MN. Hodnoty tuhosti pro reálná zatížení řádově odpovídají lineárně pružně podepřeným pilotám prezentovaných v předchozí kapitole. Pro reálně dosažitelná zatížení tak je otázkou, zda má význam používat tento způsob reprezentace spodní stavby namísto modelu s lineárně pružně podepřenými pilotami, neboť výsledná tuhost se v tomto oboru zatížení příliš nemění.



Obrázek 145 – Panel pro zadávání vstupních parametrů zeminy, midas Civil [60]

Tabulka 49 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů,
piloty uložené nelineárně pružně, pilíř tvaru „A“

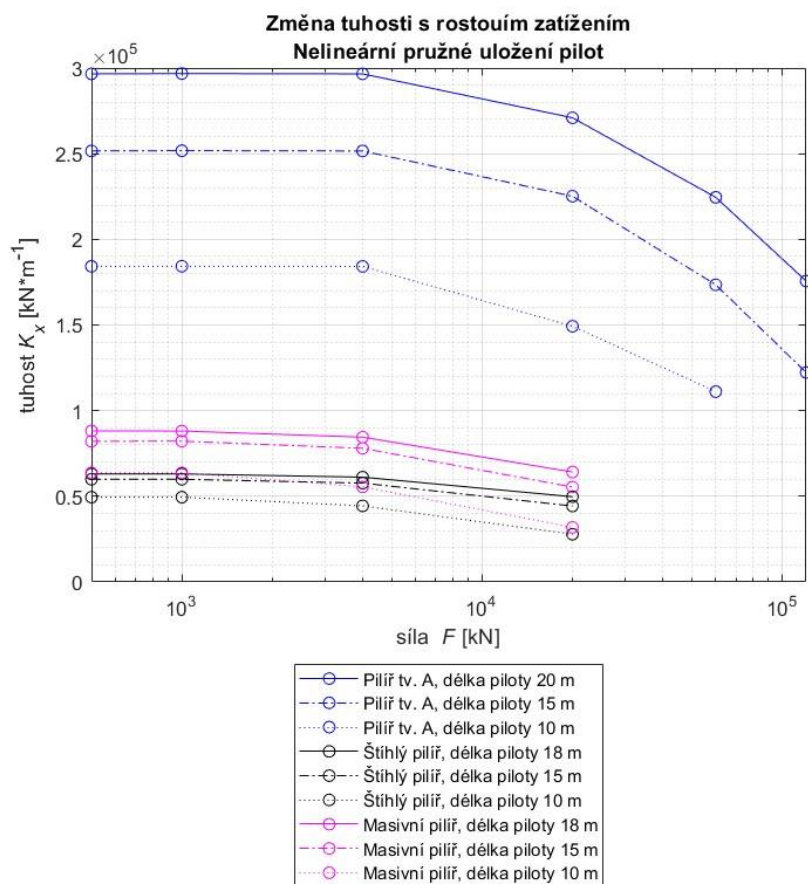
PRŮŘEZ PILÍŘE - 1500X1500 mm - 4x (tvar "A"), VÝŠKA PILÍŘE 9.3 m						
NELINEÁRNĚ PRUŽNĚ ULOŽENÝ PILOTOVÝ ZÁKLAD						
Di. piloty L [m]	F [kN]	M [kNm]	Deformace δ_x [mm]	Deformace φ_y [rad]	Tuhost K_x [kN*m-1]	Tuhost $K_{\varphi y}$ [kN*m*rad ⁻¹]
20	500	0	0.0017	-	296613	-
20	1000	0	0.0034	-	296762	-
20	4000	0	0.0135	-	296604	-
20	20000	0	0.0738	-	270959	-
20	60000	0	0.2672	-	224518	-
20	120000	0	0.6832	-	175640	-
20	0	500	-	0.000023	-	21535109
20	0	1000	-	0.000046	-	21534552
20	0	6000	-	0.000279	-	21536639
20	0	20000	-	0.000929	-	21534506
20	0	40000	-	0.001857	-	21534552
15	500	0	0.0020	-	251598	-
15	1000	0	0.0040	-	251731	-
15	4000	0	0.0159	-	251588	-
15	20000	0	0.0888	-	225169	-
15	60000	0	0.3459	-	173456	-
15	120000	0	0.9813	-	122284	-
15	0	500	-	0.000025	-	20314138
15	0	1000	-	0.000049	-	20313614
15	0	6000	-	0.000295	-	20315637
15	0	20000	-	0.000985	-	20313643
15	0	40000	-	0.001969	-	20313612
10	500	0	0.0027	-	184230	-
10	1000	0	0.0054	-	184298	-
10	4000	0	0.0217	-	184202	-
10	20000	0	0.1340	-	149268	-
10	60000	0	0.5402	-	111079	-
10	0	500	-	0.000028	-	18123691
10	0	1000	-	0.000055	-	18123231
10	0	6000	-	0.000331	-	18125026
10	0	20000	-	0.001104	-	18123165
10	0	40000	-	0.002207	-	18123247

Tabulka 50 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů,
piloty uložené nelineárně pružně, varianta „štíhlý“ pilíř

VARIANTA ŠTÍHLÝ PILÍŘ, 1500X1500 mm, ČLENĚNÝ, VÝŠKA 7.5 m						
NELINEÁRNĚ PRUŽNĚ ULOŽENÝ PILOTOVÝ ZÁKLAD						
Di. piloty L [m]	F [kN]	M [kNm]	Deformace δ_x [mm]	Deformace φ_y [rad]	Tuhost K_x [kN*m-1]	Tuhost K_{φ_y} [kN*m*rad ⁻¹]
18	500	0	0.0079	-	63052	-
18	1000	0	0.0159	-	63045	-
18	4000	0	0.0654	-	61169	-
18	20000	0	0.4021	-	49745	-
18	0	500	-	0.000186	-	2693574
18	0	1000	-	0.000371	-	2693603
18	0	6000	-	0.002228	-	2693566
18	0	20000	-	0.007425	-	2693603
18	0	40000	-	0.014850	-	2693572
15	500	0	0.0083	-	59931	-
15	1000	0	0.0167	-	59931	-
15	4000	0	0.0693	-	57697	-
15	20000	0	0.4513	-	44320	-
15	0	500	-	0.000188	-	2658161
15	0	1000	-	0.000376	-	2658210
15	0	6000	-	0.002257	-	2658210
15	0	20000	-	0.007524	-	2658210
15	0	40000	-	0.015048	-	2658210
10	500	0	0.0101	-	49476	-
10	1000	0	0.0202	-	49474	-
10	4000	0	0.0901	-	44389	-
10	20000	0	0.7188	-	27826	-
10	0	500	-	0.000197	-	2537633
10	0	1000	-	0.000394	-	2537627
10	0	6000	-	0.002364	-	2537642
10	0	20000	-	0.007881	-	2537627
10	0	40000	-	0.015790	-	2533233

Tabulka 51 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů,
piloty uložené nelineárně pružně, varianta „masivní“ pilíř

VARIANTA MASIVNÍ PILÍŘ, 2400X1500 mm, ČLENĚNÝ, VÝŠKA 7.5 m						
NELINEÁRNĚ PRUŽNĚ ULOŽENÝ PILOTOVÝ ZÁKLAD						
DI. piloty L [m]	F [kN]	M [kNm]	Deformace δ_x [mm]	Deformace φ_y [rad]	Tuhost K_x [kN*m-1]	Tuhost $K_{\varphi y}$ [kN*m*rad ⁻¹]
18	500	0	0.0057	-	88132	-
18	1000	0	0.0114	-	88106	-
18	4000	0	0.0473	-	84506	-
18	20000	0	0.3118	-	64154	-
18	0	500	-	0.000066	-	7599939
18	0	1000	-	0.000132	-	7598784
18	0	6000	-	0.000790	-	7599747
18	0	20000	-	0.002632	-	7599650
18	0	40000	-	0.005263	-	7599650
15	500	0	0.0061	-	82102	-
15	1000	0	0.0122	-	82169	-
15	4000	0	0.0513	-	78020	-
15	20000	0	0.3610	-	55402	-
15	0	500	-	0.000068	-	7324934
15	0	1000	-	0.000137	-	7324773
15	0	6000	-	0.000819	-	7324845
15	0	20000	-	0.002730	-	7326007
15	0	40000	-	0.005461	-	7324800
10	500	0	0.0079	-	63694	-
10	1000	0	0.0157	-	63694	-
10	4000	0	0.0721	-	55479	-
10	20000	0	0.6280	-	31847	-
10	0	500	-	0.000077	-	6477523
10	0	1000	-	0.000154	-	6476726
10	0	6000	-	0.000926	-	6476684
10	0	20000	-	0.003088	-	6476747
10	0	40000	-	0.006203	-	6448098



Graf 13 – Tuhost K_x v závislosti na zatížení silou F v úrovni ložiska

4.4.5 Shrnutí

Nejjednodušší, avšak nejméně přesnou metodu modelování spodní stavby představují **idealizované, nekonečně tuhé podpory** odebírající některé nebo všechny stupně volnosti nosníku (např. nosné konstrukci mostu).

