

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Diplomová práce

Experimentální stanovení podélného odporu bezstykové  
koleje na mostech

Experimental evaluation of longitudinal resistance of continuously welded rail on  
bridges

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

2017

Bc. Filip Bláha



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bláha Jméno: Filip Osobní číslo: 396438

Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: SI

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Experimentální stanovení podélného odporu bezстыkové koleje na mostech

Název diplomové práce anglicky: Experimental evaluation of longitudinal resistance of continuously welded rail on bridges

Pokyny pro vypracování:

Rešerše na téma experimentů na téma podélného odporu bezстыkové koleje na mostech

Vyhodnocení experimentálního programu

Aplikace na reálné konstrukce

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 14/10/2016

Termín odevzdání diplomové práce: 8/1/2016

*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

14.10.2016

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 8. 1. 2017

.....

podpis

## PODĚKOVÁNÍ

Chtěl bych poděkovat svému vedoucímu, panu doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za odborné vedení práce, čas strávený při konzultacích a cenné rady, které mi pomohly tuto práci zkompletovat.



**Anotace:**

Cílem mé diplomové práce je vyhodnocení provedeného experimentu, při němž byl zkoumán úsek koleje, jež by zřízen za podmínek, které se co nejvíce blíží koleji na mostním objektu. Naměřené parametry byly porovnávány s hodnotami uvedenými v aktuálně používaných normách a následně byly aplikovány ve výpočetních modelech, kde byl sledován jejich vliv na interakci mostu a koleje.

**Klíčová slova:**

*bezстыková kolej, BK, experiment, norma, interakce, kolej-most, vysokorychlostní trať, VRT*

**Abstract:**

The aim of this thesis is to evaluate the experiment, during which a section of a track established under conditions that are the closest to the track on a bridge was studied. The measured parameters were compared with the values of currently used standards and applied in computing models, where their effect on the interaction of the bridge and rails was observed.

**Keywords:**

*continuous welded rail, CWR, experiment, standard, interaction, track-bridge, high speed railway, HSR*

## Obsah

<b>Seznam použitých zkratk a symbolů.....</b>	<b>9</b>
<b>1 Úvod .....</b>	<b>10</b>
<b>2 Mosty pro vysokorychlostní tratě.....</b>	<b>11</b>
2.1    Specifika návrhu .....	11
2.1.1    Svislé zatížení .....	11
2.1.2    Únava .....	12
2.1.3    Dynamika.....	12
2.1.4    Brzdné a rozjezdové síly.....	12
2.2    Německo .....	13
2.2.1    Konstrukce z prostých nosníků.....	13
2.2.2    Spojité konstrukce.....	15
2.2.3    Integrální a semi-integrální mosty .....	15
2.3    Francie .....	16
2.3.1    Typy konstrukcí .....	16
2.3.2    Francouzské know-how .....	17
2.4    Itálie .....	17
2.4.1    Typické příčné řezy .....	17
2.5    Španělsko .....	20
2.5.1    Betonové mosty .....	20
2.5.1.1    Most přes řeku Ebro.....	22
2.5.2    Sprážené ocelobetonové mosty.....	22
2.6    Čína.....	23
2.6.1    Prosté nosníky.....	23
2.6.2    Spojité nosníky .....	25
2.6.3    Mosty středního a dlouhého rozpětí.....	26
2.6.3.1    Mosty středního rozpětí .....	26
2.6.3.1.1.    Obloukové mosty.....	27
2.6.3.1.2.    Rámové mosty .....	28
2.6.3.1.3.    Kombinace oblouku a rámové konstrukce .....	29
2.6.3.2    Mosty dlouhého rozpětí .....	29
2.6.3.2.1.    Ocelový příhradový oblouk .....	30
2.6.3.2.2.    Mosty se zavěšeným příhradovým nosníkem.....	30
2.6.4    Pilíře.....	32
<b>3 Experimenty na reálném modelu koleje .....</b>	<b>32</b>
3.1    Experiment TU Delft .....	32
3.2    Předpis SŽDC S3/2.....	37
3.3    Norma ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí.....	37
3.4    UIC Code 774-3R .....	38
3.5    Experiment ČVUT .....	39

3.5.1	Uspořádání experimentu .....	40
3.6	První experiment – nezatížená kolej .....	45
3.6.1	Získané hodnoty z měření a jejich zpracování .....	46
3.6.2	Zpracované výsledky a jejich interpretace .....	50
3.6.2.1	Pracovní diagramy .....	50
3.6.2.1.1.	Vybraná místa koleje .....	50
3.6.2.1.2.	Výsledky z tenzometrů .....	57
3.6.2.2	Výsledky z jednotlivých měřících bodů v jednotlivých cyklech .....	58
3.6.2.3	Obrácený postup k 3.6.2.2 – hodnoty měřených bodů v jednotlivých cyklech .....	62
3.6.3	Vyhodnocení experimentu .....	64
3.7	Druhá zkouška nezatížené koleje .....	66
3.7.1	Průběh experimentu .....	66
3.7.2	Zpracování naměřených hodnot .....	67
3.7.3	Interpretace jednotlivých grafů .....	68
3.7.4	Výsledky z tenzometrů a průběh normálové síly .....	77
3.7.5	Vyhodnocení experimentu .....	79
3.8	Zkoušení zatížené koleje .....	81
3.8.1	Příprava před experimentem .....	81
3.8.2	Umístění zatížení koleje .....	92
3.8.3	Zkoušení a vyhodnocení zatížené koleje .....	94
3.8.4	Vyhodnocení měření tenzometrů a normálové síly .....	99
3.8.5	Vyhodnocení experimentu .....	102
<b>4</b>	<b>Ověření na výpočtových modelech .....</b>	<b>105</b>
4.1	Výpočtový model koleje .....	105
4.1.1	První experiment nezatížené koleje .....	109
4.1.1.1	Průběh normálové síly .....	109
4.1.1.2	Tuhosti jednotlivých nelineárních vazeb .....	112
4.1.1.3	Výsledky nelineárního výpočtu .....	114
4.1.2	Zatížené kolejové lože .....	116
4.1.2.1	Rozdělení působící síly do jednotlivých vazeb .....	116
4.1.2.2	Porovnání shody mezi experimentem a výpočtem .....	118
4.1.2.3	Průběh normálové síly .....	120
4.2	Interakce koleje na mostě .....	122
4.2.1	Vliv interakce mostu a koleje .....	124
4.2.2	Zatížení koleje na mostě .....	126
4.2.2.1	Zatížení NK teplotou .....	126
4.2.2.2	Svislé zatížení dopravou .....	126
4.2.2.3	Vodorovné zatížení brzdovými a rozjezdovými silami .....	127
4.2.3	Popis výpočetního modelu .....	127
4.2.4	První varianta mostní konstrukce .....	131
4.2.5	Porovnání získaných výsledků .....	134
4.2.5.1	Výsledky dle norem UIC 774-3 a ČSN EN 1991-2 .....	135
4.2.5.2	Porovnání výsledků při použití experimentálního odporu .....	139
4.2.6	Upravené varianty prvního modelu .....	143
4.2.6.1	Vyšší tuhost NK .....	143
4.2.6.2	Vyšší tuhost spodní stavby .....	144

---

4.2.6.3 Ztužení celé mostní konstrukce .....	146
4.2.7 Zahrnutí součinitelů zatížení.....	149
4.2.8 Pozměněné schéma mostní konstrukce.....	152
<b>5 Závěr .....</b>	<b>156</b>
<b>Seznam použitých zdrojů .....</b>	<b>159</b>
<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>161</b>
<b>Seznam tabulek .....</b>	<b>168</b>

## **Seznam použitých zkratek a symbolů**

BK.....	bezстыková kolej
KDZ.....	kolejové dilatační zařízení
NK.....	nosná konstrukce
VRT.....	vysokorychlostní trať
KÚ.....	Kloknerův výzkumný ústav ČVUT
Scia.....	výpočetní software Scia Engineer 16.0
PTŽS.....	plán tělesa železničního spodku
Matlab.....	program Matlab R2015a
ZS.....	zatěžovací stav

## 1 Úvod

Chování bezстыkové koleje (dále jen BK) je již popsáno v mnoha publikacích, podmínky jejího zřízení jsou stanoveny normami a předpisy a její spolehlivé fungování je prověřeno léty používání na tisících kilometrech železničních tratí po celém světě. Použití BK na mostních konstrukcích však tak rozsáhle zmapováno není a jednotlivé normy jsou v tomto ohledu spíše konzervativní. To je také důvodem, proč jsou v přechodových oblastech zřizována kolejová dilatační zařízení (dále jen KDZ). Tyto zařízení umožňují volnou dilataci kolejnicových pásů a výrazně tak snižují vznikající přídatné napětí. Jsou však nejslabším místem BK. Musí procházet pravidelnou údržbou a často bývají místem poruchy, což vede k vyloučení provozu na trati a celkově tak ke zvyšování nákladů na provoz železniční trati.

Nynějším trendem je tedy návrh takového mostu, na kterém může být použita BK bez přerušení se stejnou konstrukcí jako na zemním tělese, popř. pouze s drobnými modifikacemi, jako může být např. použití svěrek se sníženou držečností v místech největších přídatných napětí, která vznikají především na koncích dilatačních celků.

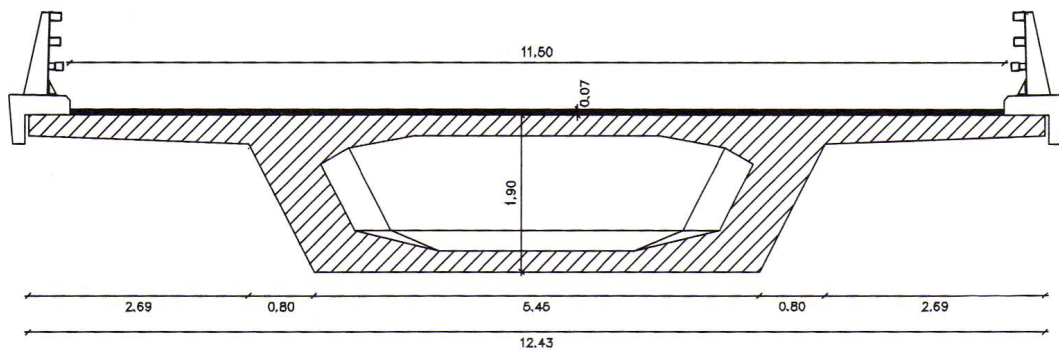
V rámci této práce byla provedena série experimentů, při nichž bylo zjišťováno a vyhodnocováno chování úseku jak nezatížené, tak i zatížené koleje a tyto získané parametry koleje na mostě pak byly porovnávány s hodnotami uváděnými normami. Jak normové, tak i experimentální hodnoty byly následně použity ve výpočetním modelu, kde byl sledován jejich vliv na chování koleje na mostě a její splnění normových podmínek. Též byl sledován vliv nosné konstrukce (dále jen NK) na interakci mostu a koleje a vliv její modifikace.

## 2 Mosty pro vysokorychlostní tratě

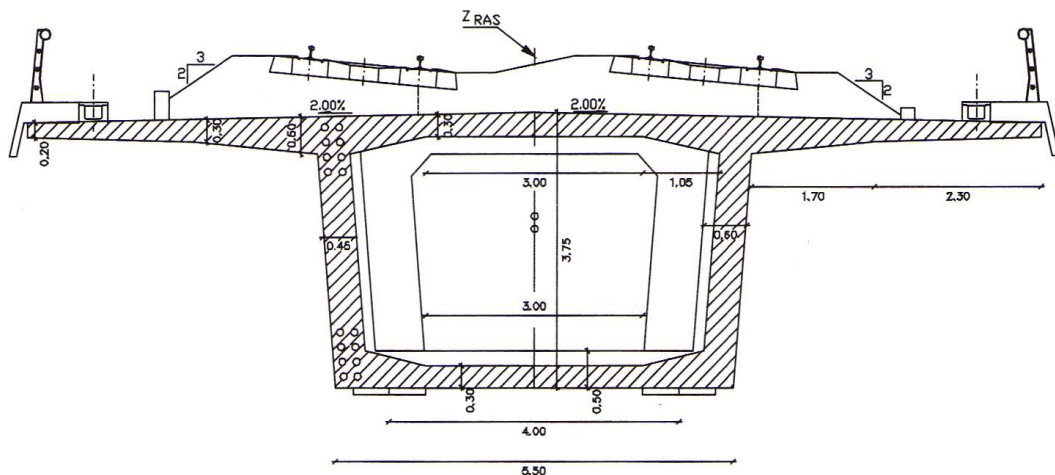
### 2.1 Specifika návrhu

#### 2.1.1 Svislé zatížení

Silniční mosty dosahují svislého proměnného zatížení přibližně 300 kN/m, zatímco zatížení železničních mostů se pohybuje okolo 660 kN/m, což je více než dvojnásobek silničního mostu. Pokud ovšem porovnáme celkové zatížení obou mostů, u železničních dosahuje hodnota až čtyřnásobku silničních. Další rozdíl je v poloze tohoto zatížení. Zatímco u silničních mostů může zatížení působit kdekoliv, u železničních mostů je dráha zatížení jasně definována. [1]



Obr. 1: Typický příčný řez spojitého silničního mostu na rozpětí 49 m [1]



Obr. 2: Typický příčný řez spojitého železničního mostu na rozpětí 50 m [1]

### 2.1.2 Únava

Zejména na lokálních tratích jsou mosty velmi vytíženy a zatížení vždy dosahuje vysokých hodnot. Denní počet přejezdů vlaků může dosahovat až čísla 156. To je celkem 57 000 vlaků ročně. Návrhový počet cyklů je 2 000 000 na konci životnosti, ale takovouto intenzitou by byl vyčerpán již po 35 letech provozu, což je pouze 1/3 návrhové životnosti. Posuzování železničních mostů na únavu je tedy vždy nezbytné. [1]

### 2.1.3 Dynamika

Dynamické účinky mají na železniční mosty obecně dva dopady. Prvním je zvýšení statického působení zatížení. Toho působení vzniká na styku kola a kolejnice a závisí na údržbě a stavu kolejí. Na vysokorychlostních tratích (dále jen VRT) však vzniká druhý dynamický jev a tím je rezonance konstrukce. Pokud se frekvence náprav jednotlivých vagonů shoduje s vlastní frekvencí nosné konstrukce, výchylky kmitání se postupně s průjezdem vlaku zvyšují. To vede nejen ke zvýšení napětí, ale také ke zvýšení svislého zrychlení NK, které pokud přesáhne limitní hodnotu  $0,35g$ , může docházet ke ztrátě kontaktu mezi kolem a kolejnicí a dochází k rozvolňování štěrkového lože, což nepříznivě ovlivňuje parametry koleje. [1]

### 2.1.4 Brzdné a rozjezdové síly

Na silničních mostech mnoho norem udává brzdné síly jako 1/20 proměnného zatížení a celková síla je shora omezena, i v případě dlouhých mostů, hodnotou okolo 720 kN. Na dvoukolejném železničním mostě Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou požaduje působení brzdných sil na jedné koleji současně s působením rozjezdových sil na koleji druhé. Brzdné síly definuje hodnotou  $20 \text{ kN/m}$  a maximálním celkovým účinkem  $6000 \text{ kN}$ , což odpovídá maximální působící délce  $300 \text{ m}$ . Rozjezdové síly jsou stanoveny vyšší hodnotou  $33 \text{ kN/m}$ , avšak jejich celkový účinek je omezen hodnotou  $1000 \text{ kN}$ , což odpovídá působení na vzdálenosti pouze cca  $30 \text{ m}$ . Pro železniční mosty delší než  $300 \text{ m}$  tedy platí, že působící vodorovné síly jsou téměř 10x větší než v případě silničních mostů. [1]



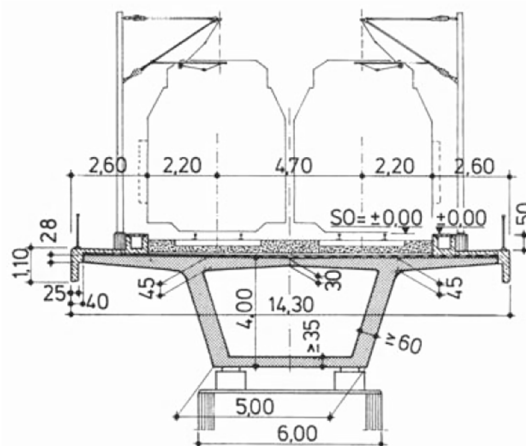
## 2.2 Německo

V Německu jsou VRT používány jak pro osobní, tak i pro nákladní dopravu. Osobní vlaky jezdí rychlostí 250 km/h a vyšší, nákladní doprava probíhá především v nočních hodinách při rychlostech 160 km/h. Trendem německých vysokorychlostních tratí je vedení z velké části na mostech a v tunelech, a to v maximálním stoupání pouze 12%. [2]

### 2.2.1 Konstrukce z prostých nosníků

Na počátku projektování směrnice předpokládaly používání pouze prostých nosníků z důvodu rychlé výměny nosné konstrukce. Následně však bylo povoleno používat i spojitě, staticky neurčité konstrukce. V roce 2008 došlo k vydání nových směrnic, které již umožňovaly používání i integrálních a semi-integrálních mostů. [2]