Pilíř vetknutý v patě reprezentuje tuhost spodní stavby přesněji, neboť hodnoty podélné tuhosti K_x již nabývají konečné hodnoty (v případě uvažovaných železničních mostů zpravidla stovky tisíc nebo miliony $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$). Zanedbány jsou dílčí složky deformace vlivem posunutí a natočení celé spodní stavby, což vede k nadhodnocení výsledné tuhosti K_x .

Pokud je založení pilíře tvořeno **skupinou pilot**, je možné vymodelovat celou tuto sestavu a piloty uvažovat **vetknuté v jejich patě**. Tato varianta zjednodušeně odpovídá pilotám vetknutým ve velmi únosném podloží (únosná hornina s vysokým modulem přetvárnosti E_{def}). Ve srovnání s variantou, kdy je pilíř přímo v patě vetknutý, je výsledná tuhost K_x opět snížena, a to v závislosti na délce piloty.

Plovoucí skupinu pilot nelze uspokojivě modelovat vetknutím v patě. V tomto případě by s rostoucí délkou piloty klesala výsledná tuhost, což pro pružné podloží neplatí. Použitím **pružných podpor po délce piloty** lze přesněji modelovat chování podloží a spolehlivěji stanovit výslednou tuhost K_x celé spodní stavby.

Přetvárné charakteristiky zeminy obvykle nelze klasifikovat jako lineárně pružné. Posledním stupněm úpravy modelu spodní stavby je tak použití **nelineárně pružných podpor** po délce piloty. Jejich použití však není intuitivní jako v případě lineárně pružných podpor, kdy lze jejich tuhost stanovit využitím modulu reakce podloží k_h a obvykle vyžaduje pokročilé programové vybavení, kdy postup stanovení tuhosti pružných podpor probíhá bez účasti uživatele (a funguje tak jako „černá skříňka“) s omezenou možností kontroly. Výsledné hodnoty tuhosti K_x jsou pro lineárně i nelineárně pružně podepřené piloty obdobné. Použitím nelineárně pružných podpor (dle software midas) v kapitolách, kde byly posuzovány mostní konstrukce, nedojde ke zřetelné změně výsledných hodnot tuhosti K_x .

Jako tuhý je ve výše uvedených variantách modelován pouze základ, zbylé části jsou modelovány jako pružné, materiálem je obvykle beton třídy C30/37, resp. C35/45.

5 Zpětná vazba do metodiky návrhu spodní stavby

Problematice interakce mostu a (bezstykové) koleje, označované též jako kombinovaná odezva, a souvisejícímu návrhu spodní stavby se v současnosti (2024) věnuje široká škála normativních dokumentů. Klíčovým materiálem je norma ČSN EN 1991-2. [2] V několika částech obsahuje návrhová kritéria a doporučené postupy pro posuzování mostních konstrukcí z pohledu kombinované odezvy. Další postupy navrhuje a podrobněji rozebírá MVL 150. [13] Oba tyto dokumenty původně vycházejí v normy UIC 774-3 [53] vydané v roce 1995. Zpětná vazba do metodiky návrhu spodní stavby železničních (a tramvajových) je tak směřována primárně k těmto dokumentům.

V případě tuhosti spodní stavby není zcela sjednocena terminologie napříč těmito dokumenty: MVL 150 pojednává o „ekvivalentní tuhosti spodní stavby“ K_x , UIC 774-3 a příloha G normy ČSN EN 1991-2 pak tuto veličinu dále přepočítávají na jeden metr délky mostu a jednu kolej, označení však zůstává K . Jednotkou je v obou případech $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$ a je tak otázkou, zda pro přílohu G není vhodnější používat jednotku $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ „kolej⁻¹“, neboť se jedná o přepočet tuhosti K_x [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$] na jednotku délky.

Sjednocení terminologie může pomoci zefektivnění návrhových postupů. Příloha G již nyní umožňuje jednoduché posouzení navržené konstrukce v závislosti na hodnotě tuhosti spodní stavby (ovšem přepočítané na jeden metr délky). Podobná schémata obsahuje také předpis UIC 774-3 (příloha B a C). [53] V případě, že by daná dilatující délka nosné konstrukce pro danou tuhost spodní stavby K nevyhověla, lze pouhým pohlednutím do grafu zjistit, jaký vliv by měla změna tuhosti spodní stavby (a případně změna tuhosti nosné konstrukce) a zda úpravou tohoto parametru lze zajistit, že konstrukce splní veškeré podmínky stanovené normou [2].

Tento postup je v zásadě obdobou metody „Mezních přírůstků“ podle MVL 150, kdy je pro nezávislou proměnnou (např. délku nosné konstrukce nebo právě tuhost spodní stavby, v tomto případě K_x) vykresleno napětí v kolejnicových pásech (případně deformace nosné konstrukce). Tímto způsobem lze vyšetřit rozsah přípustné tuhosti spodní stavby K_x , jedná se tedy v zásadě o parametrickou studii. Grafy uvedené v příloze G normy [2] mají však širší rozsah platnosti. Větší množství podobně zpracovaných grafů spolu s podrobnou metodikou pro modelování spodní stavby a sestavování kombinací zatížení je tak jedním z možných směrů, jakým lze příslušné předpisy upravit či doplnit.

Z grafů uvedených v příloze G [2] také vyplývá, že zvýšením tuhosti spodní stavby K může dojít ke zvýšení, ale i snížení maximální dovolené dilatační délky. Jedná se o další z důvodů pro rozšíření rozsahu podobných přehledných tabulek či grafů.

Standardní postup při návrhu spodní stavby nyní spočívá ve stanovení svislé a vodorovné reakce pro daný pilíř a návrh odpovídajícího způsobu založení tak, aby byly splněny mezní stav použitelnosti (sedání) a únosnosti. Způsob založení a jeho podélná tuhost však hraje podstatnou roli v případě interakce bezстыkové koleje a mostu. Součástí MVL 150 je série vývojových diagramů popisujících metodický postup při návrhu mostní konstrukce. Tyto diagramy nezohledňují možnost provedení analýzy přímo dle ustanovení 6.5.4.6(4) normy ČSN EN 1991-2 a uvádějí pouze zjednodušené metody (např. dle zmíněné přílohy G normy [2]) a metodu kompletní analýzy, jejíž iterativní provádění pro desítky variant uspořádání spodní stavby a nosné konstrukce je časově náročné. Lze také zvážit doplnění tohoto typu vývojových diagramů do normy ČSN EN 1991-2. Pro dynamickou analýzu tato norma již podobné diagramy obsahuje, což přispívá k větší přehlednosti při návrhu.

Pro individuální posuzování mostních konstrukcí není zcela zřejmý postup a stupeň zjednodušení. Přestože jedním z výstupů posouzení navrženého

konstrukčního řešení může být požadavek na tuhost spodní stavby K_x , skutečné dosažení této hodnoty může být ověřeno až podrobným modelem. Protože však posouzení kombinované odezvy je předřazeno před podrobný konstrukční návrh mostu a dle MVL 150 by snad i mělo být prováděno v raných fázích zpracování projektové dokumentace, nejsou podrobné parametry podloží a uspořádání spodní stavby známy.

Může tak být účelné vytvořit přehledný katalog sestav spodní stavby mostu, a to s uvážením různých geologických poměrů, výšky pilířů a se zahrnutím semi-integrovaných uspořádání konstrukce. Pro doplnění je pak vhodné zpracovat postup, jakým způsobem lze modelovat kombinovaný systém kolej-most.

Z hlediska uspořádání spodní stavby se ukazují semi-integrované konstrukce z hlediska redukce napětí v kolejnicových pásech vlivem kombinované odezvy jako perspektivní, stávající MVL 110 ("Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů") [31] nicméně tento typ konstrukcí neobsahuje. Výsledkem potenciálního navazujícího výzkumu může být doplnění právě semi-integrovaných konstrukcí do tohoto MVL.

Aktuálně zveřejněný rozsah MVL (mostních vzorových listů) na internetových stránkách typové dokumentace Správy železnic je značně omezený, obsažena jsou pouze některá témata a mnoho konstrukčních detailů tak není vůbec definováno. Aktualizace a zveřejnění dalších MVL Správy železnic je tak vhodné v každém případě, neboť směrem k projektantům vyjasňují požadavky Správy železnic a prezentují v mnoha případech osvědčená technická řešení.