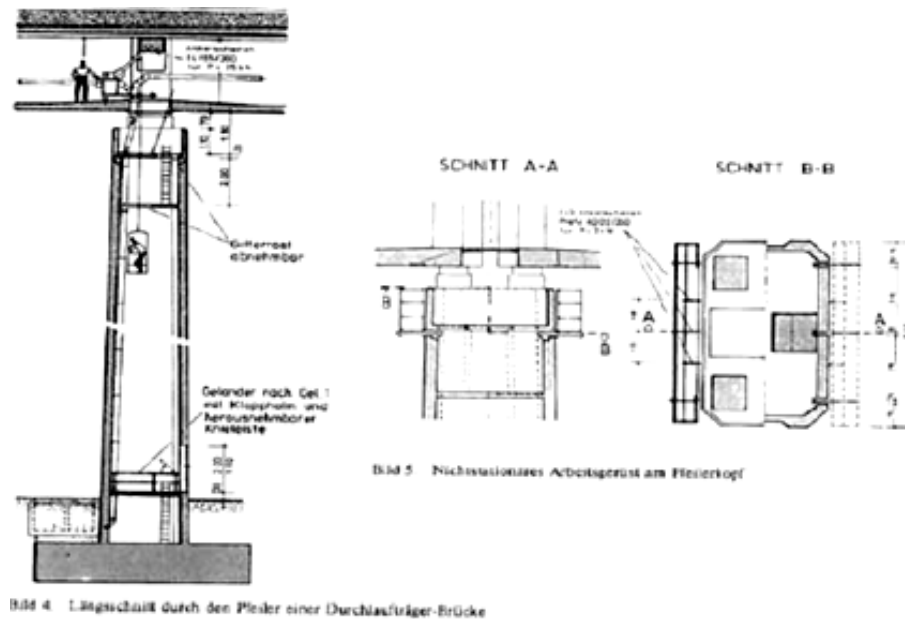
Výhoda výstavby z prostých nosníků spočívala v jednoduchosti konstrukčního řešení. Nejběžnější rozpětí bylo 44 m, vhodné až do výšky 35 m. Jelikož se jednalo o staticky určité konstrukce, byly vyloučeny negativní účinky nerovnoměrného sedání, ale jak již bylo zmíněno, tato technologie nabízela především rychlou možnost výměny při rekonstrukci mostu. Pro toto konstrukční řešení byly vypracovány vzorové výkresy. Jednalo se o komorové průřezy s rozpětím pole 25, 44 a 58 m. Stěny komor byly skloněné pod úhlem 15° a šířka spodní desky byla 5,5 m (Obr. 3). [2]



Obr. 3: Vzorový příčný řez pro základní rozpětí  $L = 44$  m [2]

Pilíře byly navrženy duté, s vnitřním schodištěm, které umožňuje přístup k ložiskům. Tloušťka stěn se pohybovala okolo 350 mm a rozměry každého pilíře musely

umožňovat osazení dvou dvojic ložisek (pro každý prostý nosník jedna dvojice). Schéma pilíře je znázorněno na Obr. 4. [2]



Obr. 4: Schéma pilíře [2]

Zajímavým příkladem mostu, tvořeným řadou prostých nosníků, je most přes údolí Fuldy u Morschen z roku 1985 (Obr. 5). Tento most dosahuje délky 1450 m (25 polí o rozpětí 58 m), výška nosníku je 5 m a nosná konstrukce se tyčí až 70 m nad údolím. Kvůli značné výšce pilířů bylo nutné zachytit podélné síly, což bylo vyřešeno nahrazením pilíře ve 13. poli vzpěradlem. [2]



Obr. 5: Most přes údolí Fuldy u Morschen [3]

### 2.2.2 Spojité konstrukce

Poté, co byly směrnice doplněny a bylo tak umožněno používání spojitých nosníků, byly ve výsledku prokázány jejich nesporné výhody. Spojité nosníky měly lepší kvalitativní parametry, byla prokázána jejich provozní výhodnost a tím i ekonomický přínos a v neposlední řadě jsou také vzhledově hezčí vůči ke krajině, čehož docílily zejména štíhlejší pilíře. Spojité konstrukce jsou prováděny moderními technologiemi, jsou méně náročné na údržbu a dosahují vyšší spolehlivosti. Problém s jejich případnou obnovou byl vyřešen rozdělením do celků, jejichž délka umožňovala příčné vysunutí. [2]

O spojitou konstrukci se jedná i v případě nejdelšího mostu v Německu – most přes údolí řek Sály a Elstery. Toto přemostění je tvořeno 2 mosty – hlavním mostem délky 6465 m (143 polí) a vedlejším mostem délky 2112 m (48 polí). [2]



*Obr. 6: Saale-Elster-Talbrücke brücke [4]*

### 2.2.3 Integrované a semi-integrované mosty

Monolitické spojení spodní stavby s nosnou konstrukcí umožňuje nejen úplné vyloučení, nebo alespoň zásadní omezení počtu dilatačních spár, čímž snižuje náklady na opravy těchto kritických míst, ale také zvyšuje celkovou robustnost konstrukce a vlivem

dalšího zvyšování statické neurčitosti je konstrukce spolehlivější z hlediska mimořádného zatížení – zvyšujeme tzv. redundanci. [2]

Zejména železniční mosty jsou vystaveny značným podélným silám, způsobeným bržděním či rozjezdy drážních vozidel. Právě integrální mosty umožňují kompletní převzetí těchto sil do celé spodní stavby. Semi-integrální pak přenáší velkou část podélných sil do krajní opěry se stojkami nebo do střední části se stojkami, která může být též podélně tuze podepřena obloukem či vzpěradlem. [2]

V Německu se tento typ konstrukcí používá pro přemostění širokých, středně hlubokých údolí. Používají se robustní spojitě nosné konstrukce nebo dvoutrámové konstrukce s deskou z předpjatého betonu a štíhlými ocelovými stojkami s rozpětím pole do 20 m a celkovou délkou do 120 m. [2]

## 2.3 Francie

Nyní má ve Francii přes 80% mostů středních rozpětí spřažený průřez – ocelové nosníky a betonovou mostovku. Tento trend začal v 80. letech na silničních mostech. Naopak v 70. letech vývoj předpjatého betonu vytlačil ocel z budovaných mostů. O 10 let později byl stejný trend pozorován i u železničních mostů pro VRT. První 2 tratě byly pouze z předpjatého betonu, ale používání postupem času narůstalo. [2]

### 2.3.1 Typy konstrukcí

Trámové konstrukce jsou používány pro kratší rozpětí. Konstrukci tvoří dvojice nebo čtveřice plnostěnných nosníků nebo dvojice ocelových komor, které jsou spřaženy s betonovou deskou. Betonová deska zajišťuje zvýšení tuhosti takovéto nosné konstrukce a poskytuje jistou dodatečnou hmotnost a zvyšuje útlum konstrukce, čímž snižuje dynamické a akustické projevy při přejezdu vysokorychlostního vlaku. [2]

Pokud bylo nutné překlenout delší rozpětí, zpravidla se používaly mosty s příhradovými nosníky či obloukové mosty se zavěšenou mostovkou. Tyto konstrukce byly však používány pouze v případě nutnosti, jinak se preferovaly výše uvedené typizované nosníky. [2]

### 2.3.2 Francouzské know-how

Francouzské technologie se pro VRT používají v různých zemích světa. V Jižní Koreji na trati mezi Soulem a Pusanem bylo v seismických oblastech použito mnoho typů kompozitních mostů. V letech 1998-99 byly navrženy jednopólové mosty s rozpětím 35-50 m, dvupólové mosty s rozpětím 2x 50m a třípólové mosty s rozpětím 40-50-40 m. Byly vyrobeny z in-situ svařované oceli S355. Prosté nosníky a dvupólové mosty byly umístěny pomocí jeřábů, třípólové konstrukce byly vysouvané. Pro delší rozpětí byly navrženy dvě mimořádné konstrukce. První most přes dálnici měl rozpětí 65 m a skládal se ze dvou lehkých Warrenových příhradových nosníků a horní betonové mostovky. Druhou konstrukcí byl obloukový most se zavěšenou mostovkou a s rozpětím 125 m, což byl světový rekord pro tento typ konstrukce převádějící VRT. [2]

Ve Velké Británii je 109 km dlouhá VRT spojující tunel pod kanálem La Manche a Londýn (*The Channel Tunnel Rail Link* = „CTRL“). Dle francouzské technologie bylo navrženo mnoho mostů z I-nosníků o 3 až 8 polích s rozpětím 21 až 43 m. [2]

V seismické oblasti na Tchaj-wanu byly navrženy kompozitní mosty s dvojicí I-nosníků a s rozpětím 50 m. Pro rozpětí 50-85-50 m byly použity 4 ocelové nosníky. Pro rozpětí 96,5 a 104 m byly navrženy příhradové nosníky. Příčný řez je tvořen dvojicí příhradových Warrenových nosníků a kompozitní mostovkou, která se skládá ze čtyř podélníků a I-příčniců. Horní a dolní pásnice je tvořena obdélníkovými průřezy, diagonály mají průřez ve tvaru písmene H. [2]

## 2.4 Itálie

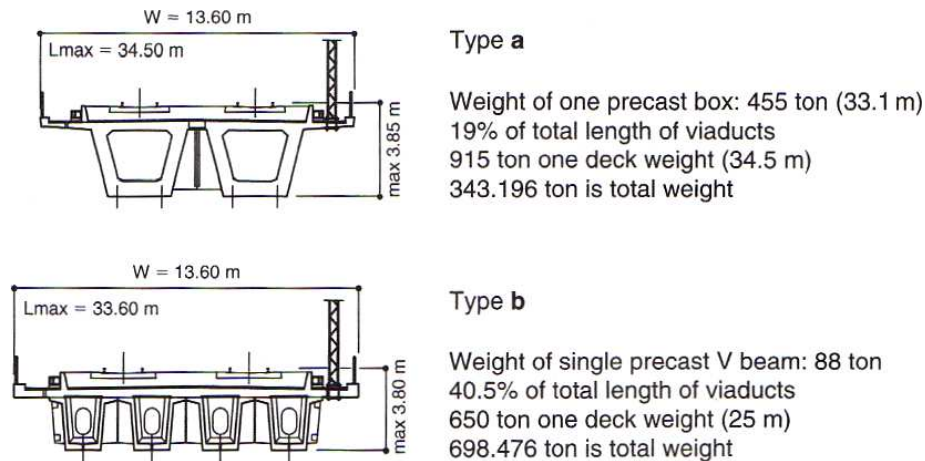
Tradiční volbou italské železniční společnosti je nepochybně řešení pomocí předpjatých betonových prostých nosníků – takto je budováno více než 90% nových přemostění na nových vysokorychlostních tratích. Důvodem je lepší spolupůsobení s bezстыkovou kolejí, kde není zapotřebí kolejových dilatačních zařízení a zjednodušuje se tak potřebná údržba a s ní spojené náklady. [2]

### 2.4.1 Typické příčné řezy

Typ „a“ se skládá ze dvou předpjatých komorových trámů s maximálním rozpětím do 34,5 m. Komorové nosníky jsou předepnuty podélnými kabely a ztuženy dodatečně

předepnutými příčnicí. Deska se dvěma a více nosíky má minimálně dva příčnicí nad podporami. [2]

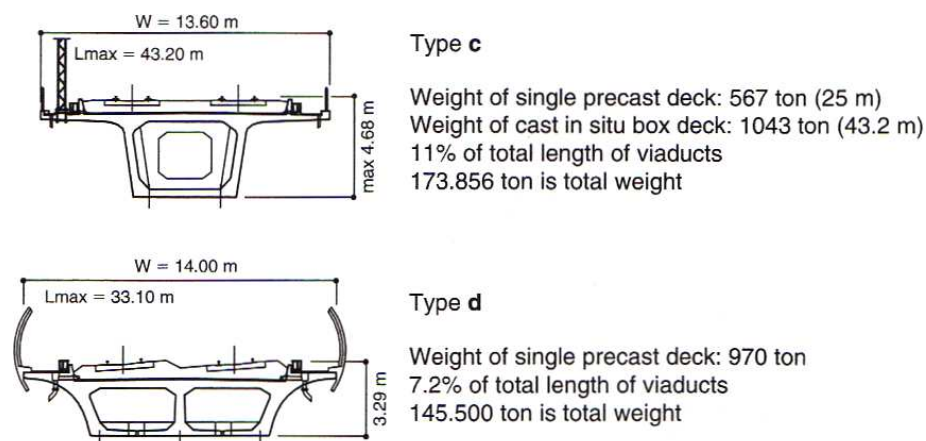
Typ „b“ je tvořen čtyřmi předpjatými V nosíky a in-situ betonovanou deskou. Používá se pro rozpětí maximálně 33,6 m. Nosíky jsou předem předpjaté podélnými lany a příčně spojeny kabely v příčnicích. [2]



Obr. 7: 2 komorové nosíky (a) a 4 předpjaté V nosíky a in-situ betonová deska (b) [2]

Typ „c“ je jednokomorový průřez a je realizován ve dvou různě dlouhých variantách. První varianta je 25 m dlouhý, předem předpjatý prefabrikát a druhou variantou je in-situ dodatečně předpínaná konstrukce s rozpětím 43,2 m. [2]

Typ „d“ je dvoukomorový monolitický předpjatý nosník se zakřivenými příčnicí a maximální délkou 33,1 m. Každý takovýto nosník dosahuje hmotnosti 970 tun. [2]



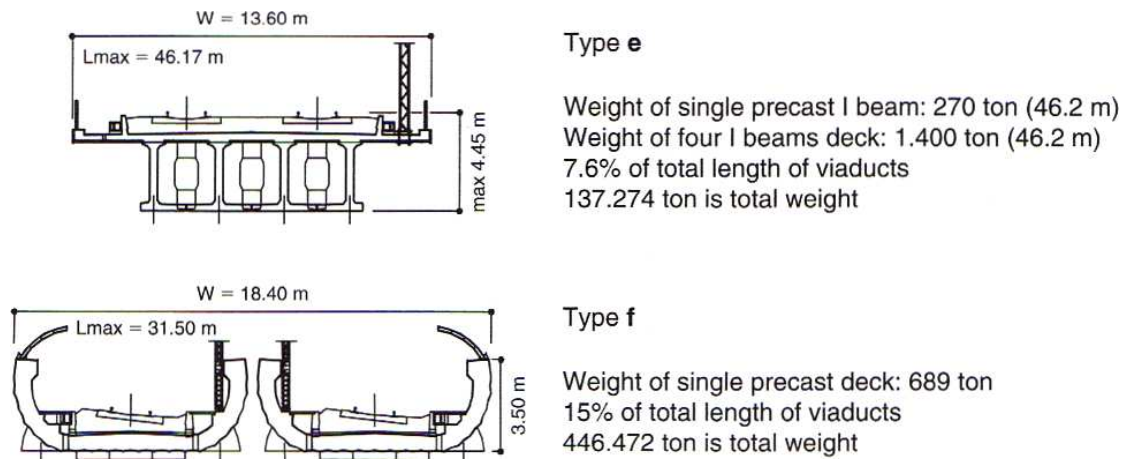
Obr. 8: Jednokomorový (c) a dvoukomorový průřez (d) [2]

Typ „e“ je tvořen čtyřmi I předpjatými nosíky a deskou betonovanou in-situ. Nosíky jsou podélně předpjaté kabely s přímou a parabolickou dráhou. Některé jsou napnuté ve výrobě a po dokončení spodní desky a napnutí příčných kabelů je napnutá



druhá část kabelů přes pilíře a nakonec je vybetonována horní deska. Nejdelší rozpětí nosníků typu „e“ je také nejdelší rozpětí pro předpjaté prosté nosníky – 46,2 m. [2]

Typ „f“ jsou prvním případem nosníků se spodní mostovkou pro vysokorychlostní trať. Dvoukolejná trať je řešena dvěma nezávislými nosníky s vlastními pilíři, ale se společnými základy. Každý nosník je předepnut dvaceti kabely z 12 lan na rozpětí 31,5 m. Výhodou nosníků se spodní mostovkou je minimalizování stavební výšky a snížení emisí hluku. [2]



Obr. 9: Čtyři předpjaté I nosníky a in-situ betonovaná deska (e) a U průřez se spodní mostovkou (f) [2]



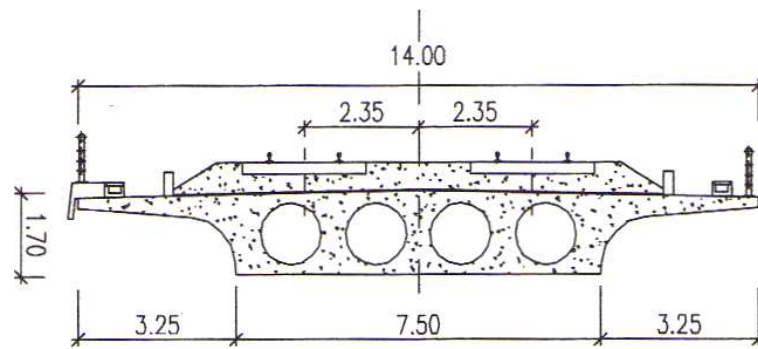
Obr. 10: Výstavba na trati Milán – Bologna z Modena nosníků (typ „f“) [5]

## 2.5 Španělsko

Většina mostů na španělských vysokorychlostních tratích je betonových, většinou betonovaných in-situ.

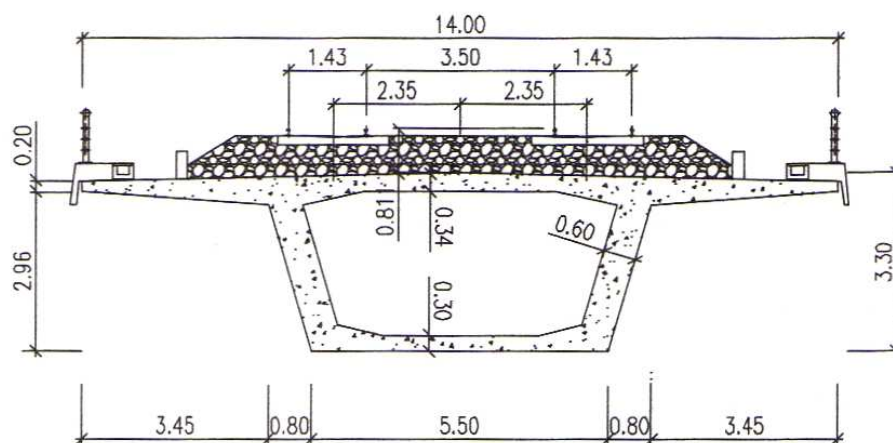
### 2.5.1 Betonové mosty

Rozpětí mostů betonovaných in-situ se pohybuje mezi 30 a 60 m a tyto mosty jsou většinou dodatečně předpjaté. Mostovka je 14 m široká a nese šterkové lože pro 2 tratě. Pro rozpětí mezi 20 a 30 m je nejtypičtější vylehčená deska se štíhlostním poměrem cca  $L/15$  až  $L/20$ . [2]



Obr. 11: Dutinami vylehčený deskový nosník [2]

Pro větší rozpětí se používá zejména jednokomorový průřez (Obr. 12) s poměrem výšky ku rozpětí cca  $L/12$  až  $L/17$  v závislosti na konstrukční metodě. [2]

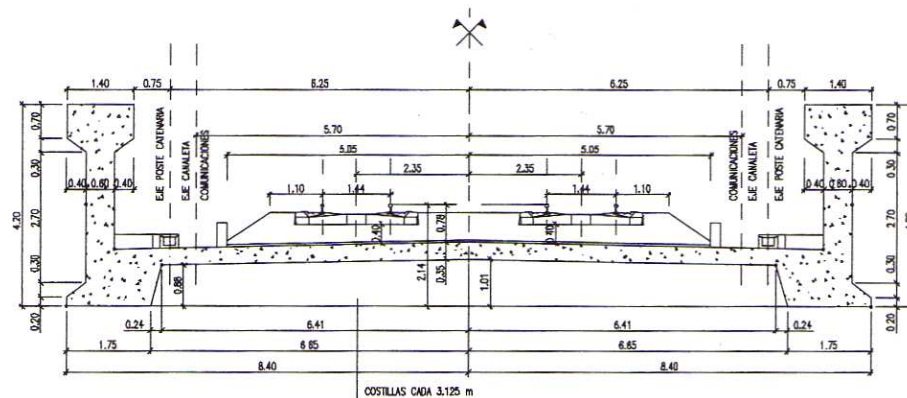


Obr. 12: Jednokomorový průřez pro větší rozpětí [2]

V případě omezení světlé výšky pod mostem se používá alternativa se spodní mostovkou (Obr. 13). Toto řešení bylo navrženo pro spojitý most dlouhý 530 m

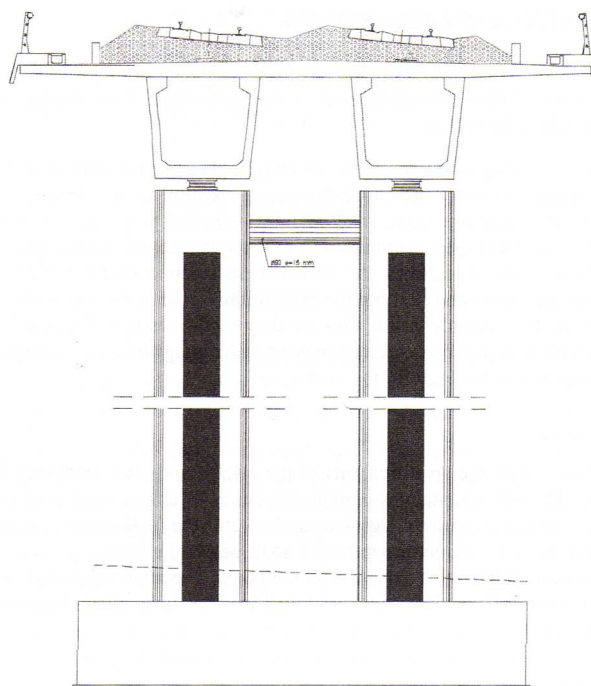


s rozpětím nejdelšího pole 50 m (poměr výšky a rozpětí L/11,9). Výstavba probíhala na pevné skruži. [2]



Obr. 13: Varianta příčného řezu se spodní mostovkou [2]

V případě dlouhých estakád se používají spíše prefabrikované prvky, neboť to přispívá k optimalizaci nákladů a celkově vede k efektivnímu způsobu výstavby. Konstrukce je tvořena prefabrikovanými předem předpjatými nosníky ve tvaru U a horní železobetonovou deskou. Typické rozpětí této konstrukce je 33 m při působení jako prostý nosník, při působení jako spojitý nosník o 3 polích je rozpětí 42 m. Tohoto působení bylo dosaženo podélným spojením předpínacími tyčemi. Typický příčný řez (Obr. 14) se skládá z dvou prefabrikovaných U nosníků. Výška celého průřezu je 2,8 m (L/11,7) a výška samotného nosníku je 2,45 m. [2]



Obr. 14: Typický příčný řez u mostu Anguera [2]

### 2.5.1.1 Most přes řeku Ebro

Celková délka tohoto mostu je 546 m a délky jednotlivých polí jsou následující: 18 + 6x24 + 60 + 120 + 2x60 + 42 m. Příčný řez je tvořen uzavřeným průřezem s kruhovými otvory ve stěnách a v horní části spojený žebry. Statickým působením se podobá nosníku Vierendeel. Jeho celková výška je 9,15 m. Kruhové otvory mají v průměru 3,8 m a jsou od sebe vzdáleny 6,0 m. [2]

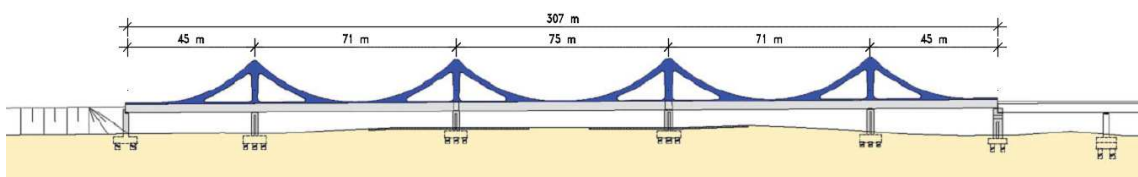


Obr. 15: Most přes řeku Ebro [6]

### 2.5.2 Spřažené ocelobetonové mosty

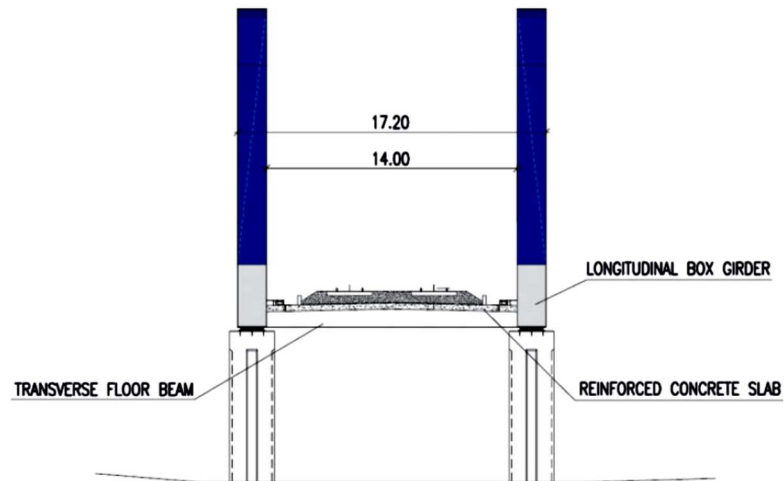
Mezi nejznámější ocelobetonové mosty řadíme mosty Sant Boi a Llinars. Mosty přemostují existující infrastrukturu zahrnující velmi rušnou dálnici a během výstavby nebylo v žádném případě možné přerušit provoz a bylo nutno dodržet průjezdnou výšku pod mostem 5,5 m. [2]

I když mosty na první pohled mohou vypadat jako visuté, statickým působením se chovají jako spojitý nosník s proměnnou výškou (podélný řez mostu je na Obr. 16). [2]



Obr. 16: Podélný řez mostem Llinars [7]

Most je 17,2 m široký a nachází se na něm šterkové lože se dvěma kolejemi. Podélné nosníky jsou tvořeny uzavřeným průřezem širokým 1,6 m a s proměnnou výškou od 3,5 do 6,0 m. Mostovka je tvořena příčníky ve tvaru I s výškou 1,1 m a podélnou vzdáleností mezi sebou 3,55 m spráženými s železobetonovou mostovkou tloušťky 350 mm trny s průměrem 19 mm a výškou 125 mm (typ Bernold). Nad pilíři pylony dosahují výšky 14,5 m. [7]

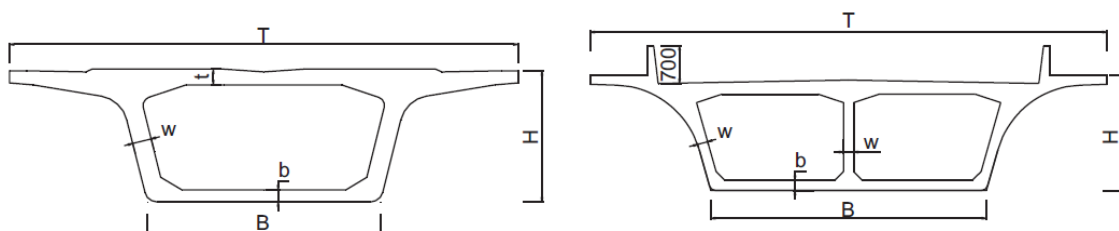


Obr. 17: Typický příčný řez [7]

## 2.6 Čína

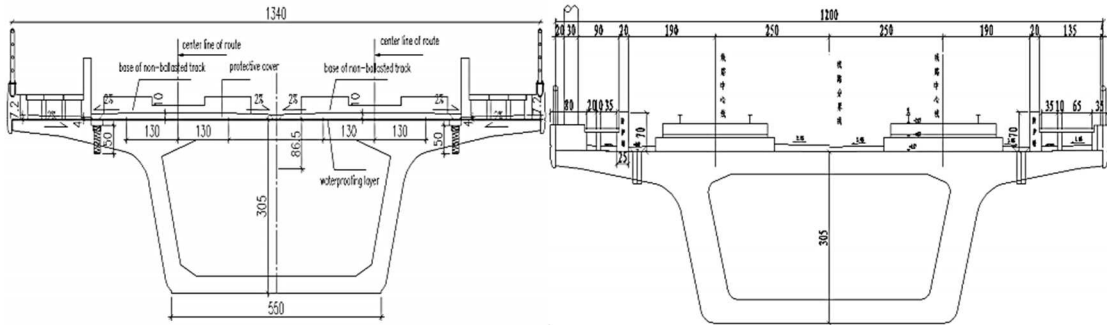
### 2.6.1 Prosté nosníky

Standardní rozpětí prostých nosníků je 32 m, používá se ovšem i upravené rozpětí 24 m a 40 m. Nosníky mohou být předem předpjaté stejně tak jako dodatečně předpjaté. Pro prosté nosníky jsou nejtýpější dva příčné řezy – jednokomorový průřez se používá pro osobní dopravu a částečně pro nákladní dopravu na přípojovacích tratích, zatímco dvoukomorový průřez je nejčastěji použit pro meziměstské tratě. [8]



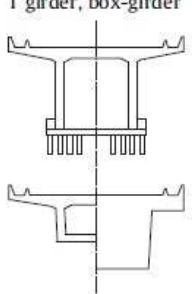
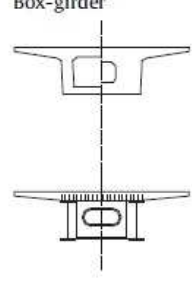
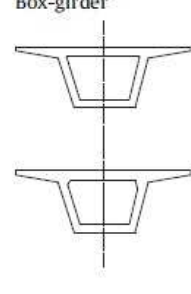
Obr. 18: Jednokomorový průřez (vlevo) a dvoukomorový průřez (vpravo) [9]

Pro optimalizaci průřezů byly provedeny rozsáhlé experimentální a numerické studie. Například mostovka pro rychlost 350 km/h byla 13,4 m široká, ale v průběhu času byl průřez z ekonomického hlediska v roce 2008 zúžen na 12,0 m odstraněním pruhů na údržbu. [8]

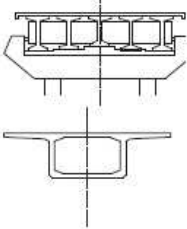
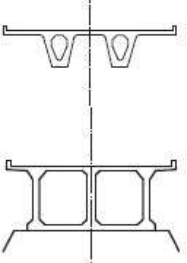
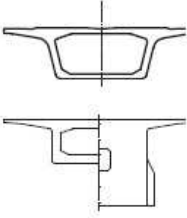


Obr. 19: Optimalizace jednokomorového průřezu [8]

Na Obr. 20 a na Obr. 21 uvádím přehled základních nosníků pro VRT používaných v různých zemích světa. V záhlaví obrázku je uvedena země, ve které se daný typ nosníků používá. Na prvním řádku je uveden použitý materiál, na druhém řádku název příčného řezu, pod kterým je daný příčný řez znázorněn. Pod náčrtu příčného řezu jsou uvedeny typické rozpětí, typicky používané pilíře a jejich založení a na závěr je uveden způsob výstavby. [9]

	Japan	France	Germany
Beam type by material	Reinforced concrete, prestressed concrete, steel-concrete hybrid, steel	Reinforced concrete, prestressed concrete, steel-concrete hybrid, steel	Prestressed concrete
Typical cross-section	T girder, box-girder	Box-girder	Box-girder
Cross-section diagram			
Typical span	Simply supported: 24.2 m, 29.2 m, 34.2 m, 39.2 m and 44.2 m Continuous: (3 + 3 + 6 + 3) m, (4–5) × 8 m, (4–10) × 10 m, 5 × 15 m	Simply Supported: ≤25 m Continuous: 40–80 m	Simply Supported: 25 m, 44 m and 58 m
Typical pier	Rectangular wall or circular wall	Rectangular wall or circular wall	Rectangular wall
Typical foundation	Single pile, pile group and spread footing	Pile group Spread footing	Single pile Pile group
Typical construction method	Precast Cast-in-place	Precast Cantilever Cast-in-place	Cantilever Cast-in-place Launching

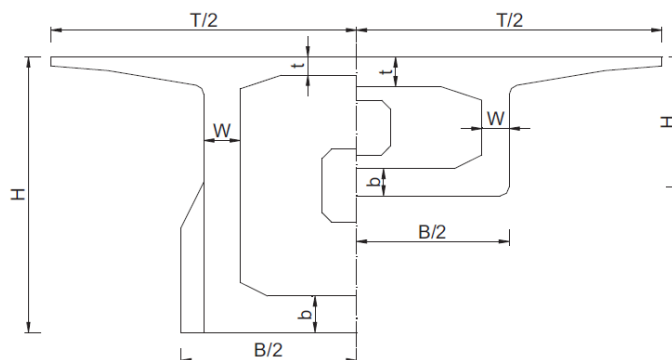
Obr. 20: Porovnání hlavních parametrů nosníků pro VRT v 6 zemích [9]

	Spain	Italy	China
Beam type by material	Prestressed concrete, steel-concrete hybrid	Prestressed concrete, steel-concrete hybrid	Prestressed concrete
Typical cross-section Cross-section diagram	T girder, box-girder 	Box-girder 	Box-girder 
Typical span	Simply Supported: 26.6 m Continuous: 45 m	Simply Supported: 24 m, 33.6 m, 43.2 m and 55.0 m	Simply Supported: 32 m Continuous: 40-100 m
Typical pier	Rectangular wall	Rectangular wall	Round ended wall
Typical foundation	Single pile Pile group	Single pile	Pile group
Typical construction method	Cantilever	Cantilever Cast-in-place Launching	Precast Cantilever

Obr. 21: Porovnání hlavních parametrů nosníků pro VRT v 6 zemích [9]

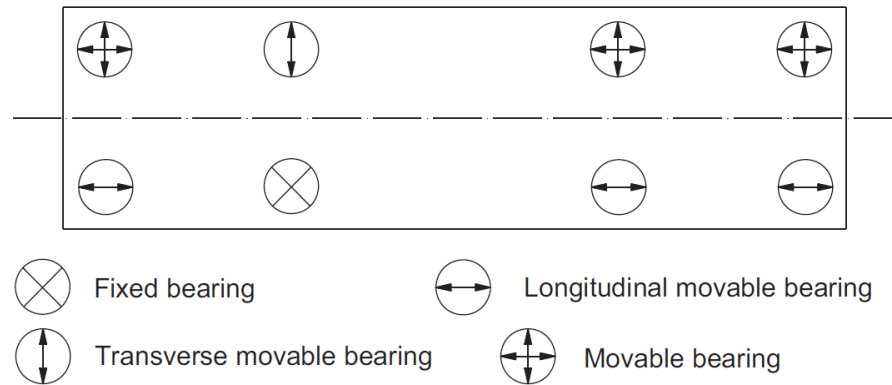
## 2.6.2 Spojité nosníky

Spojité nosníky mohou mít buď jednotnou, nebo proměnnou výšku. Jednotná výška průřezu se většinou používá pro spojité nosníky o dvou až třech polích. Tento typ je navíc vhodný pro konstrukce, které jsou méně citlivé na sedání základů a nebo jako spojení mezi mosty a tunely. Nosníky s proměnnou výškou (Obr. 22) se používají pro mosty s rozpětím hlavního pole 48 m, 56 m, 64 m, 80 m, 100 m a 128 m. Nejčastěji používaná je však 3 polová konstrukce (32 m + 48 m + 32 m). Poměr vedlejších polí vůči hlavnímu je typicky od 0,6 do 0,7. [9]