Podstatné je také co nejpodrobnější informování uživatelů předpisů o specifikách **zatěžovacích kombinací** vlivem nelineárního propojení koleje a nosné konstrukce mostu. Každá nová poloha a kombinace zatížení znamená v případě využití software midas Civil vytvoření zcela nového modelu, kde budou tyto nelineární vztahy korektně zohledněny. Takovýto postup je však náročný na počet zpracovaných modelů, což při mnoha variantách potenciálního konstrukčního uspořádání komplikuje co nejpřesnější posouzení kombinované odezvy. Jedním z vyústění může být rozšíření předpisové základy, alternativně je také možné vyvinout výkonnější softwarový nástroj specificky zaměřený na posuzování návrhových kritérií pro interakci bezстыkové koleje a mostu dle normy [2].

Z aktuálního změny normy ČSN EN 1991-2 není zcela zřejmé, zda se pro případ posuzování kombinované odezvy brzdové a rozjezdové síly násobí klasifikačním součinitelem α .

V současnosti je dle informací uvedených v hlavní části MVL 150 připravováno rozšíření o další přílohy, které výše uvedenou problematiku pravděpodobně podrobněji rozebírají a stanovují přesnější požadavky pro konkrétní situace. Od prvního vydání MVL 150 již uplynulo několik let a došlo k dílčím změnám v souvisejících předpisech, např. SŽ S3/2 ("Bezстыková kolej"). Dalším rozšířením MVL 150 může být podrobnější popis vlivu směrového oblouku na limit pro přídatné namáhání koleje.

V současných předpisech není zmínka o jevu, který popisuje obrázek 52 a který se v software midas Civil nazývá „kompletní analýza“. Jedná se o zdánlivý nárůst podélného odporu kolejového lože při lineární superpozici zatěžovacích stavů pro proměnná zatížení.

Samostatnou kapitolou je stávající rozsah předpisové základny pro tramvajové tratě a tramvajové mosty. Této problematice se aktuálně věnuje pouze omezené množství předpisů, tramvajovým mostům pak vybraná ustanovení obecných norem. Důvodem jsou různorodé představy a tradiční technická řešení správců jednotlivých tramvajových provozů na území České republiky, mnohdy unikátní pro každý případ a provoz. Využívány jsou nejrůznější železniční normy a předpisy Správy železnic. V případě tramvajových mostů však může tento postup zbytečně omezit různá technická řešení, která by v případě železničních tratí nebyla realizovatelná. Jedná se například o dlouhé přímé estakády s bezстыkovou kolejí bez instalovaných KDZ.

Menší množství normativních dokumentů zvyšuje přehlednost a pravděpodobnost, že projektant využije vhodný a aktuální předpis. Absence některých podrobných ustanovení tak na druhou stranu zvyšuje volnost při návrhu mostní konstrukce jak z hlediska uspořádání, tak z hlediska posuzování.

6 Závěr

Práce sleduje problematiku uspořádání spodní stavby železničního mostu s ohledem na kombinovanou odezvu na několika modelových příkladech napříč drážními mosty. V rešeršní části přináší nezbytné teoretické zázemí v oblasti železničního svršku a mostů. Podrobně jsou popsány vlastnosti a základy posuzování únosnosti kolejového roštu, princip fungování bezстыkové koleje a varianty uspořádání mostních objektů.

Kapitola 3 popisuje aktuální předpisovou základnu v oblasti definice a posuzování interakce (bezстыkové) koleje a mostu. Zmíněny jsou nejčastější aktuálně používané metody:

- Zjednodušená metoda dle čl. 6.5.4.6.1 normy ČSN EN 1991-2 (dilatující délka mostu do 40 m),
- metoda dle přílohy G normy ČSN EN 1991-2 (dilatující délka až do 90 m),
- metoda kompletní analýzy podle národní přílohy ČSN EN 1991-2 a MVL 150 (neomezená dilatující délka i uspořádání),
- analýza podle bodu 6.5.4.6(4) normy ČSN EN 1991-2 (neomezená dilatující délka i uspořádání).

Na vzorovém modelu ocelobetonového třípolového železničního mostu **SO 73-20-10** (stavba Modernizace trati Sudoměřice – Votice) je popsán postup pro modelování kombinovaného systému kolej-most v prostředí konkrétního software (midas Civil).

Sledovány byly také železniční mosty **SO 73-20-13** a **SO 73-20-14** (Modernizace trati Sudoměřice – Votice). Jedná se o spojitě ocelobetonové nosníky o pěti polích, v případě SO 73-20-14 je na každou stranu doplněno další pole (prostý nosník).

Analyzována byla změna normálového napětí v kolejnicových pásech a deformace nosné konstrukce při modifikaci uspořádání spodní stavby spočívající v **změně tuhosti, podrobnosti modelu**, spojení nosné konstrukce do **jediného dílu** (SO 73-20-14) a modifikaci mostu na **semi-integrovaný**. Tímto byla dosažena vysoká variabilita modelů z hlediska uspořádání spodní stavby. Výsledky zjednodušených posudků jsou celkově shrnuty v příložené tabulce 52. Zde je uvedeno, o jakou variantu uspořádání spodní stavby se jedná a zda pro způsob zatížení uvažovaný v této práci vyhoví návrhová kritéria stanovená normou ČSN EN 1991-2. [2] Díky široké škále modelů s různým uspořádáním spodní stavby lze sledovat také vliv dilatační délky,

KDZ a v jednom případě i důsledky ojetí kolejnice. V případě parametrických studií je uvedena nejmenší hodnota tuhosti spodní stavby K_x nutná pro splnění limitních hodnot deformací a napětí. Rozdílné hodnoty mohou být způsobeny rozdílným krokem změny tuhosti v parametrické studii. Zeleně jsou podbarvena pole, kdy jsou kritéria splněna; červená pole značí nesplnění kritérií dle normy [2]. Celkem bylo zpracováno více než 200 modelů v software midas Civil.

Tabulka 52 – Přehledné shrnutí zpracovaných modelů

Označení mostu a verze modelu A - pevné ložisko na opěře B - pevné ložisko na pilíři C - dvě pevná ložiska na pilířích D - semi-integrovaný most E - semi-integrovaný most (všechny pilíře) KDZ - varianta s kolejnicovým dilatačním zařízením 1 - pilíře vetknuty v patě 2 - piloty vetknuty v patě 3 - piloty pružně uložené 4 - spodní stavbu nahrazuje pružná podpora		Deformace δ_H a δ_V (svislé zatížení, všechna proměnná zatížení) Limitní hodnoty 8 mm (δ_H), resp. 3 mm (δ_V)	Deformace δ_B (brzděné a rozjezdové síly) Limitní hodnota 5 mm	Napětí σ Limitní hodnoty -72 MPa / 92 MPa
SO 73-20-10 (Modernizace trati Sudoměřice - Votice)	10A4		(Vyhovuje pro $K_x > 100\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)	
	10B1		(Vyhovuje pro $K_x > 90\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)	
	10E1		(Vyhovuje pro $K_x > 150\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)	
SO 73-20-13 (Modernizace trati Sudoměřice - Votice)	13C1			
	13C2			
	13C3			
	13B2			
	13B3			
	13D2			
	13D3			
	13E2			
	13E3			
13B4		(Vyhovuje pro $K_x > 1\,500\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)		
13D4		(Vyhovuje pro $K_x > 250\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)	(Vyhovuje pro $K_x > 250\,000\text{ kN}^*\text{m}^{-1}$)	
SO 73-20-14 (Modernizace trati Sudoměřice - Votice)	14B3			
	14D3			
	14E3			
	14E3(P1)			
Tramvajová estakáda Ohrada - Palmovka (estakáda Krejčířek)	OP-KDZ-1			
	OP-C1			
	OP-D1			
	OP-E1			
	OP-C1 (ojetá kolejnice)			

V případě tramvajového mostu Ohrada – Palmovka bylo sledováno omezené množství veličin ve srovnání s mosty železničními, provedena byla zjednodušeným způsobem kompletní analýza dle MVL 150, resp. ČSN EN 1991-2. Ukazuje se, že v případě, kdy je estakáda modelována směrově i výškově v přímé, není zcela vyloučeno použít kontinuální bezстыkovou kolej bez KDZ (kolejnicových dilatačních

zařízení). Uvažováním konstrukce jako semi-integrované je případně možné snížit napětí v bezстыkové koleji vlivem proměnného zatížení. Pro skutečnou konstrukci se směrovým obloukem o poloměru $R=200$ m však tyto předpoklady pravděpodobně neplatí, což je vhodné dále ověřit.