Obr. 22: Průřez nad podporou a v poli [9]

U spojitých nosníků je též potřeba věnovat pozornost umístění ložisek. Správná volba může pozitivně ovlivnit průhyb od teplotních a objemových změn. Typická dispozice ložisek na spojitých nosnících s proměnným průřezem je znázorněna na Obr. 23. [9]



Obr. 23: Dispozice ložisek na spojitém nosníku [9]

### 2.6.3 Mosty středního a dlouhého rozpětí

Speciální rozpětí pro vysokorychlostní tratě v Číně může být rozděleno do dvou kategorií podle délky hlavního pole – střední rozpětí s délkou 100 až 200 m a dlouhé rozpětí s délkou 200 – 500 m. Několik zavěšených mostů s rozpětím více než 500 m řadíme též do kategorie dlouhých rozpětí. Na vysokorychlostních tratích v Číně nebyl doposud použit visutý most. Tento druh konstrukce je příliš poddajný a není schopný zajistit potřebný malý průhyb hlavního nosníku. Navzdory tomuto faktu však stále probíhají studie na použití tohoto typu mostu. [10]

Nezávisle na konstrukčním systému je nutno dodržet požadavky na limitní průhyb. Jelikož je těžké zajistit rovinnost na trati bez kolejového lože a tím pádem jsou nároky na průhyb mnohem vyšší, používají se v Číně na mostech s dlouhým rozpětím koleje pouze s kolejovým ložem. [10]

#### 2.6.3.1 Mosty středního rozpětí

Mosty středního rozpětí nejčastěji vedou přes stávající dálnice či železnice. Přestože do této kategorie spadají mosty s rozpětím 100 – 200 m, většina mostů má vedlejší pole kratší než 100 m a délka hlavního pole se pohybuje do 128 m. Přestože

předpjaté spojité nosníky mohou být jedním konstrukčním řešením, nejčastěji používané jsou ocelové obloukové mosty se závěsy a rámové mosty. [10]

#### 2.6.3.1.1. Obloukové mosty

Obloukové mosty se závěsy se dělí podle průřezu oblouku na komorový průřez a dutý kruhový průřez. Na trati Peking – Guangzhou byly duté kruhové ocelové průřezy vyplněny betonem (*Concrete Filled Steel Tube* – „CFST“). Tato úprava zlepšila dynamické vlastnosti a zajistila i zvýšení svislé a příčné tuhosti. [10]

Je důležité zmínit, že obloukový most s trubkovitým průřezem oblouku a šikmými závěsy byl standardizován a je možné ho používat v podobných podmínkách. Vzepětí oblouku je 1/5, tedy 22,4 m nad mostovkou. Most je tvořen dvojicí kruhových trubek vyplněných nízkosmršťovacím betonem a navzájem příčně spojených. Každá trubka má konstantní průměr 1,28 m a tloušťku stěny 18 mm. Závěsy jsou od sebe vzdáleny 8 m. Oblouk byl navržen bez vodorovného ztužení z důvodu použití předpínacích tyčí v hlavním nosníku. Hlavní nosník je navržen jako betonový jednokomorový předpjatý průřez s výškou 2,5 m a šířkou 17,8 m. [10]

Klasickým příkladem oblouku s komorovým průřezem a se závěsy je Tingsihe Bridge pro dvoukolejnou vysokorychlostní trať postavený v roce 2008. Je to 140 m dlouhý most se vzepětím oblouku opět 1/5. 2 m široký oblouk má tenkostěnný obdélníkový průřez s proměnnou výškou od 3,0 m ve vrcholu do 4,5 m u paty oblouku. Jednotlivé oblouky jsou od sebe vzdáleny 16 m a jsou vzájemně spojeny 5 příčnými ztužidly. Pod každým obloukem se nachází jednokomorový ocelový nosník výšky 3,5 m a s vnitřní šířkou 1,94 m. Tento nosník je zavěšen na tuhých táhlech s rovnoměrně rozmístěnými otvory zlepšujícími dynamické chování. [10]





Obr. 24: Příklady obloukových mostů pro vysokorychlostní tratě v Číně [10]

#### 2.6.3.1.2. Rámové mosty

Díky tuhému spojení mezi nosníky a pilíři mohou rámové mosty překračovat větší rozpětí a oproti spojitým nosníkům disponují i větší svislou tuhostí. Tento druh konstrukcí je výhodné používat pouze na dobrých základových poměrech, neboť jsou velmi citlivé na nerovnoměrné sedání. [10]

Most Tianluo překlenuje mělký průliv s působící návrhovou rychlostí větru dosahující 56 m/s. Příčný řez je navržen jako komorový s proměnou výškou, šířkou horní desky 13,0 m a spodní desky 8,2 m. V místě tuhého spojení s pilířem má průřez výšku 9,8 m a tloušťku horní desky 550 mm, tloušťku spodní desky 1000 mm a tloušťku stěny 1500 mm. Mezi dvěma rámovými stojkami dosahuje tloušťka spodní desky až 2000 mm. V polovině rozpětí je průřez vysoký 5,0 m, tloušťka horní desky je 450 mm, spodní deska má tloušťku 500 mm a stěna je tloušťky 1000 mm. Nosník obsahuje tři příčná ztužení – dva příčníky tloušťky 1600 mm jsou koncích rozpětí, uprostřed rozpětí se nachází příčník tloušťky 800 mm. Předpětí je vedeno ve všech 3 směrech k zajištění dekomprese v celé konstrukci. [10]

Jak již bylo řečeno, pilíře tvoří dvě od sebe 8 m vzdálené tenké stěny – rámové stojky. Mají obdélníkový průřez 10 x 2,2 m. Rámové stojky jsou založeny na betonovém základu (14,5 x 19,7 x 5,0 m) na 12 vrtaných pilotách  $\varnothing 2,5$  m. [10]



### 2.6.3.1.3. Kombinace oblouku a rámové konstrukce

Tento hybridní systém je výhodný zejména v situacích, kdy samotný oblouk či rámová konstrukce není schopna zajistit požadovanou světlost výšky. Příkladem jsou mosty Kunyang a Yichang Yangtze (*Obr. 25*). [10]



(a) Kunyang Bridge



(b) Yichang Yangtze Bridge

*Obr. 25: Příklady hybridních konstrukcí na VRT v Číně [10]*

Kunyang je most pro dvoukolejnou vysokorychlostní trať s rozpětím 64 + 136 + 64 m. Hlavní nosný trám je dvoukomorový 11,5 m široký nosník s proměnnou výškou od 3,5 m v polovině rozpětí až do 7,0 m nad pilíři. Tyto rozměry jsou menší než u samotného rámu, protože část nahodilého zatížení přenáší ocelový oblouk. Vzepětí oblouku je opět 1/5 a dosahuje tedy výšky 27,2 m nad mostovkou. Oblouk má konstantní průřez a je vyplněn nízkosmršťovací betonem třídy C50. Každá trubka má průměr 2,8m a tloušťku stěny 16 mm. Oba oblouky jsou vzájemně spojeny 9 příhradovými ztužidly. Celkem 14 párů závěsů je od sebe vzdáleno vždy 8 m. [10]

### 2.6.3.2 Mosty dlouhého rozpětí

V Číně je postaveno pouze několik mostů s dlouhým rozpětím. Hlavním důvodem je větší poddajnost ve srovnání s mosty středního rozpětí. Používají se tedy zejména 2 konstrukce – ocelový příhradový oblouk a zavěšený příhradový nosník. [10]

### 2.6.3.2.1. Ocelový příhradový oblouk

Aby se taková to konstrukce cenově vyplatila, mělo by být hlavní rozpětí mostu cca 300 až 400 m. Dongping Bridge (*Obr. 26a*) je most se čtyřkolejnou tratí a rozpětím polí 99 + 242 + 99 m. Skládá se z 3 hlavních příhradových oblouků vzdálených 14 m od sebe. Ortotropní mostovka nese šterkové lože a je 28 m široká. [10]



(a) Dongping Bridge



(b) Dashengguan Bridge



(c) Minjiang Bridge

*Obr. 26: Příklad ocelových příhradových oblouků [10]*

### 2.6.3.2.2. Mosty se zavěšeným příhradovým nosníkem

Tento druh mostů je v Číně široce používán pro přemostění dlouhých rozpětí. Rozpětí hlavního pole u těchto mostů často překračuje hranici 500 m. [10]

Mezníkem byl projekt mostu Tianxingzhou (*Obr. 27a*), který převádí 4 železniční koleje a šestipruhovou dálnici přes řeku Jang-c'-ťiang a má rozpětí polí 98 + 196 + 504 + 196 + 98 m. Podobně jako obloukové příhradové mosty pro dlouhá rozpětí má tři příhradové nosníky s konstantní výškou 15,2 m a osovou vzdáleností v příčném řezu 15,0 m. Toto rozdělení zlepšuje torzní tuhost a zajišťuje průměrně stejné tahové síly v každém prutu. Ve spodu průřezu se nachází kolejové lože pro koleje, na horním povrchu

je betonová mostovka přes kratší rozpětí a 756 m dlouhá ortogonální ocelová deska přes hlavní rozpětí. Použití této ortotropní mostovky snižuje rozdílnost zatížení z každé strany pilíře. Z každé strany pylonu vede 16 závěsů pro každý nosník, bylo tedy použito celkem 192 závěsů. Pylony jsou ze železobetonu a dosahují výšky 188,5 m. [10]



(a) Tianxingzhou Bridge



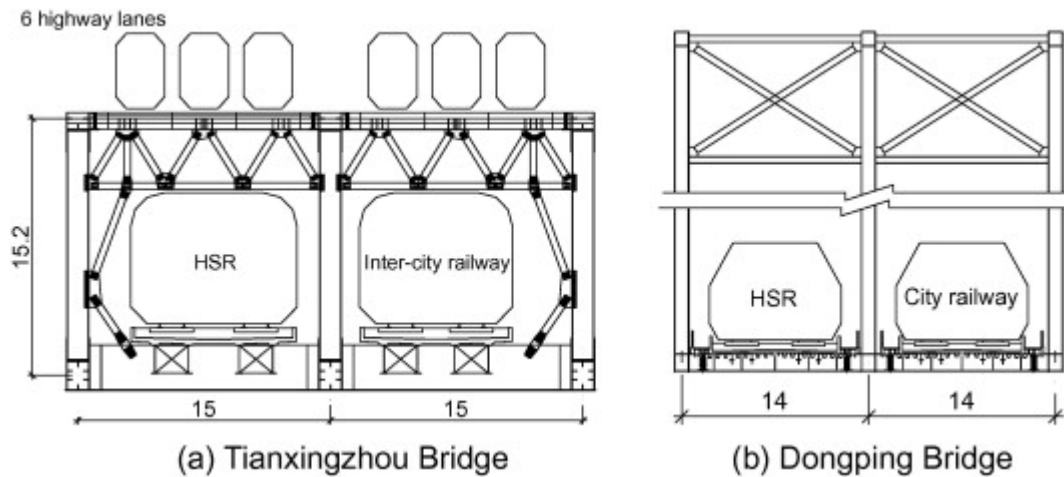
(b) Yujiang Bridge



(c) Zhengzhou Bridge

*Obr. 27: Mosty se zavěšeným příhradovým nosníkem [10]*

Některé mosty pro velká rozpětí používají jinou variantu tradičního zavěšeného mostu. Například Zhengzhou Bridge (Obr. 27c) je extradosed most o 8 polích (120 + 5x168 + 120 m) s 6 nízkými pylony převádějící 2 vysokorychlostní koleje a 6 pruhů dálnice. Příčný řez je vysoký 14 m a má obrácený lichoběžníkový tvar s šířkou horní desky 24 m a dolní desky 17 m. Příhradový nosník je zavěšen na 60 lanech. Šest 37 m vysokých ocelových pylonů je postaveno přímo na středním příhradovém nosníku a jsou s ním přímo spojeny. [10]



Obr. 28: Příčné řezy zavěšených mostů s příhrad. nosníkem pro dlouhá rozpětí [10]

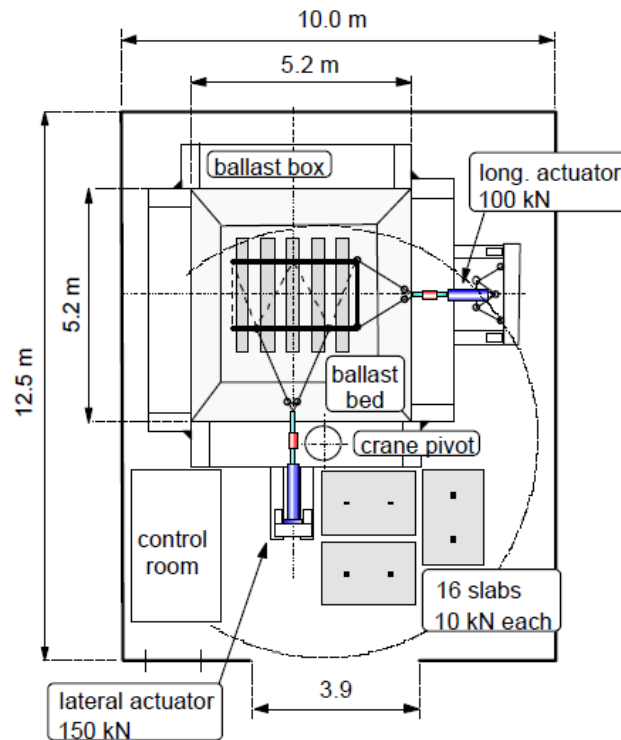
#### 2.6.4 Pilíře

Stejně jako nosná konstrukce, tak i pilíře byly standardizovány. Bylo vytvořeno několik různých typů: zaoblený průřez, kruhový, obdélníkový a dvojice obdélníkových pilířů. Nejčastěji se používají dva průřezy, a to sice zaoblené a obdélníkové pilíře. Zaoblené pilíře jsou vhodné pro přemostění řek, zatímco dvojice obdélníkových pilířů se používá pro nízké pilíře (<12 m). [9]

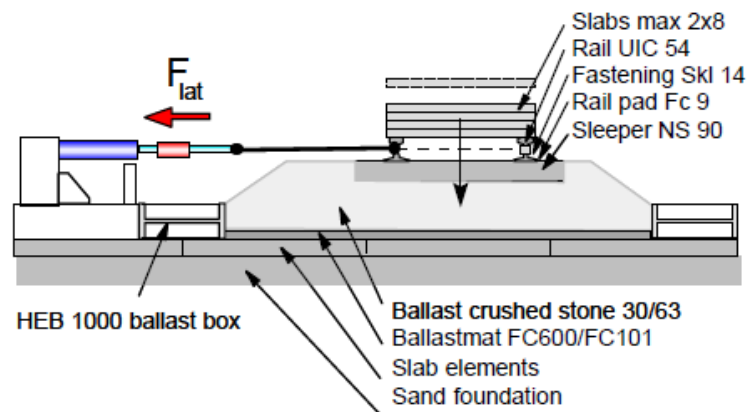
### 3 Experimenty na reálném modelu koleje

#### 3.1 Experiment TU Delft

Na Technické univerzitě v Delftu proběhla série experimentů na modelu simulujícím reálnou kolej na zemním tělese, jehož cílem bylo poskytnout experimentální data pro ověření nově vyvinutého počítačového programu CWERRI, jež kompletně popisoval chování při vybočení koleje. Model se skládal ze 4 těžkých nosníků HEB 1000 vymežujících prostor šterkového lože. Samotná konstrukce koleje se skládala ze dvou kolejnic UIC54, které byly upevněné na 5 prážcích NS90 na podložkách Fc9 pomocí svěrek Vossloh Skl 1. Pražce byly uloženy ve šterkovém loži frakce 30/63 s mocností 300 mm pod spodním lícem prážce. Celý kolejový svršek leží na betonových deskách Stelcon s rozměry 2 x 2 m a tloušťkou 10 cm, které jsou uloženy na pískovém podloží a shora jsou opatřeny pružnou vrstvou James Walker typu FC600/FC101. Pohled shora na celé testovací zařízení je na Obr. 29, příčný řez pak na Obr. 30. [11]

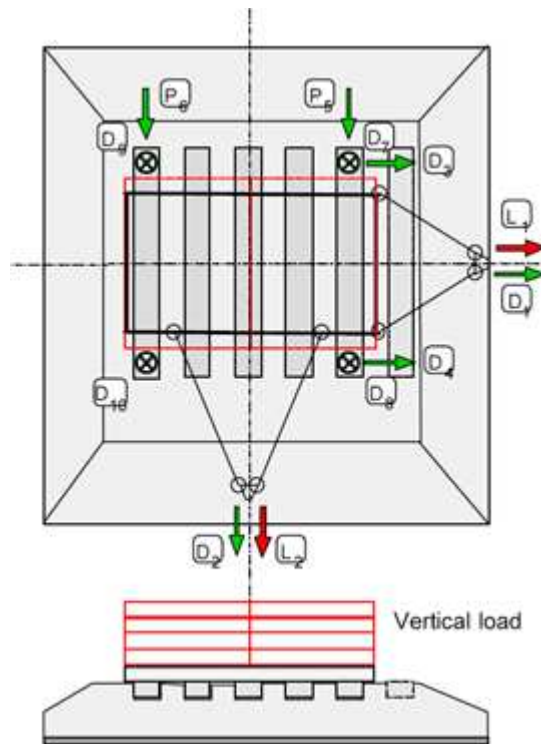


Obr. 29: Pohled shora na celý experiment [11]



Obr. 30: Příčný řez konstrukcí experimentu [11]