U železničních i tramvajových mostů **uspořádání spodní stavby do velké míry ovlivňuje výsledné napětí v kolejnicových pásech** i deformace nosné konstrukce. Změna výsledného napětí v kolejnicových pásech při měnící se tuhosti K_x je způsobena **dominantně změnou složky napětí od brzdných a rozjezdových sil** σ_B . S rostoucí ekvivalentní tuhostí spodní stavby K_x klesají deformace nosné konstrukce δ_B vyvolané působením brzdných a rozjezdových sil, napětí v kolejnicových pásech ve většině případů také klesá. Deformace nosné konstrukce δ_H ani δ_V nebyly v průběhu posuzování v žádném z případů překročeny. **Součinitel přenosu vodorovné reakce ξ s rostoucí tuhostí spodní stavby K_x také roste**, a to ve všech sledovaných případech. Čím je spodní stavba tužší, tím větší podíl brzdných a rozjezdových sil je schopna přenést do podloží, a naopak tím menší podíl přenáší bezстыková kolej do navazujícího zemního tělesa.

Z hlediska významnosti lze seřadit původce vzniku dodatečného namáhání (napětí v kolejnicových pásech) vyvolaného kombinovaným působením koleje a mostu takto:

1. Změna teploty nosné konstrukce (s rostoucí dilatační délkou napětí roste, u dlouhých estakád řádově nejvýznamnější část dodatečného namáhání koleje vlivem interakce koleje a mostu),
2. brzdné a rozjezdové síly (s rostoucí dilatační délkou roste v případě železničních mostů celkové zatížení),
3. svislé zatížení.

Při semi-integrované konstrukci mostu naroste pevným spojením pilířů s nosnou konstrukcí tuhost spodní stavby K_x , poklesnou sledované deformace i napětí v kolejnicových pásech vlivem proměnných zatížení. Konstrukce se na druhou stranu stane staticky neurčitou, což s sebou přináší dodatečné namáhání spodní stavby. **Výhodou semi-integrované konstrukce** oproti neintegrovanému mostu je **snížení počtu ložisek** na minimum. Tím odpadá nutnost jejich kontroly, údržby nebo výměny.

Integrované mosty jako další způsob uspořádání spodní stavby vzhledem k dilatační délce sledovaných mostů posuzovány nebyly. [42]

Celá kapitola 4.4 je věnována stanovení tuhosti samotné spodní stavby. Na příkladu pilířů mostu SO 73-20-13 je ilustrována změna výsledné tuhosti K_x při změně okrajových podmínek a podrobnosti modelu. Sledovány byly varianty, kdy jsou:

- Pilíře vetknuty v patě,
- pilíře doplněny o tuhý základ a piloty, které jsou vetknuty v patě,
- nebo uloženy (piloty) lineárně pružně,
- nebo uloženy (piloty) nelineárně pružně.

Práce také naznačuje další možnosti rozvoje problematiky, směry pro potenciální pokračování práce a především limity, se kterými se lze setkat při modelování a vyhodnocování kombinovaného systému kolej-most pro posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu. Z této oblasti se jedná například o stanovení kombinací zatížení vyvolujících extrémní účinky, což komplikuje nelinearita celé problematiky, případně mnohdy nepřehledné důsledky deformace v konci nosné konstrukce v místě pohyblivého ložiska. Roli totiž nehraje pouze, jaké natočení je v tomto místě vyvozeno, neboť druhou složkou výsledné deformace je posunutí, a právě výsledné posunutí v místě korního líce nosné konstrukce ovlivní, zda je v kolejnicových pásech vyvozen tlak či tah.

Problematika interakce koleje a mostu je značně rozsáhlá. Předpisová základna pro železniční mosty již dnes nabízí řadu postupů a uspořádání mostních konstrukcí a do budoucna lze očekávat vznik stále většího množství normativních dokumentů. V případě tramvajových mostů naopak existuje pouze malé množství aktuálních předpisů a vzorových listů. Spolu s rozvojem tramvajových tratí je vhodné tyto předpisy alespoň v minimálním rozsahu aktualizovat, nebo nově zpracovat. Uvažované zatížení tramvajovými a železničními vozidly se významně liší, a tak **navrhování tramvajových mostů** podle předpisů pro železniční tratě vede k **naddimenzování konstrukce**, případně volbě nevhodného uspořádání.

S ohledem na výše uvedené závěry tak je vhodné provést další podrobnější výzkum. Tato práce může být dále rozvíjena sledováním extrémního ochlazení konstrukce a s tím spojeným rizikem lomu kolejnice. Podrobněji lze také vyšetřovat rozdíl statického a dynamického zatěžování spodní stavby. V neposlední řadě je pak žádoucí některé hypotézy ověřit při praktickém měření, a to i za využití metod SHM („Structural Health Monitoring“ [72]) při kontinuálním sledování konstrukce. Nová a nezvyklá uspořádání bezстыkové koleje na mostních konstrukcích tak lze v reálném čase sledovat a tím zajistit bezpečnost provozu i lépe tomuto fenoménu porozumět.

LITERATURA

- [1] SDĚLENÍ KOMISE EVROPSKÉMU PARLAMENTU, EVROPSKÉ RADĚ, RADĚ, EVROPSKÉMU HOSPODÁŘSKÉMU A SOCIÁLNÍMU VÝBORU A VÝBORU REGIONŮ: Zelená dohoda pro Evropu. In: *COM(2019) 640 final*. 2019.
- [2] [ÚNMZ]. ČSN EN 1992-2 ed. 2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 12/2018. Třídící znak: 506453. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [3] FÜHRER, Gunther. *Oberbauberechnung*. Transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, 1978.
- [4] KREJČÍŘÍKOVÁ, Hana. *Železniční stavby 1*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017-. ISBN 978-800-1061-572.
- [5] Vyhláška č. 177/1995 Sb.: Vyhláška Ministerstva dopravy, kterou se vydává stavební a technický řád drah. In: . 1995, aktuální znění 01.07.2023 (verze 12).
- [6] [ÚNMZ]. ČSN EN 13674-1+A1, *Železniční aplikace - Kolej - Kolejnice - Část 1: Vignolovy železniční kolejnice o hmotnosti 46 kg/m a větší*. 09/2018. Třídící znak: 505496. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [7] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3, *Železniční svršek, Díl IV, Kolejnice*. Účinnost od 1. října 2008, ve znění pozdějších změn. Praha: SŽDC, s.o., 2019.
- [8] *Kolejový svršek tvořený kolejnicí S49: verze 20.3.2010*. Online. Pražské tramvaje. Praha, 2010. Dostupné z: <https://www.prazsketramvaje.cz/view.php?cisloclanku=2010031701>. [cit. 2024-03-07].
- [9] TŘINECKÉ ŽELEZÁRNY. *Kolejnice*. Online. TŘINECKÉ ŽELEZÁRNY. Třinecké železářny. 2024. Dostupné z: https://apl.trz.cz/web/trzocel.nsf/7a46a8cfe20cd305c1257a710025296b/kolejnic_e_cz. [cit. 2024-03-07].
- [10] ESVELD, Coenraad. *Modern railway track*. 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions, c2001. ISBN 90-800-3243-3.
- [11] ŠUROVSKÝ, Jakub. *Analýza průhybu tramvajové koleje v závislosti na typu vozu*. SVOČ, vedoucí Ing. Ondřej Bret. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2022.

- [12] FRÝBA, Ladislav. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992. ISBN 80-200-0262-6.
- [13] VLASÁK, Martin; RYJÁČEK, Pavel a FOGLAR, Marek. Mostní vzorový list MVL 150, *KOMBINOVANÁ ODEZVA MOSTU A KOLEJE*. Praha: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, 2016, účinnost od 1. dubna 2017.
- [14] STADNIK, Andrei a RYJÁČEK, Pavel. VLIV VNITŘNÍHO PNUTÍ NA ÚNOSNOST KOLEJNICE. Online. *CESTI*. 2017, roč. 2017, č. 1, s. 1-2. Dostupné z: http://www.cesti.cz/technicke_listy/tl2017/2017_WP3_TL3_11c.pdf. [cit. 2024-03-07].
- [15] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽ S4, *Železniční spodek*. Ve znění změny č. 1 (2024). Praha: Správa železnic, Odbor traťového hospodářství, 2021.
- [16] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽ S3/2, *Bezstyková kolej*. 2024. Praha: Správa železnic, Odbor traťového hospodářství, 2024.
- [17] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3/2, *Bezstyková kolej*. 2013. Praha: Správa železniční dopravní cesty, Odbor traťového hospodářství, 2013.
- [18] BLÁHA, Filip a FOGLAR, Marek. Experimentální stanovení příčného odporu bezstykové koleje na mostech. Online. *Silnice Železnice*. 2021, roč. 2021, č. 03/2021, s. 1. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/zeleznice/experimentalni-stanoveni-pricneho-odporu-bezstykovye-koleje-na-mostech-436>. [cit. 2024-03-08].
- [19] BLÁHA, Filip a FOGLAR, Marek. Experimentální stanovení podélného odporu kolejového lože mostní konstrukce. Online. *Silnice Železnice*. 2020, roč. 2020, č. 03/2020, s. 1. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/zeleznice/experimentalni-stanoveni-podelneho-odporu-kolejoveho-loze-mostni-konstrukce-195>. [cit. 2024-03-08].
- [20] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S9, *Pevná jízdní dráha*. 2012. Praha: Správa železniční dopravní cesty, Odbor traťového hospodářství, 2012.
- [21] ŠUROVSKÝ, Jakub. *Vliv diskontinuit vegetačního krytu tramvajové trati na úroveň vyzařovaného hluku*. SVOČ, vedoucí Ing. Bc. Lenka Lomoz, Ph.D. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2023.
- [22] [ÚNMZ]. ČSN 73 6405, *Projektování tramvajových tratí*. 09/2022. Třídící znak: 515595. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2022.
- [23] ČSN 73 6301, *Projektování železničních drah*. Třídící znak: 736301. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 1998.