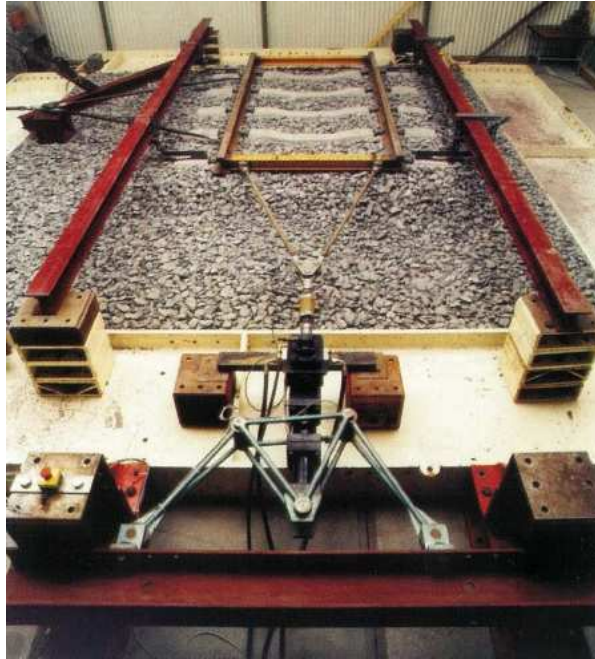
Jelikož každý zatěžovací krok je destruktivní zkouškou, pro získání reprezentativních výsledků bylo šterkové lože vždy před novým zatěžovacím cyklem upraveno a zhutněno na standardní hodnoty. Před prvním pražcem (ve směru tahu kolejového roštu) byla odstraněna část kolejového lože odpovídající pražci (na Obr. 31 znázorněno čárkovanou čarou), který by v případě kontinuální koleje ležel před tímto pražcem. Pokud by toto opatření nebylo provedeno, bylo by před pražcem „nahrnuto“ nadměrné množství kameniva, které by zvyšovalo reálné podélné odpory. Pružná vrstva pod šterkovým ložem nahrazuje reálné podloží, neboť konstrukce podloží v případě tohoto experimentu je tužší než skutečné zemní těleso. [11]



Obr. 31: Pozice a směr měřených sil [11]

Zatížení na kolejový rošt bylo přenášeno pomocí trojúhelníkového mechanismu (schéma na Obr. 29 a fotografie na Obr. 32), kde se tahové síly z hydraulických pístů roznáší rovnoměrně do dvou bodů. Jeden píst je umístěn v přední části koleje a umožňuje podélný posun, druhý píst je umístěn vedle koleje a zajišťuje možnost příčného posunu. Z důvodu příčného zatěžování jsou obě kolejnice ve dvou místech vzájemně spojeny vevařenými ocelovými nosníky, aby bylo zaručeno rovnoměrné zatížení obou kolejnic. Také z důvodu příčných posunů je přední hydraulický píst připevněn ke speciálnímu zařízení, které umožňuje „kopírovat“ příčný posun bez toho, aniž by se píst jakkoliv musel natáčet. Při simulaci zatíženého kolejového lože byly na kolejnice naskládány betonové desky o rozměrech 2000x1500x100 mm, každá působící silou 9,95 kN. [11]

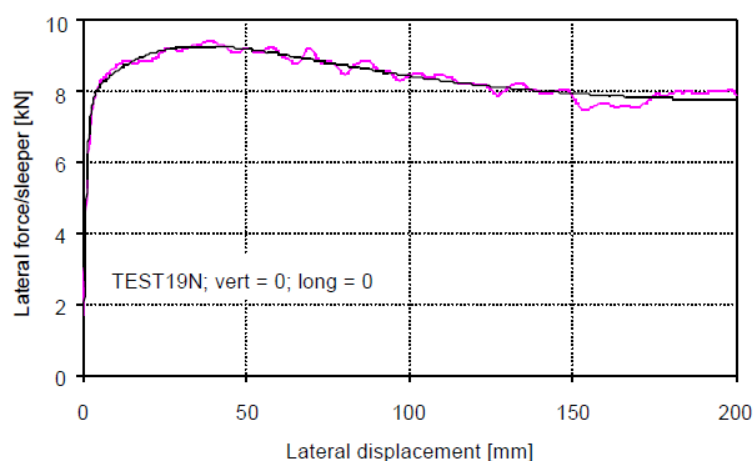




Obr. 32: Fotografie z experimentu na TU Delfty [12]

Jak již bylo zmíněno v popisu možných zatížení, na tomto modelu byly prováděny zkoušky podélného i příčného posunu. Jelikož příčnými posuny se náš experiment zabývat nebude, jejich výsledky a vyhodnocení v této práci budou přeskočeny.

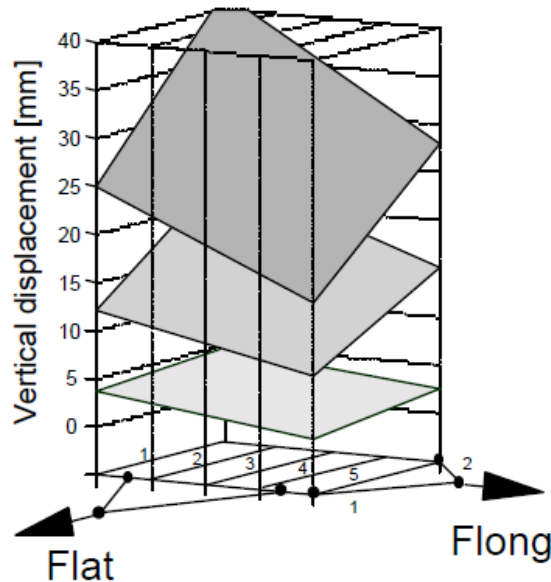
V případě zkoušení podélného odporu koleje vyšly zatěžovací křivky v podobném tvaru (Obr. 33) jako u příčných posunů. Ovšem výsledky podélného odporu vykazují poněkud vyšší odchylky než v případě příčných odporů, což může být způsobeno mírně rozdílnými podmínkami stěrkového lože před prvním pražcem zkoušené koleje. [11]



Obr. 33: Příčný odpor koleje ve štěrkovém loži [11]

V rámci experimentu TU Delfty proběhlo i měření vertikálních posunů v závislosti na různých směrech zatížení. Na Obr. 34 jsou 3 roviny, jejichž rohy korespondují

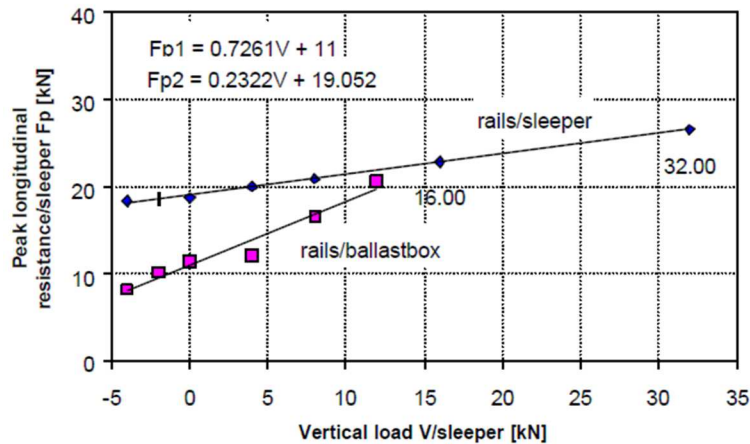
s krajními rohy zkoušené koleje. Každý obdélník znázorňuje pozici koleje, a to sice na začátku, uprostřed a na konci zatěžovacího cyklu. Jak je z Obr. 34 patrné, vertikální posuny mohou hrát poměrně podstatnou roli. V některých případech vertikální posun překračoval hodnoty 40 mm. [11]



Obr. 34: Příklad vertikálního posunu koleje s různými zatíženími [11]

V laboratoři, v samostatném testovacím zařízení, zkoušejícím pouze upevnění kolejnice, bylo podélné zatížení měřeno také jako funkce podélného posunu kolejnice vzhledem k pražci. Stejný typ uchycení kolejnice k pražci a stejné podmínky zatížení byly aplikovány na model koleje. Zajímavé je pak vzájemné porovnání výsledků z obou experimentů. Podle všeho, pro relativně nízké svislé zatížení je odpor upevňovadel (modré body) větší než odpor koleje (růžové body) ve šterkovém loži. Nicméně, pokud jednotlivá maxima spojíme lineární funkcí jejich trendu, jak je patrné na Obr. 35, jednotlivé funkce se protnou okolo hodnoty svislého zatížení 15 kN na pražec. To znamená, že u koleje s větším svislým zatížením je rozhodující odpor v upevňovadlech, ne ve šterkovém loži. Je důležité zmínit, že u obou experimentů působilo svislé zatížení pouze svisle na hlavu kolejnice a nevznikaly žádné podélné třecí síly, jak by tomu bylo ve skutečnosti. Pro nezatíženou kolej je odpor v upevňovadle 1,73x větší než odpor ve šterkovém loži, což je důležitá vlastnost v dýchajících koncích bezstykové koleje. [11]





Obr. 35: Srovnání maxima podélného odporu měřeného na modelu koleje a v samostatném testu upevňovadla [11]

### 3.2 Předpis SŽDC S3/2

Předpis SŽDC neurčuje minimální parametry koleje jako celku, ale pouze jednotlivých jejích prvků. Tyto hodnoty odporů jsou buď příčné nebo podélné, ale jelikož náš experiment se zabývá pouze podélným zatížením, hodnoty příčných odporů zde nebudou rozepisovány. Předpis S3/2 tedy definuje minimální hodnotu odporu 7 kN proti podélnému posunu kolejnice na podkladnici nebo na pražci v jednom uzlu upevnění kolejnice a minimálně 10 kN na 1 m koleje proti podélnému posunutí kolejového roštu v kolejovém loži, tzn. 6 kN na 1 příčný pražec při rozdělení „u“ (pražce vzdáleny 600 mm od sebe). Tento předpis ovšem nijak nedefinuje průběh odporu vzhledem k působící síle ani nestanovuje, při jaké hodnotě posunu by tohoto odporu mělo být dosaženo, navíc ani nestanovuje minimální hodnoty pro zatíženou kolej. [13]

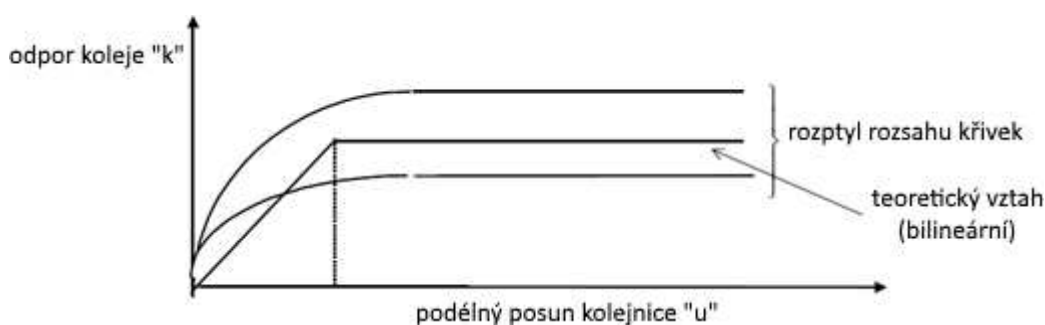
### 3.3 Norma ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí

Na rozdíl od již zmíněného předpisu SŽDC S3/2 (kapitola 3.2) Eurokód 1 nedefinuje jednotlivé prvky koleje, nýbrž ji bere jako celek. V příloze „G.2 Meze platnosti výpočetní metody“ je uveden „Podélný plastický smykový odpor  $k$  koleje“. Hodnota odporu  $k$  se pro nezatíženou kolej pohybuje mezi 20 a 40 kN na metr koleje, pro zatíženou kolej se pak rovná 60 kN/m. Ovšem ani tato norma neudává, jaký průběh odporu (posun v závislosti na působící síle) máme uvažovat a ani při jakém posunu působí kolej daným odporem. [14]

### 3.4 UIC Code 774-3R

Tato norma popisuje interakci koleje s mostní konstrukcí a shrnuje doporučení pro výpočty koleje na mostě. V kapitole normy 1.2 je popsáno chování koleje na nosné konstrukci, konkrétně v kapitole 1.2.1 chování koleje ve štěrkovém loži. Odpor koleje ve štěrkovém loži závisí na dvou složených odporech. Zaprvé na odporu proti posunutí kolejnice vůči pražci, jež zajišťují upevňovací. Velikost tohoto odporu závisí na typu upevňovací, použitém materiálu podložky pod patou kolejnice a na velikosti upínací síly. Zadruhé na odporu pražce proti posunu vzhledem k mostovce. Tohoto odporu je docíleno vlastností štěrkového lože, které brání posunu samotného pražce, ale také třecí silou vznikající mezi štěrkovým lože a horním povrchem mostovky, resp. horní vrstvou, kterou je mostovka opatřena. [15]

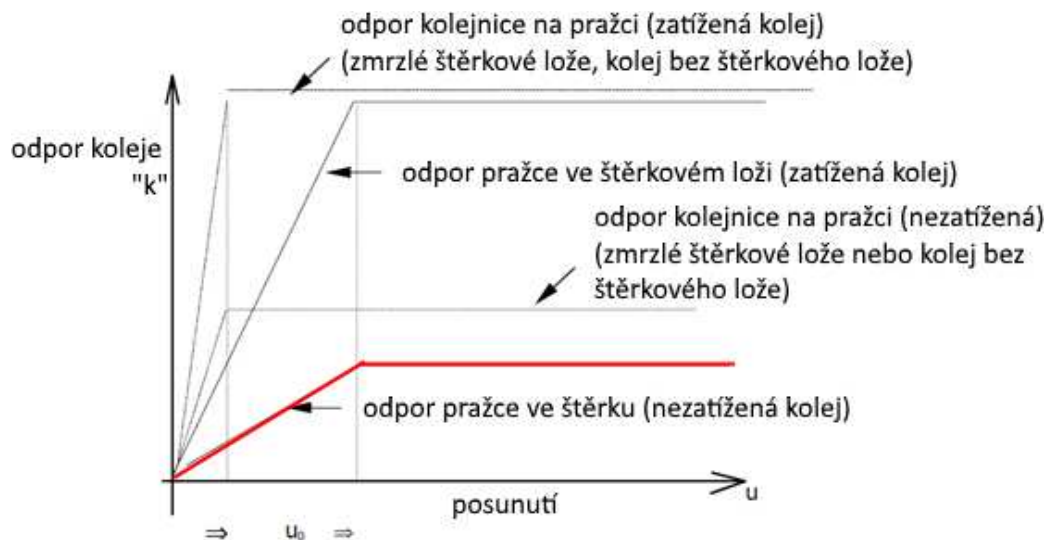
Stejně jako ČSN EN 1991-2 i tato norma uvažuje kolej jako celek a stanovený podélný odpor je vyjádřený funkcí posunu kolejnice vzhledem k nosné konstrukci mostu. Ovšem na rozdíl od ČSN EN 1991-2 je zde popsán i průběh podélného odporu (Obr. 36). Tento odpor zpočátku prudce narůstá, ale po dosažení určité hodnoty posunu zůstává konstantní. Na Obr. 36 jsou zobrazeny dvě oblé křivky, které vymezují rozsah reálného chování koleje, mezi nimi je znázorněn teoretický pružnoplastický průběh odporu. [15]



Obr. 36: Podélný odpor „k“ znázorněný jako funkce podélného posunu „u“ [15]

Pro zjednodušení výpočtů se používají bilineární průběhy odporu. Jedna takováto křivka je zobrazena mezi reálnými průběhy na Obr. 36 a vyjadřuje vztah velikosti odporu vzhledem k posunu kolejnice vůči mostní konstrukci. Právě bilineární průběh umožňuje jednoduše zavést takovýto odpor s dostatečnou přesností pro účel výpočtu. Na Obr. 37 jsou zobrazeny odpory koleje ve štěrkovém loži nebo na pevné jízdni dráze (ekvivalentně koleje ve zmrzlém štěrkovém loži) a to v kombinaci pro nezátíženou či zatíženou kolej. Pro kolej ve štěrkovém loži (zvýrazněno červenou čarou) se uvažují hodnoty odporu  $k = 12 \text{ kN/m}$  pro průměrně udržovanou trať,  $20 \text{ kN/m}$  pro dobře udržovanou nezátíženou

trať a  $60 \text{ kN/m}$  pro zatíženou trať nebo trať se zmrzlým štěrkovým ložem, a to sice při dosažení plastické části při posunu  $u_0 = 2 \text{ mm}$ . [15]

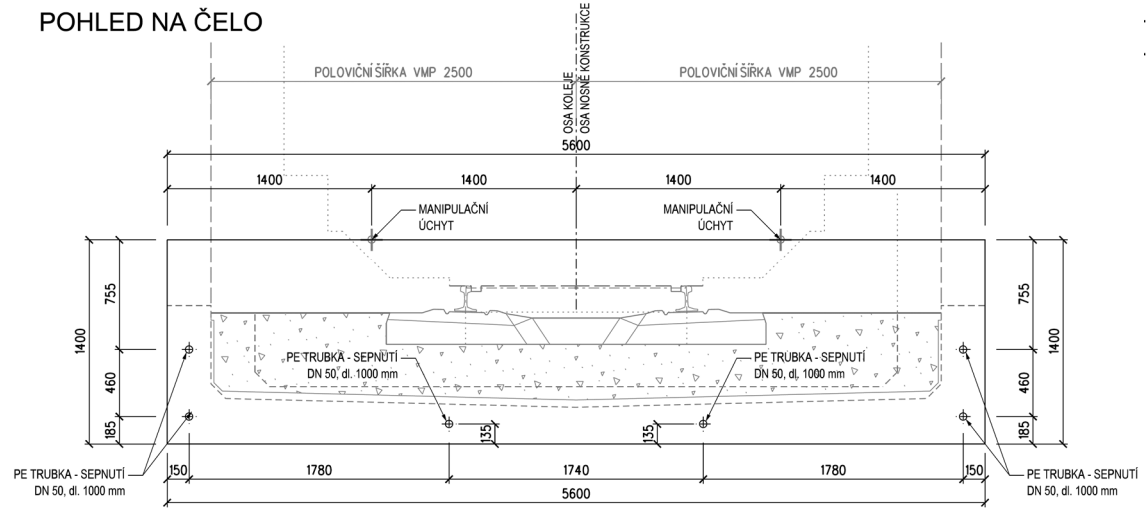


Obr. 37: Závislost odporu „k“ na podélném posunu kolejnice [15]

### 3.5 Experiment ČVUT

Jak bylo popsáno v předchozích kapitolách, chování bezстыkové koleje na zemním tělese bylo zkoušeno na TU Delfty, předpis SŽDC předepisuje minimální parametry jednotlivých prvků koleje, norma ČSN 1991-2 stanovuje minimální odpor koleje jako celku a norma UIC 774-3 navíc definuje i pružnoplastický průběh tohoto odporu, navíc bezстыková kolej na zemním tělese je ověřena léty provozu. Použití bezстыkové koleje na mostě je však stále omezeno maximálními dilatačními délkami, při větších dilatačních délkách je nutné použití kolejových dilatačních zařízení. Nynějším trendem je ovšem používání bezстыkové koleje na mostě bez použití kolejových dilatačních zařízení, neboť to jsou nejslabší části, jejichž nezbytné opravy vedou k výlukám na trati a celkově ke zvýšení nákladů na údržbu. Proto vznikl tento experiment, k němuž nás inspiroval předchozí experiment TU Delfty, který ovšem zkoumal bezстыkovou kolej pouze na zemním tělese. Náš experiment má za účel poznání celkového chování bezстыkové koleje na mostě, zjištění a ověření parametrů dle předpisů SŽDC a norem pro bezстыkovou kolej a dále se bude snažit uplatnit nově získané poznatky pro doplnění předpisů či norem pro navrhování železničních mostů s bezстыkovou kolejí (názorné schéma na Obr. 38).