- [24] FOJTÍK, Pavel a MARA, Robert. *Encyklopedie pražské MHD (2. díl): Katalog vozidel : metro, tramvaje, autobusy, trolejbusy, lanové dráhy*. Praha: Dopravní podnik hlavního města Prahy, 2017.
- [25] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3, *Železniční svršek, Díl X, Kolejové lože a jeho uspořádání*. Účinnost od 1. října 2008, ve znění pozdějších změn. Praha: SŽDC, s.o., 2022.
- [26] LÍNEK, Ondřej. Bezстыková kolej a její vývoj u ČSD. Online. *Železničář*. 1956, roč. 1956, č. 7, s. 170-171. Dostupné z: <https://ndk.cz/uuid/uuid:d84971c0-7e55-11e5-b433-5ef3fc9bb22f>. [cit. 2024-05-20].
- [27] PLÁŠEK, Otto. Bezстыková kolej na mostech. Online. In: 17. *KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTA 2012*. Praha: SŽDC, s.o., 2012, s. 98-106. Dostupné z: <https://www.spravazeleznic.cz/documents/50004227/50157246/b07-plasek-vut-brno-sb.pdf>. [cit. 2024-03-03].
- [28] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3, *Železniční svršek, Díl XII, Železniční svršek na mostních objektech*. Účinnost od 1. října 2008, ve znění pozdějších změn. Praha: SŽDC, s.o., 2019.
- [29] *Statistická ročenka 2022: Správa železnic, státní organizace*. 2023. Správa železnic, státní organizace, 2023.
- [30] [ÚNMZ]. ČSN 73 6200, *Mosty - Terminologie a třídění*. 07/2011. Třídící znak: 88246. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [31] HORÁČEK, Pavel a JIRÁSKO, Jiří. MVL 110, *STANDARDNÍ TYPY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ*. Účinnost od 26.03.2019. Správa železniční dopravní cesty, 2018. Dostupné z: https://typdok.tudc.cz/Downloads/1333414722SZDC_MVL110_20190417.pdf. [cit. 2024-05-20].
- [32] DOLEŽEL, Jiří; DORAZIL, Ladislav a SEDLÁČEK, Jaroslav. MVL 111, *Standardy železničních mostů menších rozpětí pro VRT*. Dostupné z: https://typdok.tudc.cz/Downloads/1368163802MVL111_Standardy_zeleznicnich_mostu_mensich_rozpeti_pro_VRT_.pdf. [cit. 2024-03-10].
- [33] *Projekt: Modernizace trati Sudoměřice – Votice*. Aktualizace 2017. SUDOP PRAHA a METROPROJEKT, 2013.

- [34] [ÚNMZ]. ČSN EN 1997-1, *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí: Část 1: Obecná pravidla*. 09/2006. Třídící znak: 76531. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [35] TURČEK, Peter. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005. ISBN 80-807-6023-3.
- [36] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. [Praha]: Čeněk a Ježek, 1994. ISBN 80-238-2755-3.
- [37] [ÚNMZ]. ČSN EN 1990 ed. 2, *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 02/2021. Třídící znak: 511820. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [38] [ÚNMZ]. ČSN EN 1536+A1, *Provádění speciálních geotechnických prací: Vrtané piloty*. 2016. Třídící znak: 501264. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2016.
- [39] MINISTERSTVO DOPRAVY A ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC, S.P. VL 4, *Vzorové listy staveb pozemních komunikací*. Květen 2015.
- [40] RYJÁČEK, Pavel. MVL 102, *Přechodové oblasti a ukončení nosných konstrukcí železničních mostů*. 2023. Dostupné z: <https://typdok.tudc.cz/Downloads/909352109MVL102.pdf>. [cit. 2024-03-10].
- [41] COELHO, Luís Miguel Gouveia. *Structure/Embankment Transitions in Railway Infra-structures: Behaviour and National and International Practices*. Elektronické. 2008.
- [42] [MDČR], [ŘSD]. TP 261, *Integrované mosty*. 2017. Dostupné z: https://pjkp.rsd.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf. [cit. 2024-03-10].
- [43] [ÚNMZ]. ČSN EN 1991-1-5, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 05/2005. Třídící znak: 72774. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [44] RYJÁČEK, Pavel. MVL 150, *KOMBINOVANÁ ODEZVA MOSTU A KOLEJE: Příloha II Využití systému řízení dilatace mostu pro mostní konstrukce*. Praha: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, 2016, účinnost od 2. ledna 2017.
- [45] STEČÍNSKÝ, Bohuslav. Zděné klenby železničních mostů. Online. *Silnice Železnice*. 2012, roč. 2012, č. 2012, s. 1. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/zdene-klenby-zeleznicnich-mostu/>. [cit. 2024-03-08].

- [46] Saale-Elster-Talbrücke. Online. DB INFRAGO AG. Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 8. 2024. Dostupné z: <https://www.vde8.de/de/projektabschnitte/neubaustrecke-erfurt-leipzig-halle/bruecken/saale-elster-talbruecke>. [cit. 2024-03-10].
- [47] EÜ Saale-Elster-Talbrücke - NBS Erfurt-Halle/Leipzig. Online. GERDUM u. BREUER | Bauunternehmen GmbH. 2024. Dostupné z: <https://www.gerdum-u-breuer.de/referenzen/27-brueckenbau/abgeschlossen/94-brueckenbau-ab-1.html>. [cit. 2024-03-10].
- [48] OHLA ŽS. *Modernizace trati Sodoměřice–Votice v časopise SILNICE ŽELEZNICE*. Online. Ohla ŽS. 2024. Dostupné z: <https://ohla-zs.cz/modernizace-trati-sudomerice-votice-v-casopise-silnice-zeleznice/>. [cit. 2024-03-10].
- [49] Most Červená. Online. METROSTAV TBR A.S. Most Červená. 2024. Dostupné z: <https://most-cervena.cz/>. [cit. 2024-03-10].
- [50] Unstruttalbrücke. Online. DB INFRAGO AG. Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 8. 2024. Dostupné z: <https://www.vde8.de/de/projektabschnitte/neubaustrecke-erfurt-leipzig-halle/bruecken/unstruttalbruecke>. [cit. 2024-03-10].
- [51] SCHENKEL, Marcus; MARX, Steffen a KRONTAL, Ludolf. Innovative Großbrücken im Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsverkehr am Beispiel der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. Online. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2009, roč. 104, č. 11, s. 782-789. ISSN 0005-9900. Dostupné z: <https://doi.org/10.1002/best.200900046>. [cit. 2024-03-11].
- [52] [ÚNMZ]. ČSN 73 6201, *Projektování mostních objektů*. 10/2008. Třídící znak: 81713. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [53] [UIC]. UIC Code 774-3R, *Track/bridge Interaction: Recommendations for calculations*. 2001. Union Internationale des Chemins de fer, 1995.
- [54] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3, *Železniční svršek, Díl VIII, Zvláštní konstrukce železničního svršku*. Účinnost od 1. října 2008, ve znění změny č. 3, účinnost od 1. března 2019. Praha: SŽDC, s.o., 2019.
- [55] SPRÁVA ŽELEZNIC, S.O. SŽDC S3, *Železniční svršek, Díl XVII, Železniční svršek na železničních drahách s rychlostí vyšší než 200 km/h*. Účinnost od 1. března 2021, ve znění pozdějších změn. Praha: Správa železnic, s.o., 2021.

- [56] STANČÍK, Vojtěch. *Interakce kontinuálně podepřené koleje s mostem*. Disertační práce, vedoucí prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. Praha: Fakulta stavební, České vysoké učení technické v Praze, 2021.
- [57] [ÚNMZ]. ČSN EN 1993-2, *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí: Část 2: Ocelové mosty*. 01/2008. Třídící znak: 79983. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.
- [58] XIA, He; ZHANG, Nan a GUO, Weiwei. *Dynamic Interaction of Train-Bridge Systems in High-Speed Railways: Theory and Applications*. Online. Springer-Verlag, 2018. ISBN 978-3-662-54871-4. Dostupné z: <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-662-54871-4>. [cit. 2024-03-09].
- [59] WENNER, Marc; MEIER, Thomas; WEDEL, Frederik; SCHACHT, Gregor a MARX, Steffen. Experimental Determination of the Longitudinal Pier Stiffness of a Long Railway Viaduct. Online. *Frontiers in Built Environment*. 2019, roč. 5, č. 45, s. 1-13. Dostupné z: <https://doi.org/10.3389/fbuil.2019.00045>. [cit. 2024-03-25].
- [60] *Midas Civil*. Software. 2024. MIDASoft, est. 2000. Dostupné z: <https://www.midasoft.com/>. [cit. 2024-03-24].
- [61] CALCADA, Rui; DELGADO, Raimundo a MATOS, António Campos e. *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*. AK Leiden, The Netherlands: CRC Press/Balkema, 2009. ISBN 978-0-203-89539-9.
- [62] OPENSTREETMAP CONTRIBUTORS. *OpenRailwayMap*. Elektronické. -. OpenStreetMap, 2024. Dostupné z: <https://openrailwaymap.org/>. [cit. 2024-05-01].
- [63] LEE, HyeYeon. *Rail Structure Interaction Analysis: Czech 2015 MIDAS TECH TALK*. Presentace. Midas IT, 2015.
- [64] KŘEČKOVÁ, Magdalena. Bezstyková kolej na tramvajových mostech. In: KŘEČKOVÁ, Magdalena. *SBORNÍK STUDENTSKÉ VĚDECKÉ KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ VÝZKUMNÉ AKTIVITY 2023*. Praha: Katedra železničních staveb, Fakulta stavební, ČVUT, 2023, s. 36-43. ISBN 978-80-01-07244-8.
- [65] PECH, Jiří a ŠVARC, Jan. *Tramvajová trať Kobylisy–Zdiby*. Online. Silnice Železnice. 2022, 2022-07-04. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/zeleznice/tramvajova-trat-kobylisy-zdiby-703>. [cit. 2023-12-18].
- [66] *Dokumentace pro územní rozhodnutí TT Zdiby: Koncept a čistopis*. PRAGOPROJEKT, 2022, aktualizace 2023.

- [67] [ÚNMZ]. ČSN 73 6206, *Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí*. 06/1972. Třídící znak: 736206. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1972.
- [68] [ÚNMZ]. ČSN EN 206+A2, *Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. 10/2021. Třídící znak: 732403. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 11/2021n. I.
- [69] DOPRAVNÍ PODNIK HL. M. PRAHY, A.S. *PDPS (Projektová dokumentace pro provádění stavby): Rekonstrukce tramvajové trati Ohrada - Palmovka*. Elektronicky. Praha: DIPRO, PONTEX, 2021. Dostupné z: <https://tenderarena.cz/dodavatel/seznam-profilu-zadavatele/detail/Z0002394/zakazka/422716>. [cit. 2024-05-01].
- [70] [ÚNMZ]. ČSN 73 6412, *Geometrické uspořádání koleje tramvajových tratí*. 03/2017. Třídící znak: 501910. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017.
- [71] [ÚNMZ]. ČSN 73 1001, *Základová půda pod plošnými základy*. 06/1987. Praha: Úřad pro normalizaci a měření, 1987.
- [72] FARRAR, Charles R. a WORDEN, Keith. *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. John Wiley & Sons, 2013. ISBN 978-1-119-99433-6.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 – Model kombinovaného systému kolej – most [2]	7
Obrázek 2 – Kolejnice 49E1 (vlevo) [6] a NT1 (vpravo) [8]	8
Obrázek 3 – Winklerův (Pasternakův) model koleje [11].....	9
Obrázek 4 – Dílčí složky napětí v kolejnici [13].....	12
Obrázek 5 – Průběh normálové síly v bezstykové koleji [13]	17
Obrázek 6 – Mosty (zepředu): Železniční, Palackého, Jiráskův, Legií a Karlův	21
Obrázek 7 – Silniční a tramvajový most přes Růžičkovu rokli	22
Obrázek 8 – Podélný řez mostem (Modernizace trati Sudoměřice – Votice) [33].....	24
Obrázek 9 – Přejížděvací oblast u novostaveb dle předpisu SŽ S4 [15].....	26
Obrázek 10 – Typy mostů dle uložení a zachycení dilatačních pohybů	27
Obrázek 11 – Dilatační délka L_t [2]	28
Obrázek 12 – Znojemský viadukt	29
Obrázek 13 – Statické schéma mostu s řídicí tyčí [33]	29
Obrázek 14 – Jednoduchá lávka působící jako prostý nosník (Vișeu de Sus, Rumunsko)...	30
Obrázek 15 – Klenbový most (trať 212, Ostrov u Ledče nad Sázavou)	31
Obrázek 16 – Kruhový viadukt Brusio (Berninabahn, Švýcarsko)	31
Obrázek 17 – Most přes Jizeru v Kořenově	32
Obrázek 18 - Saale-Elster-Talbrücke [47][46].....	32
Obrázek 19 – Trámový most (modernizace trati Sudoměřice – Votice) [48].....	33
Obrázek 20 – Železniční most u Červené nad Vltavou (realizace a vizualizace) [49].....	33
Obrázek 21 – Unstruttalbrücke [50]	34
Obrázek 22 – Scherkondetalbrücke [51].....	34
Obrázek 23 – Přídavné namáhání kolejnice normálovou silou v místě mostu [13].....	36
Obrázek 24 – Svislá deformace v důsledku dilatačních změn (převzato z [55])	38
Obrázek 25 – Model zatížení 71 (LM71) vč. charakteristických hodnot zatížení [2]; délka spojitého zatížení (1) není omezena	40
Obrázek 26 – Standardní zatěžovací souprava tramvajových vozidel [2]	40
Obrázek 27 – Kolejnicové dilatační zařízení (mokropeský železniční most)	42
Obrázek 28 – Celková ekvivalentní podélná tuhost pilíře [2].....	42
Obrázek 29 – Praktická ukázka deformace	43
Obrázek 30 – Závislost podélné smykové síly a podélného posunutí koleje [2]	44
Obrázek 31 – Deformace nosné konstrukce od zatížení dopravou, převzato z [56].....	46
Obrázek 32 – Deformace nosné konstrukce mostu v důsledku svislého zatížení [13]	48
Obrázek 33 – Graf sloužící pro posouzení dovolené oblasti namáhání kolejnice [2].....	49
Obrázek 34 – Model kombinovaného systému kolej-most.....	51

Obrázek 35 – Oblasti, kde se má použít podélný odpor kolejového lože pro zatíženou a nezatíženou kolej [13]	52
Obrázek 36 – Složky podélného posunutí v místě hlavy pilíře [59]	56
Obrázek 37 – Průběh normálového napětí k kolejnicových pásech vlivem změny teploty nosné konstrukce [53].....	58
Obrázek 38 – Vliv brzdných a rozjezdových sil podle [61]	59
Obrázek 39 – Geografická poloha posuzovaných mostů (Modernizace trati Sodoměřice – Votice; čísla označují traťovou rychlost) [62]	62
Obrázek 40 – Pohled na konstrukci mostu SO 73-20-10 [33]	63
Obrázek 41 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-10 [33].....	63
Obrázek 42 – Statické schéma mostní konstrukce SO 73-20-10 [33]	64
Obrázek 43 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Layout“	65
Obrázek 44 - „Rail Track Analysis Model Wizard“, konstrukční uspořádání nosníku.....	66
Obrázek 45 – Rozdělení materiálu po délce konstrukce (pro jeden ocelový nosník) [33].....	66
Obrázek 46 – SPC (Section Property Calculator)	67
Obrázek 47 - „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Section“.....	67
Obrázek 48 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Boundary“	68
Obrázek 49 – Modelování spodní stavby mostu	69
Obrázek 50 – Zadávání údajů o pilířích prostřednictvím „Advanced Pier Data“	69
Obrázek 51 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Load“	70
Obrázek 52 – Rozdíl zjednodušené a kompletní analýzy v software midas Civil [63].....	71
Obrázek 53 – „Rail Track Analysis Model Wizard“, záložka „Wizard Option“	71
Obrázek 54 – sériově zapojený pružný a plastický článek – ideálně pružnoplastický model pro modelování kolejového lože	72
Obrázek 55 – Prostředí software midas Civil	72
Obrázek 56 – Zjednodušený 3D model mostu SO 73-20-10 (stavba Modernizace trati Sodoměřice – Votice).....	73
Obrázek 57 – Statické schéma, most SO 73-20-10, varianta základní, ozn. verze 10A4	75
Obrázek 58 – Přídavné namáhání kolejnice v důsledku spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu; napětí σ_{kpl}	75
Obrázek 59 – Přídavné namáhání kolejnice v důsledku spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu; normálová síla v koleji (kolejnicích)	76
Obrázek 60 – Základní model mostu SO 73-20-10, deformovaný tvar.....	76
Obrázek 61 – Napětí v koleji vyvolané teplotní změnou nosné konstrukce, fáze „PostCS“ (s využitím kombinací zatížení)	79
Obrázek 62 – Napětí v koleji vyvolané teplotní změnou nosné konstrukce, varianta modelu s konstrukčními fázemi (fáze „Unloaded“)......	79