Obr. 40: Pohled na čelo = pohled na krajní segment



Obr. 41: Betonová konstrukce pro zřízení koleje



Obr. 42: Roznášecí práh v horní části čela, na fotografii jsou vidět kabely od snímačů  
vedoucí k měřicí ústředně

Tato konstrukce byla opatřena natavitelnými asfaltovými izolačními pásy, na něž byla zhotovena vrstva z litého asfaltu, aby konstrukce co nejvíce korespondovala s reálnou mostní konstrukcí. Fotka kompletní konstrukce včetně předpínacích tyčí v dolní části před položením šterkového lože je na Obr. 43.



*Obr. 43: Kompletní konstrukce před položením kolejového lože*

Následně bylo zřízeno kolejové lože, uloženy pražce B91 S/1 se svorkami Vossloh W14 upevňující kolejnice UIC 60 E1. Konstrukce koleje byla řádně podbitá tak, aby odpovídala parametrům skutečně provedené koleje.

Pro umožnění osového zatížení koleje byl do čela každé kolejnice umístěn hydraulický lis. Pro měření posunů kolejnic byla nad kolejí postavena speciální nezávislá konstrukce z lešenářských trubek, ke které byly připevněny snímače posunu, jejichž píst byl opřen o ohnutý plech do tvaru „L“ přilepený ke stojině kolejnice (Obr. 45). Tyto snímače byly umístěny symetricky na levé i pravé kolejnici (značení ve směru výsuvu hydraulických lisů), a to sice nad čelem kolejnice u pístu hydraulického lisu, poté nad 1., 2., 3., 5. a posledním (tzn. 8.) pražcem (označení snímačů bylo stanoveno jako HLK a HPK – hlava levé/pravé kolejnice; např. 2LK – snímač na levé kolejnice v místě 2. pražce). Ve stejných místech byla umístěna další sada snímačů posunu, které byly připevněny k pražci a snímaly pohyb kolejnice vůči pražci pomocí úhelníku připevněného k patě kolejnice (Obr. 45). Poslední sada snímačů byly tenzometry (na Obr. 45 viditelný nalepený tenzometr na stojině kolejnice, přelepený stříbrnou ochrannou lepenkou), které byly umístěny na levé i pravé straně stojiny levé i pravé kolejnice, a to sice v polovině vzdálenosti mezi 1. a 2. pražcem, 2. a 3. pražcem, 3. a 4. pražcem, 5. a 6. pražcem (označení bylo zvoleno tak, že liché číslo označuje tenzometr na vnitřní straně kolejnice, sudé číslo vnější stranu kolejnice a písmeno L, resp. P označuje levou, resp. pravou kolejnici). Za posledním 8. pražcem byly umístěny kompenzační tenzometry pro



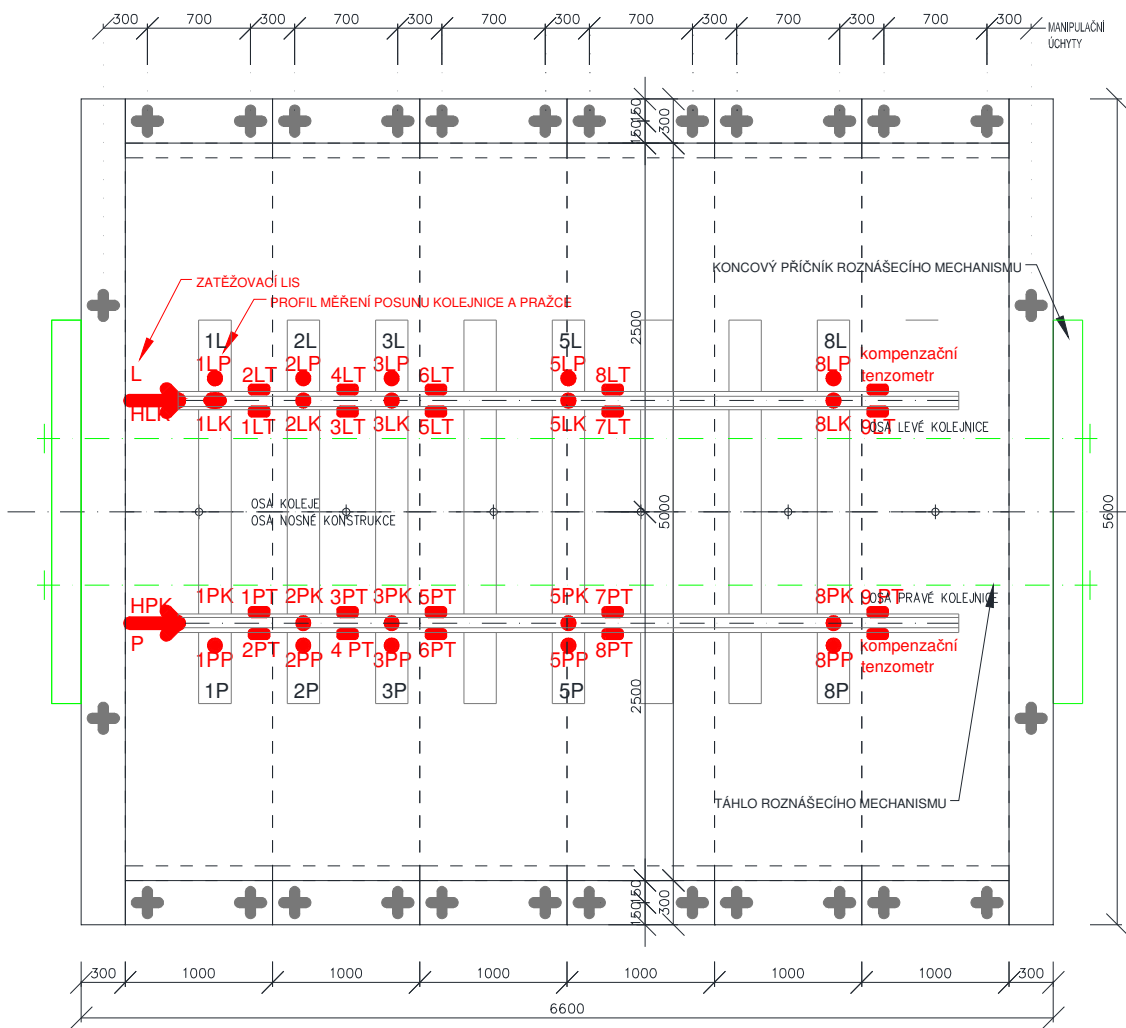
eliminování účinků teploty. Fotka celé zkoušené konstrukce včetně všech snímačů je na Obr. 44. Pro přehlednost jsou všechny snímače znázorněny na Obr. 46 a Obr. 47.



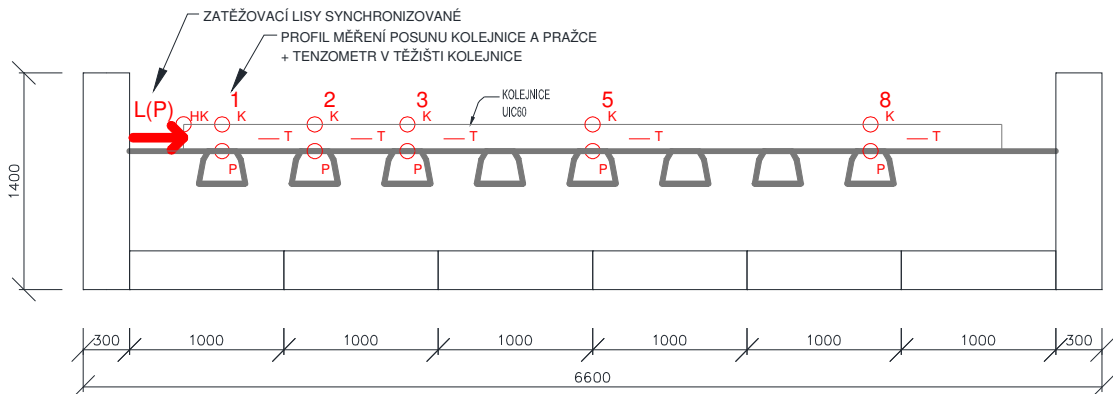
*Obr. 44: Zkoušená konstrukce, nad kolejnicemi lešenářské trubky pro nezávislé umístění snímačů*



*Obr. 45: Detail snímače na kolejnici a na pražci*



Obr. 46: Půdorys zkoušené konstrukce



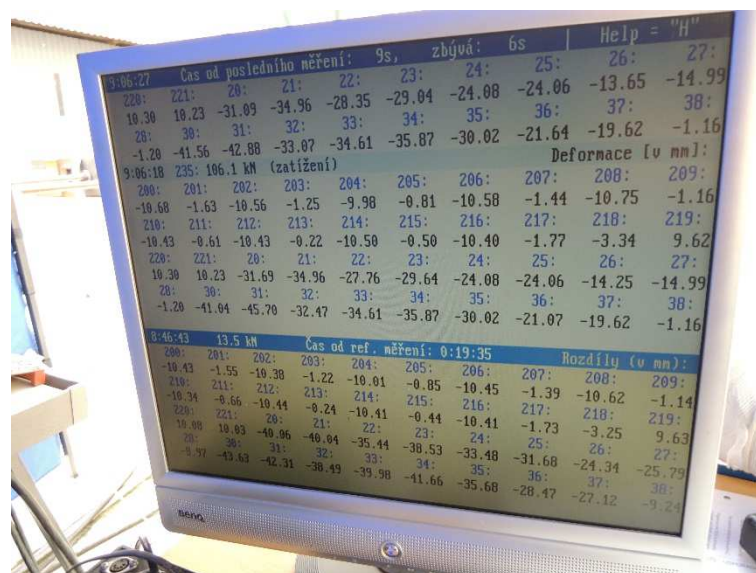
Obr. 47: Podélný řez zkoušené konstrukce



### 3.6 První experiment – nezatížená kolej

Při prvním prováděném experimentu bylo zjišťováno chování nezatížené koleje. Všechny nainstalované snímače byly připojeny k měřicí ústředně. Jelikož muselo být připojeno všech 40 snímačů a tento typ měřicí ústředny umožňuje číst a zapisovat aktuální hodnotu pouze z jednoho snímače naráz, což trvá cca 0,1 sekundy, celý cyklus zapsání hodnoty ze všech snímačů trval 4 vteřiny. Dále byl sledován tlak, resp. přepočítaná síla v hydraulických lisech na obě kolejnice. Ventil hydraulických lisů nelze ovládat elektronicky, tudíž byl tlak zvyšován manuálně v co nejmenších krocích, které se pohybovaly maximálně v jednotkách kN.

Zatěžování tohoto experimentu probíhalo v 8 cyklech. Cílem každého cyklu bylo dosáhnout plastického posunu kolejnice vůči betonové konstrukci. Jelikož aktuální naměřené posuny a aktuální sílu pístů bylo možné na monitoru sledovat pouze číselně (Obr. 48), nikoliv graficky, bylo tohoto požadavku docíleno přibližným sledováním jednotlivých hodnot. Jakmile došlo k přibližnému ustálení tlačné síly a zároveň narůstaly deformace, bylo další zatěžování ukončeno. Poté následovalo postupné odtěžování a po snížení síly na nulu bylo vždy několik minut vyčkáno na ustálení deformací. Až poté byl započat nový zatěžovací cyklus.



Obr. 48: Monitor s aktuálními výsledky měření

### 3.6.1 Získané hodnoty z měření a jejich zpracování

Po stažení a zpracování hodnot ze snímačů jsme získali tabulku s velkým množstvím dat (náhled na Obr. 49). Z každého snímače se konkrétně jedná o 1380 hodnot a ke každé z nich je vždy přiřazena aktuální síla v měřeném čase.

Kanal:	235	200	201	202	203	204
Čas [hod]	Síla (na obě kolejnici) [kN]	snímač 1PK (kolejnici) [mm]	snímač 1PP (pražec) [mm]	snímač 1LK (kolejnici) [mm]	snímač 1LP (pražec) [mm]	snímač 2PK (kolejnici) [mm]
0:00:00	-0,105	0,000	0,000	-0,002	-0,005	0,000
0:00:11	-0,017	-0,126	0,000	-0,085	0,003	0,002
0:00:15	-0,105	-0,140	-0,005	-0,103	-0,004	0,004
0:00:19	-0,114	-0,114	0,011	-0,077	0,021	0,036
0:00:23	0,262	-0,107	0,014	-0,064	-0,001	0,019
0:00:27	12,551	-0,111	-0,033	-0,083	0,004	-0,022
0:00:31	33,422	-0,234	-0,151	-0,182	-0,050	0,021
0:00:35	32,443	-0,234	-0,159	-0,184	-0,044	0,030
0:00:39	31,945	-0,233	-0,151	-0,177	-0,053	0,018
0:00:43	31,656	-0,235	-0,162	-0,186	-0,050	0,028
0:00:47	31,438	-0,240	-0,152	-0,178	-0,044	0,030
0:00:51	31,228	-0,235	-0,149	-0,182	-0,054	0,021

Obr. 49: Náhled dat získaných z experimentu

Z takto zpracovaných dat jsem pro každý snímač vytvořil graf – pracovní diagram. Na svislé ose „y“ je nanášena zatěžovací síla pro obě kolejnici a na vodorovné ose „x“ je u snímačů pohybu znázorněn posun  $u$  v milimetrech (dle nastavení snímačů značí znaménko minus posun ve směru výsuvu hydraulických válců, pouze u 2 snímačů umístěných na čele kolejnici značí stejný směr znaménko plus), u tenzometrů je na vodorovné ose poměrné přetvoření  $\varepsilon [ \times 10^{-6} ]$  (kladná hodnota značí tah, záporné hodnoty značí tlak v kolejnici). Jelikož snímače umístěné na pražci sledují pouze pohyb kolejnici vůči pražci, resp. pohyb pražce vůči kolejnici, absolutní posun pražce vůči nezávislému vnějšímu bodu jsem získal po odečtení grafů ze snímačů na pražci od grafů ze snímačů umístěných na nezávislé lešenářské konstrukci snímajících pohyb kolejnici (kdyby hodnoty snímačů na pražci byly nulové, pražec by se pohyboval identicky s kolejnici, naopak kdyby byly stejné jako hodnoty ze snímačů kolejnici a jejich rozdíl by byl tudíž nulový, znamenalo by to, že pražec se vůči vnějšímu prostředí nepohnul).

Po vytvoření všech grafů bylo ještě nutné upravit vstupní údaje. Prvním, ale také nejzásadnějším problémem byly posunuté poslední tři zatěžovací cykly u 10 snímačů pohybu. To bylo způsobeno tím, že dané snímače na konci 5. zatěžovacího cyklu dosáhly

maxima svého rozsahu pohybu a musely být o několik milimetrů přestaveny. Aby bylo možné tento skok v posunu opravit, byly ručně zaznamenány poslední hodnoty snímače, snímač přestaven a opět zaznamenány, tentokrát již nové, hodnoty snímače (Obr. 50). Pro přehlednost jsou tyto hodnoty přepsány v Tab. 1.

Přestavba snímačů po 5. cyklu:

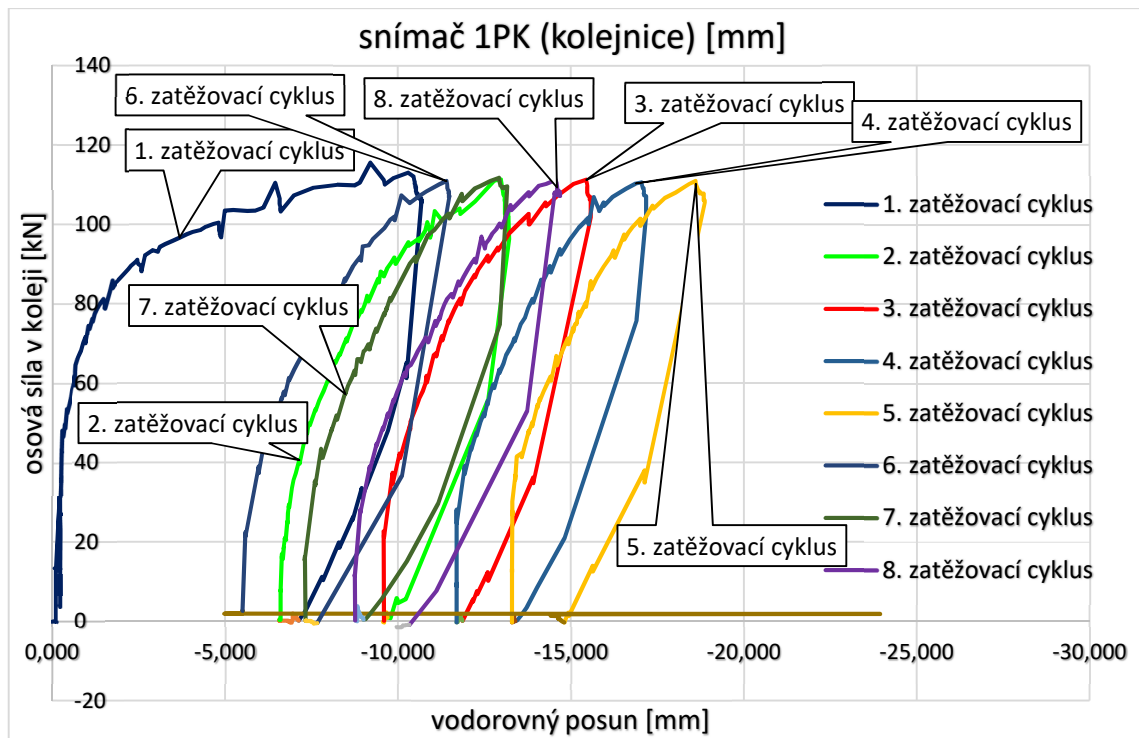
219	13,55	<del>2,57</del> 1,70		216	-14,33	-9,64	
214	-14,18	-7,16		212	-14,37	-5,91	
210	-14,16	-8,97		208	-14,49	-5,48	
206	-14,33	-9,10		204	-13,78	-9,58	
202	-14,18	9,90		200	-14,47	-5,51	

Obr. 50: Ručně zaznamenané hodnoty před a po přestavbě

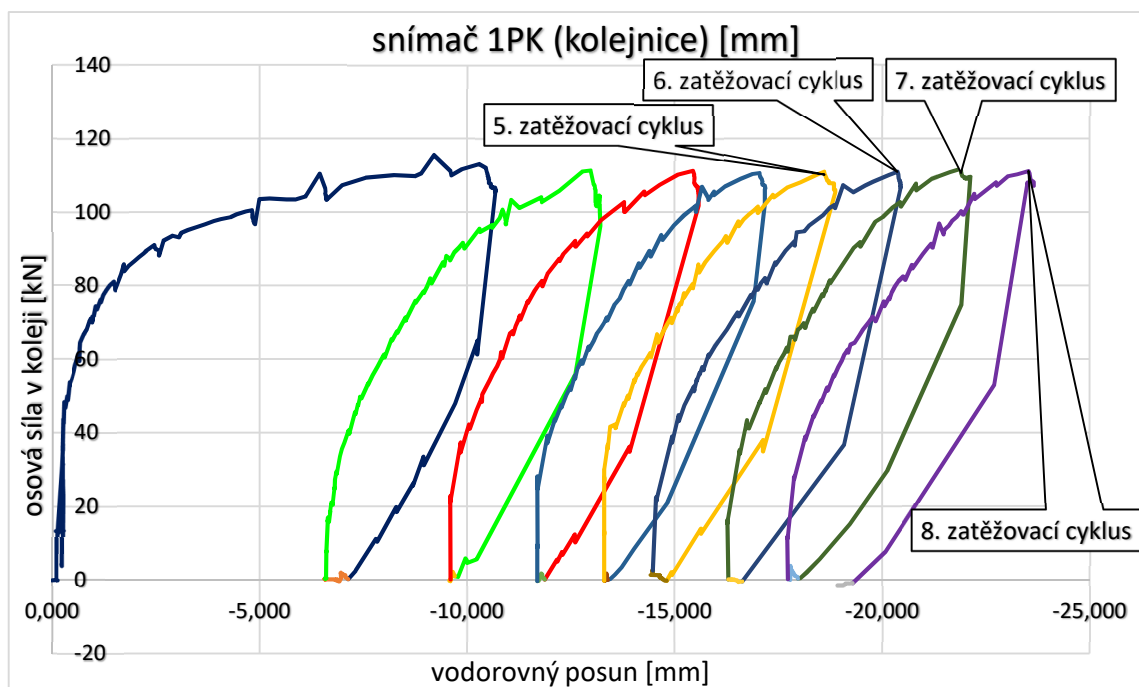
Číslo kanálu	Původní hodnota	Nová hodnota	Korekce	Číslo kanálu	Původní hodnota	Nová hodnota	Korekce
219	13,55	1,70	+11,85	216	-14,33	-9,64	-4,69
214	-14,18	-7,16	-7,02	212	-14,37	-5,91	-8,46
210	-14,16	-8,97	-5,19	208	-14,49	-5,48	-9,01
206	-14,33	-9,10	-5,23	204	-13,78	-9,58	-4,20
202	-14,18	9,90	-4,28	200	-14,47	-5,51	-8,96
218	-13,79	-1,75	-12,04				

Tab. 1: Hodnoty čtení před a po přestavbě a jejich následná korekce

Jak je patrné, v Tab. 1 je oproti ručním zápiskům navíc číslo kanálu 218. To je způsobeno opomenutím při pokusu tento údaj zaznamenat. Ovšem tento malý nedostatek šel lehce odstranit, a to sice nalezením poslední původní ustálené hodnoty, po ní bylo několik různých „rozházených“ hodnot, po nichž začaly být hodnoty opět ustálené – a právě první z těchto nových ustálených hodnot jsem zvolil jako novou hodnotu po přestavování. Jakmile jsem měl všechny tyto původní a nové hodnoty, mohl jsem provést korekci vstupních dat do grafů. Odečtením „Nových hodnot“ od „Původních hodnot“ jsem získal jakousi konstantu pro jednotlivý snímač, kterou jsem přičetl ke všem nově naměřeným hodnotám od konce 5. cyklu u inkriminovaných snímačů. Pro ilustraci přikládám 2 grafy – horní graf je sestaven z původních naměřených hodnot (Obr. 51), zatímco graf dole vychází z hodnot po provedení korekce (Obr. 52). Z grafů je patrné, že na neopraveném grafu jde prvních 5 cyklů po sobě, ovšem 6. cyklus je najednou druhý v pořadí a zároveň na první nenavazuje, zatímco na dolním opraveném grafu jsou všechny cykly postupně a každý nový navazuje na konec předešlého.



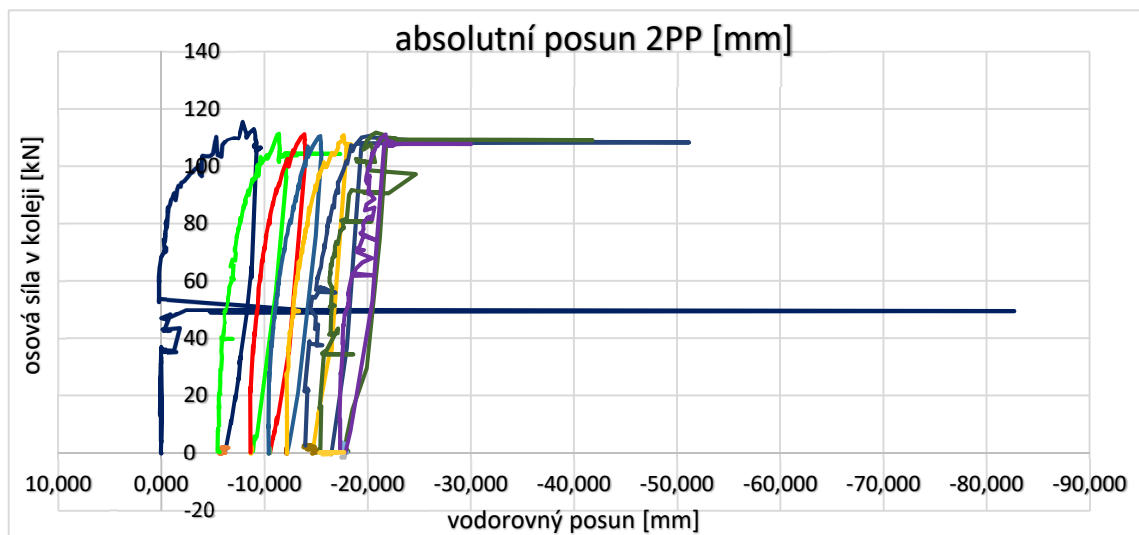
Obr. 51: Graf z původních naměřených hodnot



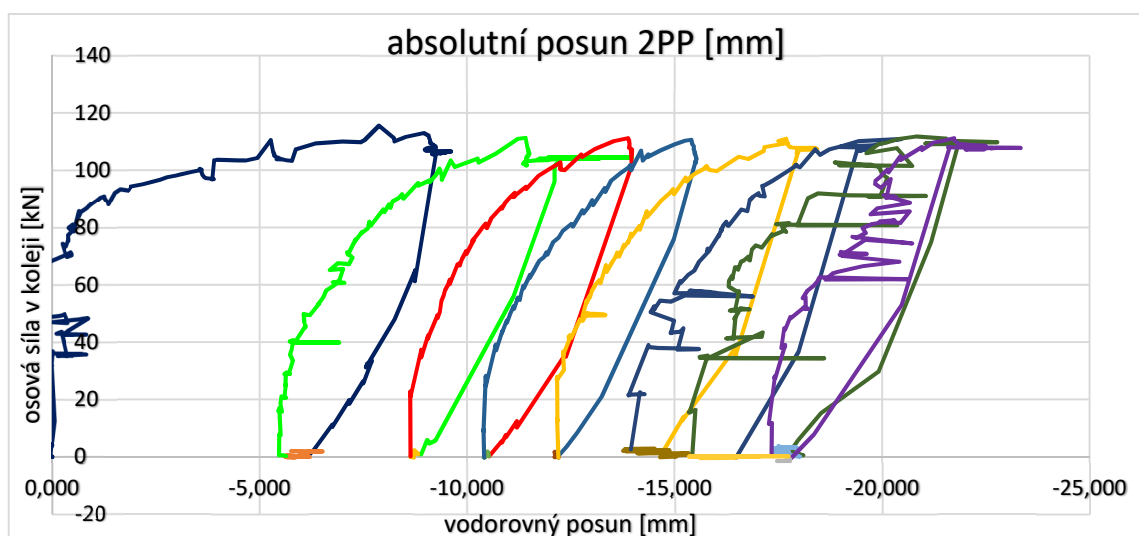
Obr. 52: Graf po korekci vstupních hodnot

Druhým problémem bylo náhlé uskočení křivky v grafu i o několik desítek milimetrů. To mohlo být pravděpodobně způsobeno otřesy nezávislé lešenářské konstrukce, při pohybu lidí např. kopnutím do koleje nebo mírným zavaděním přímo o snímače, nebo zkrátka jen jakási chyba v přenosu dat. Jelikož se jedná o lokální a jasně

znatelnou chybu, její dopad byl spíše vizuální, než že by se jednalo o fatální nepřesnost jako v prvním zmíněném případě. Odstranění jsem provedl tak, že jsem našel body se značnou odchylkou (jelikož odchylka byla náhlá a v řádu desítek milimetrů, nebyl jí problém vizuálně odhalit), poté jsem z prvního a posledního správného bodu, před a za tímto chybným úsekem, vypočetl rozdíl. Tento rozdíl jsem rovnoměrně rozdělil  $n+1$  chybnými body a takto rozdělený krok jsem postupně přičítal/odčítal v závislosti na znaménkové konvenci ke správné hodnotě. Pro ilustraci opět přidávám grafy – před opravou (Obr. 53) a po opraveném nedostatku (Obr. 54). Ačkoliv nějaké drobné nepřesnosti a odskoky jsou stále patrné, z grafu je trend křivky viditelný a to je pro potřeby experimentu dostačující.



Obr. 53: Graf s původními neopravenými nepřesnostmi



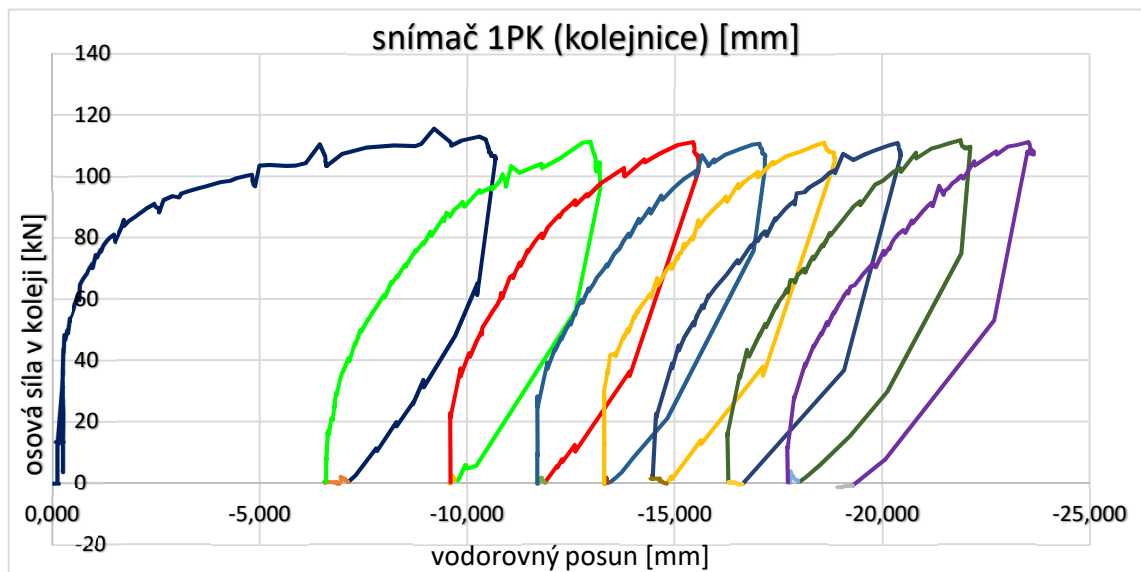
Obr. 54: Graf s opravenými největšími odchylkami

### 3.6.2 Zpracované výsledky a jejich interpretace

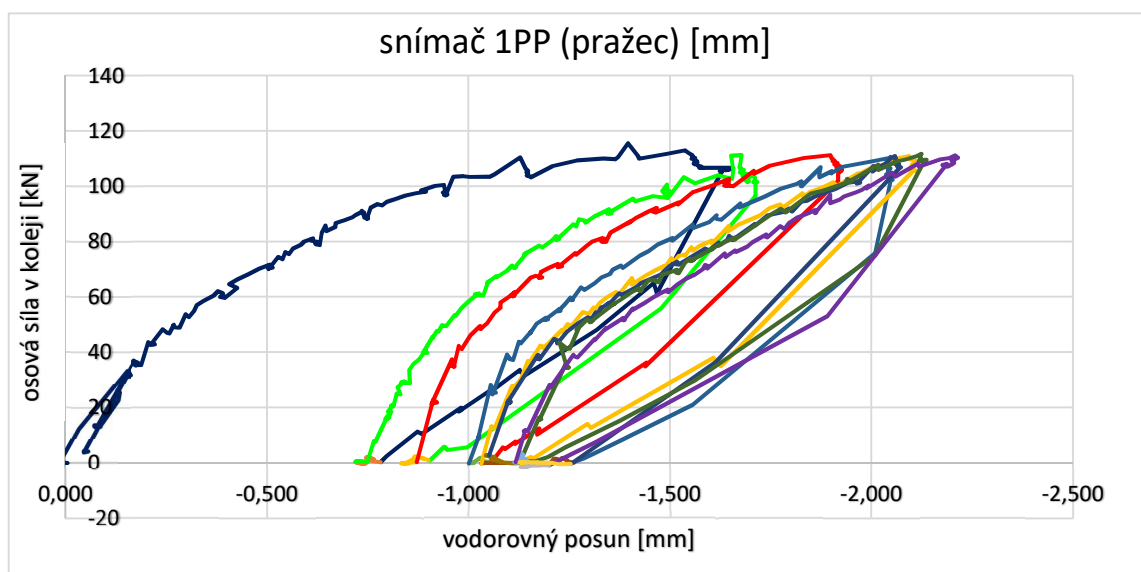
#### 3.6.2.1 Pracovní diagramy

##### 3.6.2.1.1. Vybraná místa koleje

Jako první příklad uvedu grafy, které se vztahují k prvnímu pražci na pravé straně. První graf je ze snímače kolejnice (Obr. 55), na grafu pod ním (Obr. 56) je znázorněn posun kolejnice vůči hornímu líci pražce a poslední nejspodnější graf (Obr. 57) zobrazuje absolutní posun pražce.