Obrázek 63 – Napětí v kolejnici vyvolané změnou teploty, SO 73-20-10, statický výpočet [33].....	80
Obrázek 64 – Normálové napětí v kolejnici σ_x ; upravený model SO 73-20-10	83
Obrázek 65 – Obálka napětí v kolejnících, působení brzdných a rozjezdových sil; upravený model SO 73-20-10	84
Obrázek 66 – Obálka napětí v kolejnících, působení svislého zatížení; upravený model SO 73-20-10.....	84
Obrázek 67 – Podélná deformace od brzdných a rozjezdových sil δ_B ; upravený model SO 73-20-10.....	85
Obrázek 68 – Podélná deformace od svislého zatížení δ_H ; upravený model SO 73-20-10.....	85
Obrázek 69 – Celková deformace od proměnného zatížení (fáze „Loaded“); upravený model SO 73-20-10.....	86
Obrázek 70 – Statické schéma nosné konstrukce mostu SO 73-20-10, varianta s pevným ložiskem na pilíři P1, ozn. verze 10B1	90
Obrázek 71 – Obálka napětí v kolejnících, působení proměnných zatížení; model SO 73-20-10, ozn. verze 10B1	90
Obrázek 72 – Obálka napětí v kolejnících, působení změny teploty; model SO 73-20-10, ozn. verze 10B1	91
Obrázek 73 – Obálka napětí v kolejnících, působení brzdných a rozjezdových sil; model SO 73-20-10, ozn. verze 10B1	91
Obrázek 74 – Obálka napětí v kolejnících, působení svislého zatížení; model SO 73-20-10, ozn. verze 10B1	92
Obrázek 75 – Statické schéma nosné konstrukce semi-integrované varianty mostu SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	96
Obrázek 76 – Normálové napětí v kolejnících pásech σ_x ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	96
Obrázek 77 – Normálové napětí v kolejnících pásech vyvolané změnou teploty nosné konstrukce, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	97
Obrázek 78 – Deformace δ_B ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	97
Obrázek 79 – Deformace δ_H ; semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	98
Obrázek 80 – Celková deformace od proměnného zatížení (fáze „loaded“); semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10, ozn. verze 10E1	98
Obrázek 81 – Ohybové namáhání pilířů, semi-integrovaná varianta mostu SO 73-20-10	99

Obrázek 82 – Ohybové namáhání pilířů při ochlazení 35 K, působení brzdných a rozjezdových sil a svislého zatížení, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10.....	100
Obrázek 83 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta se svisle zatíženým pouze prostředním polem	104
Obrázek 84 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta s jediným průřezem (průřez z prostředního pole)	105
Obrázek 85 – Napětí v kolejnicových pásech, varianta s rozlišenými průřezy po délce	105
Obrázek 86 – Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje pro SO 73-20-13 dle projektu [33].....	108
Obrázek 87 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-13 [33].....	108
Obrázek 88 – Podélný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-13 [33].....	109
Obrázek 89 – Zjednodušený 3D model mostu SO 73-20-13 pro stanovení účinků zatížení (stavba Modernizace trati Sodoměřice – Votice), ozn. verze 13C1	110
Obrázek 90 – Statické schéma základní varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze 13C1	110
Obrázek 91 – 3D model mostu SO 73-20-13, varianty uvedené v kapitole 4.2.2.2	111
Obrázek 92 – Statické schéma modifikované varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze 13C2	112
Obrázek 93 – Statické schéma modifikované varianty modelu mostu SO 73-20-13, ozn. verze 13C3	112
Obrázek 94 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, pevné ložisko umístěné na P3, ozn. verze 13B2	112
Obrázek 95 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, pevné ložisko umístěné na P3, ozn. verze 13B3	112
Obrázek 96 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného zatížení; SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	113
Obrázek 97 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	113
Obrázek 98 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, brzdné a rozjezdové síly, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	114
Obrázek 99 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, svislé zatížení (LM71), SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	114
Obrázek 100 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, všechna proměnná zatížení, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	115
Obrázek 101 – Podélná deformace nosné konstrukce, brzdné a rozjezdové síly, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	115

Obrázek 102 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, svislé zatížení LM71, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	116
Obrázek 103 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (P2 a P3), ozn. verze 13D2	116
Obrázek 104 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (P2 a P3), ozn. verze 13D3	116
Obrázek 105 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (všechny pilíře), ozn. verze 13E2	117
Obrázek 106 – Statické schéma varianty modelu mostu SO 73-20-13, semi-integrovaná varianta (všechny pilíře), ozn. verze 13E3	117
Obrázek 107 – Statické schéma varianty se zjednodušenou reprezentací spodní stavby, pevné ložisko P3, most SO 73-20-13, ozn. verze 13B4	121
Obrázek 108 – Statické schéma varianty se zjednodušenou reprezentací spodní stavby, semi-integrovaná konstrukce, most SO 73-20-13, ozn. verze 13D4	121
Obrázek 109 – Výchozí 3D model pro verze 13B4 a 13D4	122
Obrázek 110 – Schéma výpočetního modelu bezстыkové koleje pro SO 73-20-14 dle projektu [33]	126
Obrázek 111 – Pohled na nosnou konstrukci mostu SO 73-20-14 [33].....	126
Obrázek 112 – Příčný řez nosnou konstrukcí mostu SO 73-20-14 [33].....	126
Obrázek 113 – Statické schéma základní varianty, pevné ložisko P3, most SO 73-20-14, ozn. verze 14F3	127
Obrázek 114 – 3D model mostu SO 73-20-14.....	127
Obrázek 115 – 3D model pilíře, základu a pilot, SO 73-20-14	128
Obrázek 116 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného zatížení; SO 73-20-14, ozn. verze 14F3	129
Obrázek 117 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce; SO 73-20-14, ozn. verze 14F3	129
Obrázek 118 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku), pevné ložisko P3, most SO 73-20-14, ozn. verze 14B3	131
Obrázek 119 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku), semi-integrované P3 a P4, most SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	131
Obrázek 120 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku), semi-integrované všechny pilíře, most SO 73-20-14, ozn. verze 14E3	131
Obrázek 121 – Statické schéma modifikované varianty (NK vcelku), semi-integrované všechny pilíře (průřez jako P1), most SO 73-20-14, ozn. verze 14E3(P1)	131
Obrázek 122 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, změna teploty nosné konstrukce; SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	132

Obrázek 123 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení všech částí proměnného zatížení; SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	132
Obrázek 124 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení brzdných a rozjezdových sil; SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	133
Obrázek 125 – Obálka napětí σ_x v kolejnicích, působení svislého zatížení (LM 71); SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	133
Obrázek 126 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, brzdné a rozjezdové síly, SO 73-20-13, ozn. verze 13B3	134
Obrázek 127 – Svislá a podélná deformace nosné konstrukce, všechna proměnná zatížení, SO 73-20-14, ozn. verze 14D3	134
Obrázek 128 – Umístění tramvajového mostu na trati Ohrada – Palmovka (na mapě u zastávky Krejčířek) [62]	139
Obrázek 129 – Příčný řez nosnou konstrukcí tramvajového mostu Ohrada – Palmovka [69]	139
Obrázek 130 – Podélný řez tramvajového mostu Ohrada – Palmovka (ilustrační obrázek složený ze dvou na sebe navazujících dílů) [69]	140
Obrázek 131 – Základní varianta, včetně KDZ, tramvajový most Ohrada – Palmovka, ozn. verze OP-KDZ-1	140
Obrázek 132 – Zjednodušený 3D model tramvajového mostu Ohrada – Palmovka	141
Obrázek 133 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce, ozn. verze OP-KDZ-1	141
Obrázek 134 – Základní varianta, bez KDZ, tramvajový most Ohrada – Palmovka, ozn. verze OP-C1	143
Obrázek 135 – Semi-integrovaná varianta tramvajového mostu Ohrada – Palmovka, pohyblivá ložiska v místě P2 a P12, ozn. verze OP-D1	143
Obrázek 136 – Semi-integrovaná varianta tramvajového mostu Ohrada – Palmovka, všechny pilíře pevně spojeny s nosnou konstrukcí, ozn. verze OP-E1	143
Obrázek 137 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce, ozn. verze OP-E1	144
Obrázek 138 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, proměnná zatížení, ozn. verze OP-E1	144
Obrázek 139 – Deformace nosné konstrukce vlivem proměnného zatížení, ozn. verze OP-E1	145
Obrázek 140 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce +35 K, ozn. verze OP-C1 s výškově opotřebenou kolejnicí	145
Obrázek 141 – Průběh normálového napětí v kolejnicových pásech, změna teploty nosné konstrukce -35 K, ozn. verze OP-C1 s výškově opotřebenou kolejnicí	146

Obrázek 142 – Napětí v kolejnicových pásech vlivem změny teploty kolejnicových pásů (-58 K) a nosné konstrukce (-35 K)	148
Obrázek 143 – Varianty pilířů a pilotového základu	150
Obrázek 144 – Průřez pilíře; vlevo varianta „masivní“, vpravo „štíhlý“, resp. tvar „A“	151
Obrázek 145 – Panel pro zadávání vstupních parametrů zeminy, midas Civil [60]	158

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1 – Přehled základních informací ke kolejnicím vybraných tvarů [6][9][7]	8
Tabulka 2 – Vlastnosti materiálu kolejnic [4]	9
Tabulka 3 – Minimální poloměr oblouku [22][16]	20
Tabulka 4 – Součinitelé tepelné roztažnosti α_0 podle [12]	28
Tabulka 5 – Největší přípustné dilatační délky nosných konstrukcí mostů podle SŽDC S3, dílu XII; převzato z [28]	30
Tabulka 6 – Posouzení, výchozí model SO 73-20-10	77
Tabulka 7 – Posouzení, úprava modelu SO 73-20-10	86
Tabulka 8 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze 10A4	87
Tabulka 9 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze 10A4	87
Tabulka 10 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 10A4	88
Tabulka 11 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 10A4	89
Tabulka 12 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze 10B1	92
Tabulka 13 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze 10B1	93
Tabulka 14 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 10B1	93
Tabulka 15 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 10B1	93
Tabulka 16 – Posouzení, semi-integrovaná varianta SO 73-20-10	98
Tabulka 17 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze 10E1	101
Tabulka 18 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze 10E1	101
Tabulka 19 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 10E1	101
Tabulka 20 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 10E1	102
Tabulka 21 – Uvažované tuhosti pružných podpor pilot (SO 73-20-13)	118
Tabulka 22 – Označení vybraných variant modelu (SO 73-20-13)	118
Tabulka 23 – Napětí a deformace v místě OP1 (SO 73-20-13)	118
Tabulka 24 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-13)	119
Tabulka 25 – Extrémní napětí v obecné poloze (SO 73-20-13)	119
Tabulka 26 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce (SO 73-20-13)	120
Tabulka 27 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze 13B4	122
Tabulka 28 – Napětí a deformace v místě OP2, ozn. verze 13B4	123

Tabulka 29 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 13B4	123
Tabulka 30 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 13B4	123
Tabulka 31 – Napětí a deformace v místě OP1, ozn. verze 13D4	123
Tabulka 32 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-13), verze 13D4	124
Tabulka 33 – Extrémní napětí v obecné poloze, ozn. verze 13D4	124
Tabulka 34 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 13D4	124
Tabulka 35 – Uvažované tuhosti pružných podpor pilot (SO 73-20-14)	128
Tabulka 36 – Posouzení, výchozí model SO 73-20-14	130
Tabulka 37 – Označení vybraných variant modelu (SO 73-20-14).....	135
Tabulka 38 – Napětí a deformace v místě OP1 (SO 73-20-14).....	135
Tabulka 39 – Napětí a deformace v místě OP2 (SO 73-20-14).....	135
Tabulka 40 – Extrémní tahové napětí (SO 73-20-14)	135
Tabulka 41 – Stanovení součinitele přenosu vodorovné reakce (SO 73-20-14).....	136
Tabulka 42 – Vybrané hodnoty deformace nosné konstrukce, most Ohrada – Palmovka ..	146
Tabulka 43 – Vybrané hodnoty napětí v kolejnicových pásech, most Ohrada – Palmovka	147
Tabulka 44 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, most Ohrada – Palmovka.....	147
Tabulka 45 – Zjednodušená tabulka pro posouzení kombinované odezvy dle NA ČSN EN 1991-2 („kompletní analýza“).....	147
Tabulka 46 – Srovnání tuhostí pilíře vetknutého v patě	153
Tabulka 47 – Srovnání tuhostí pilířů; skupina pilot vetknutých v patě	154
Tabulka 48 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů, piloty uložené lineárně pružně	156
Tabulka 49 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů, piloty uložené nelineárně pružně, pilíř tvaru „A“	158
Tabulka 50 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů, piloty uložené nelineárně pružně, varianta „štíhlý“ pilíř	159
Tabulka 51 – Srovnání vodorovné tuhosti pilířů, piloty uložené nelineárně pružně, varianta „masivní“ pilíř	160
Tabulka 52 – Přehledné shrnutí zpracovaných modelů	167

SEZNAM GRAFŮ

Graf 1 – Struktura praktické části práce.....	60
Graf 2 – Princip posuzování vlivu uspořádání spodní stavby na kombinovanou odezvu na modelovém příkladu vybraných mostních konstrukcí.....	61
Graf 3 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze 10A4	88
Graf 4 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn, verze 10A4	89
Graf 5 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze 10B1	94
Graf 6 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 10B1	94
Graf 7 – Součinitel přenosu vodorovné reakce, ozn. verze 10E1	102
Graf 8 – Vývoj napětí se změnou tuhosti K_x , ozn. verze 10E1	103
Graf 9 – Celkové napětí v opěře OP2 vyvolané proměnným zatížením, verze modelu 10A4 , 10B1 a 10E1	106
Graf 10 – Součinitel přenosu vodorovné reakce ξ v závislosti na K_x , verze modelu 10A4 , 10B1 a 10E1	106
Graf 11 – Postup pro ilustraci posouzení kombinované odezvy tramvajového mostu.....	138
Graf 12 – Postup pro stanovení tuhosti spodní stavby v podélném směru K_x , jednotlivé pilíře vč. založení.....	151
Graf 13 – Tuhost K_x v závislosti na zatížení silou F v úrovni ložiska.....	161

SEZNAM ROVNIC

Rovnice 1 – Celkové napětí v kolejnici v širé trati [7], rozšířeno dle [12].....	10
Rovnice 2 – Ohybový moment při klidovém zatížení [7][10].....	11
Rovnice 3 – Charakteristická délka kolejového roštu [7][10].....	11
Rovnice 4 – Ohybové napětí od zatížení a dynamický součinitel [13][7].....	11
Rovnice 5 – Napětí v kolejnicovém pásu.....	18
Rovnice 6 – Normálová síla v kolejnicovém pásu.....	18
Rovnice 7 – Radiální síla na jeden kolejnicový pás [16].....	19
Rovnice 8 – Vliv dilatace NK na svislý posun jako důsledek podélného sklonu.....	38
Rovnice 9 – Rozjezdová síla pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2, HSLM [2].....	39
Rovnice 10 – Brzdná síla pro modely zatížení 71, SW/0 a HSLM [2].....	39
Rovnice 11 – Brzdná síla pro model zatížení SW/2 [2].....	39
Rovnice 12 – Dynamický součinitel podle ČSN EN 1991-2 [2].....	41
Rovnice 13 – Redukce dynamického součinitele pro stavby městských drah [2].....	41
Rovnice 14 – Vztahy pro výpočet zatížení pevných ložisek[2].....	47

Rovnice 15 – Napětí v kolejnici podle MVL 150 (komplexní analýza) [13].....	53
Rovnice 16 – Příčné zatížení od teplotní změny v bezstykové koleji.....	53
Rovnice 17 – Ekvivalentní spojité zatížení.....	70
Rovnice 18 – Výpočet deformace.....	81
Rovnice 19 – Tuhost vetknutého pilíře.....	152
Rovnice 20 – Tuhost pilíře vetknutého v patě, semi-integrovaný most (dva pilíře).....	152
Rovnice 21 – Stanovení tuhosti sériově zapojených pružin, příklad pilíře	153
Rovnice 22 – Stanovení tuhosti pružné podpory piloty (výška elementu 1 m).....	155