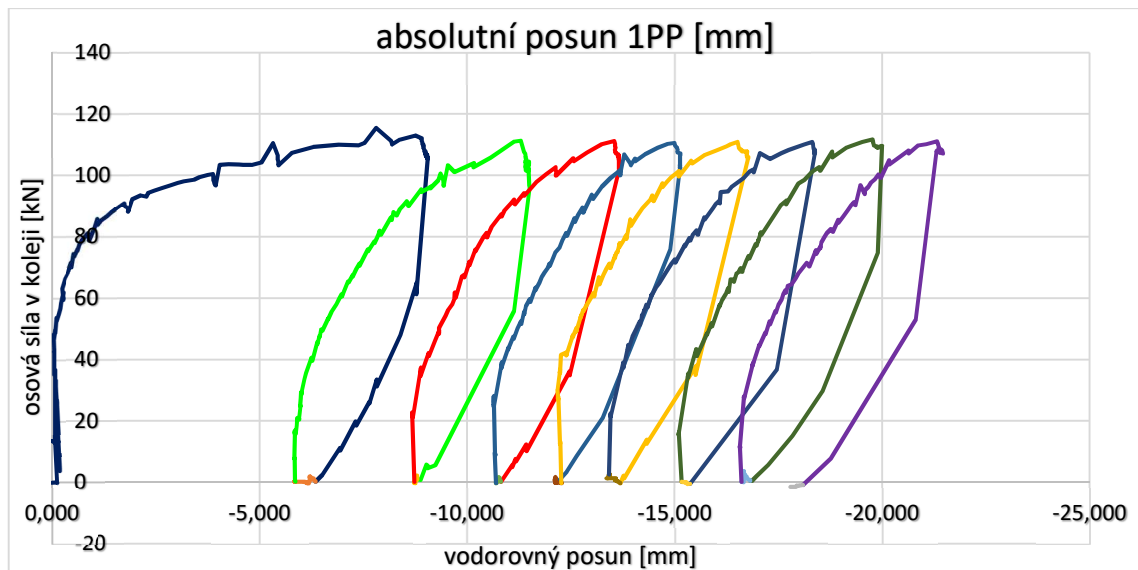


Obr. 55: Posun pravé kolejnice v místě 1. pražce



Obr. 56: Posun pravé kolejnice v místě 1. pražce vzhledem k hornímu líci tohoto pražce





Obr. 57: Absolutní posun pravé strany 1. pražce

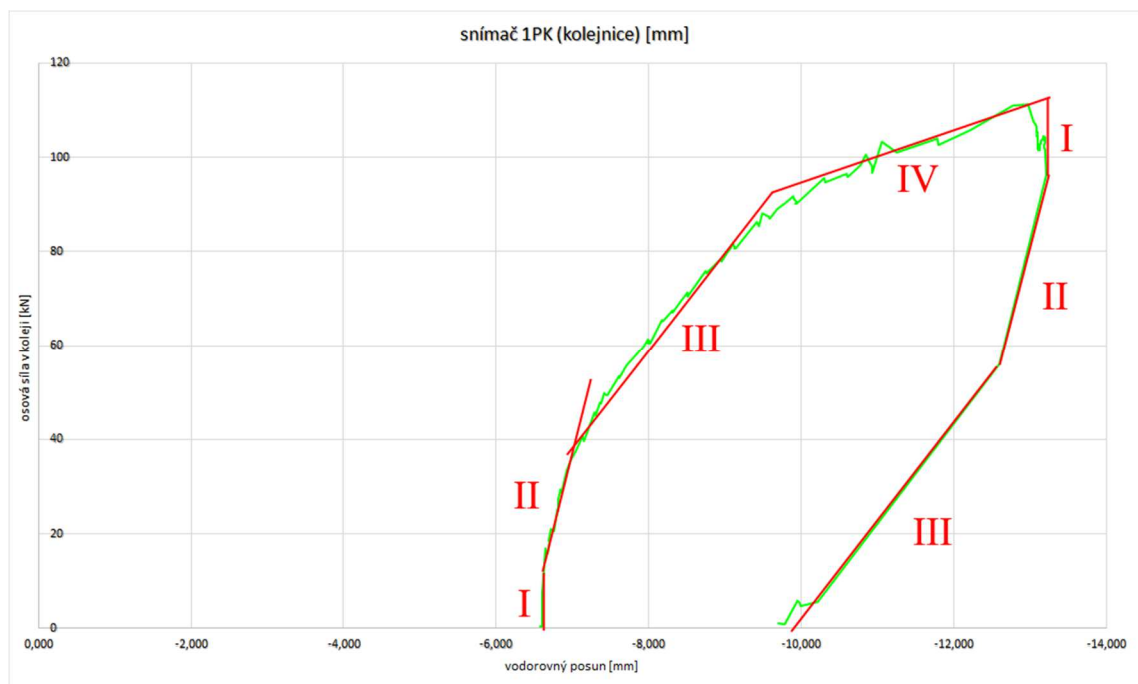
Na Obr. 55 je patrné, jak se 1. zatěžovací cyklus zásadně liší od následujících. Při prvním zatížení totiž kolejnice do hodnoty působící síly cca 25 kN (na grafu hodnota 50 kN, jelikož tato síla působila na celou kolej) vykazovala téměř tuhé chování, poté jistou parabolou přešla do pružnoplastické části se zpevněním, jejíž tuhost s narůstající silou klesala, až se okolo hodnoty 55 kN na kolejnici začala chovat plasticky. Po ukončení zatěžovacího cyklu se kolejnice téměř nezačala vracet do původní polohy, s klesající silou se deformace snižovala minimálně. Po snížení síly o hodnotu odpovídající tuhému chování na začátku cyklu (cca 50 kN v koleji) se deformace začala výrazně snižovat po pružné větvi, jejíž sklon přibližně odpovídá sklonu pružnoplastické větve se zpevněním na začátku cyklu po dosažení konce tuhé části. Poté, co přestala působit jakákoliv síla, došlo ještě k malému posunu, až poté se pohyb kolejnice ustálil a zůstala tak zbytková deformace cca 7 mm.

Druhý zatěžovací cyklus se tvarem podobá tomu prvnímu, ovšem hodnoty jednotlivých částí se liší. U 2. cyklu došlo k tuhému chování pouze do hodnoty síly 20 kN, což znamená 10 kN působících na jednu kolejnici. Poté se kolejnice posouvala opět pružnoplasticky se zpevněním, ovšem nyní tuhost se zvyšující se silou klesala pomaleji než u prvního cyklu. Zásadní rozdíl ovšem je, že při dosažení maximální síly má křivka stále rostoucí trend, tudíž nebylo plně dosaženo plastické části. Tento stav je stejný na všech grafech posunu kolejnice u každého 2. a dalšího cyklu. Při snižování zatížení nejprve opět začala klesat síla bez výraznějších zpětných posunů. Stejně jako u prvního cyklu byl tento pokles co se velikosti síly týče srovnatelný s počáteční tuhou větvi diagramu. Při dalším snižování tlačné síly se kolejnice opět začala navracet po šikmé

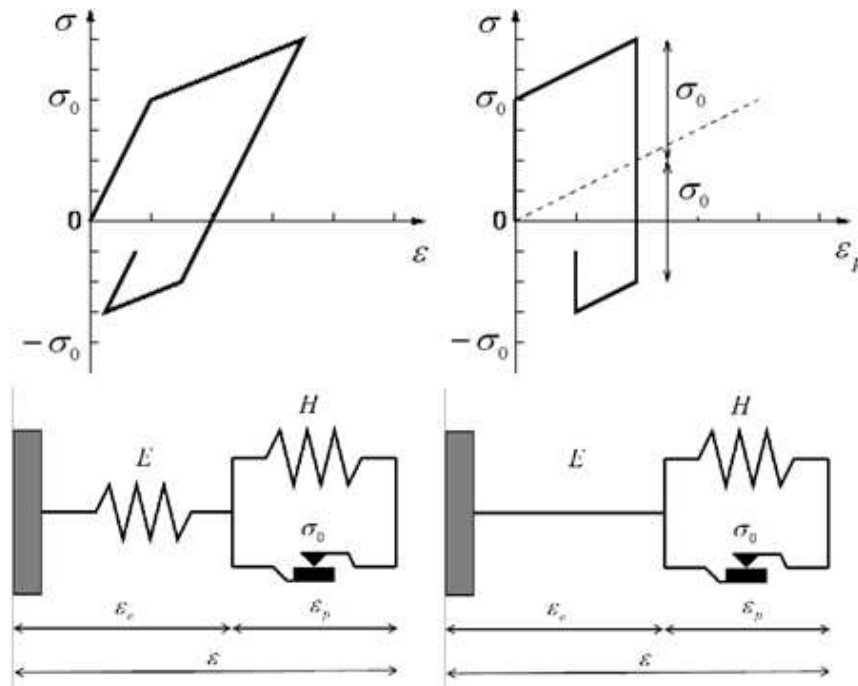


větvi, která má konkrétně v tomto cyklu dva různé sklony. Jak již bylo řečeno, všechny diagramy posunu kolejnice v závislosti na působící síle jsou si podobné, resp. první cykly korespondují mezi sebou a všechny následující cykly jsou si podobné, maximálně se drobně liší v hodnotách posunů či v začátku, konci nebo sklonu dané části diagramu.

Pro názornost jsem náhodně vybral 2. zatěžovací cyklus popsany výše a schematicky do něj naznačil jednotlivé větve diagramu – I. větev s tuhým chováním a větve II, III a IV jsou pružnoplastické se zpevněním. Jak je vidět na Obr. 58, jednotlivé větve jsou téměř shodně dlouhé a rovnoběžné, mohli bychom tedy mluvit o zpočátku tuhém, později pružnoplastickém chování s kinematickým zpevněním. Toto zpevnění (Obr. 59) se projevuje tak, že po dosažení mezního plastického napětí  $\sigma_0$  se prvek začne chovat pružnoplasticky. Po odlehčování se deformace začne vracet po působení elastické křivky až do doby, kdy napětí klesne o hodnotu  $2 \cdot \sigma_0$ , kdy dojde opět k pružnoplastickému chování, tentokrát však v opačném směru. Pokud bychom tedy chtěli chování posunu kolejnice při zatěžování co nejlépe vyjádřit pomocí těchto článků, jednalo by se o 3 sériově zapojené články složené z paralelně zapojené pružiny a plastického článku. Ovšem na odtěžování by toto zapojení již platné nebylo.



Obr. 58: Rozkreslený 2. zatěžovací cyklus



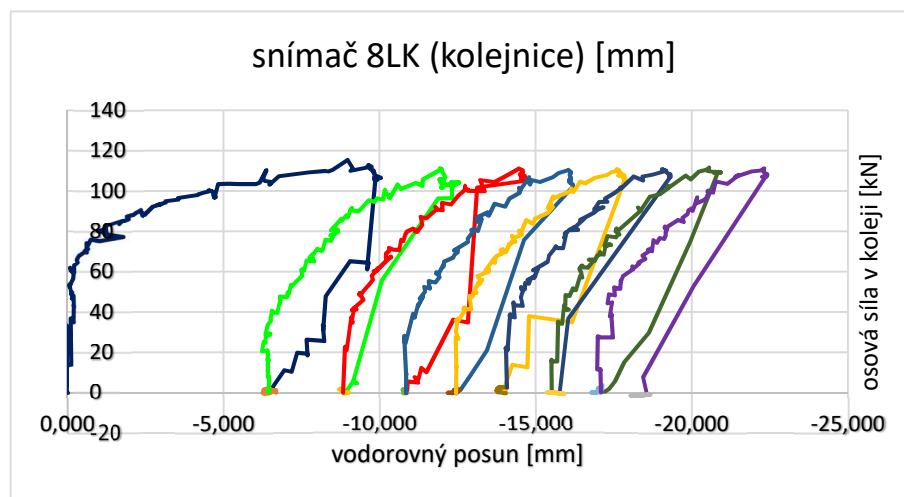
Obr. 59: Příklady pružnoplastického chování s kinematickým zpevněním

Dalším vloženým grafem je na Obr. 56 graf znázorňující posun kolejnice vzhledem k hornímu líci 1. pražce na pravé straně. U závislosti posunu kolejnice vůči pražci je důležité si všimnout, že v tomto případě zde není žádná tuhá část, hned z počátku zatěžování dochází k deformacím. V tomto případě by se mohlo jednat opět o pružnoplastické chování s kinematickým zpevněním, ovšem v sériovém zapojení by přibyla samostatná pružina, neboť větev od nulové síly do hodnoty cca 40 kN na kolej odpovídá větvi po skončení zatěžování. Poté deformace začala klesat ještě výrazněji. Po kompletním odtížení se kolejnice ještě malý kousek vrátila. Zbytková deformace se tak zastavila na hodnotě cca 0,7 mm. V tomto případě se opět 1. cyklus výrazně liší od ostatních. Podobně jako u grafu posunu kolejnice vůči betonové konstrukci, ani zde v dalších cyklech nedochází k úplnému plastickému posunu kolejnice. Na rozdíl od předchozího případu, zde celková deformace od začátku pokusu narůstá pouze do 4. cyklu, neboť další cykly zatěžování vykazují téměř stejné posuny jako právě zmíněný 4. cyklus.

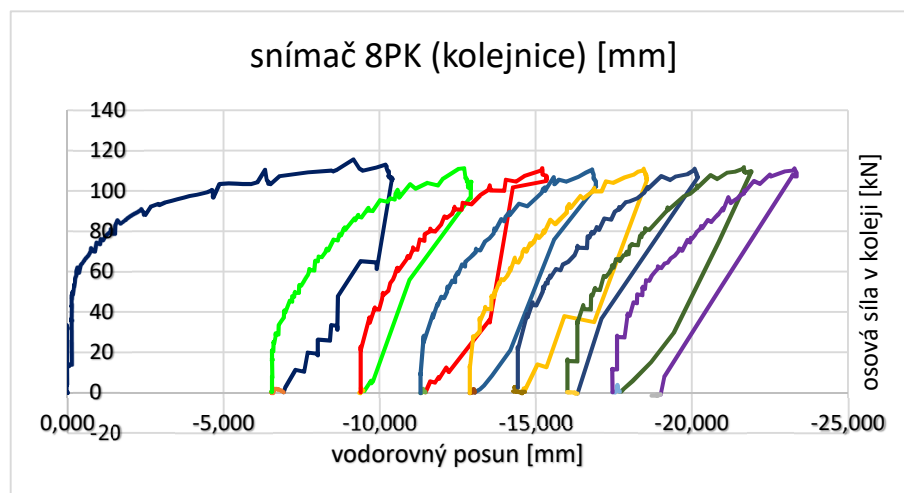
Posledním prozatím zmíněným grafem je na Obr. 57 posun pravé části prvního pražce vzhledem k betonové konstrukci (nazvaný jako absolutní posun pražce). Zde je naprosto stejný trend jako u předchozích 2 grafů – první zatěžovací cyklus se liší od zbylých 7, zatímco ty opět nedosahují plastického posunu. Stejně jako u celkového posunu kolejnice, i zde je na začátku prvního cyklu tuhé chování, kde nedochází k posunu pražce. Po překročení hodnoty zatížení cca 50 kN na kolej dochází ke snižování tuhosti

se vzrůstající silou. Okolo hodnoty 110 kN je pak dosaženo mezní plastické síly. Zprvu při snižování síly opět nedochází téměř k žádným deformacím, až při poklesu o cca 50 kN (jako na začátku cyklu tuhá větev) se deformace začne zmenšovat, až se zastaví cca na hodnotě 6 mm. Následujících 7 cyklů opět tvoří téměř totožné hysterezní smyčky.

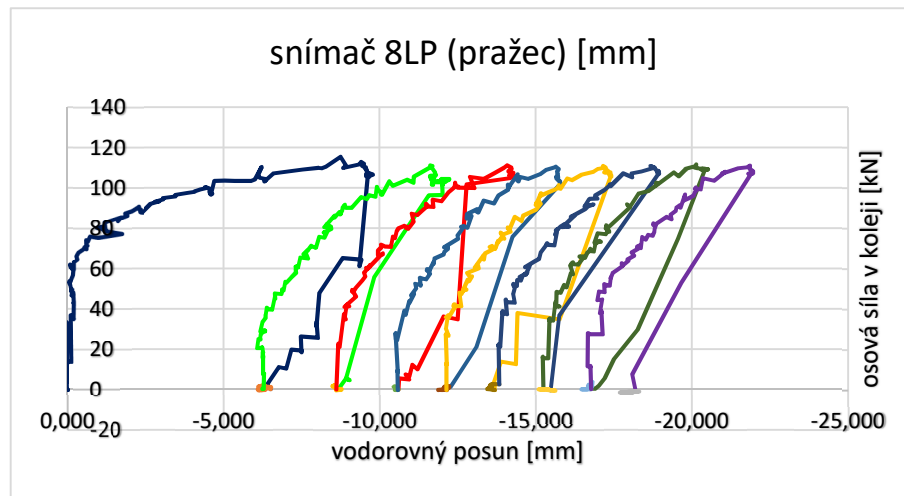
Po délce koleje je chování velmi podobné, jak tvary hysterezních křivek, tak i naměřenými hodnotami. Jediný velice markantní rozdíl nastává u posledního 8. pražce. Zde došlo k diametrálně jiným posunům na levé a pravé straně. Jak je vidět na Obr. 60 a na Obr. 61, levá i pravá kolejnice se na tomto pražci posunula téměř totožně. Ovšem posun levé a pravé kolejnice vůči 8. pražci (Obr. 62 a Obr. 63) se liší přibližně o 13 mm a posun levé a pravé strany 8. pražce vůči betonové konstrukci (Obr. 64 a Obr. 65) se liší cca o 16 mm (rozdíl obou grafů je na Obr. 66).



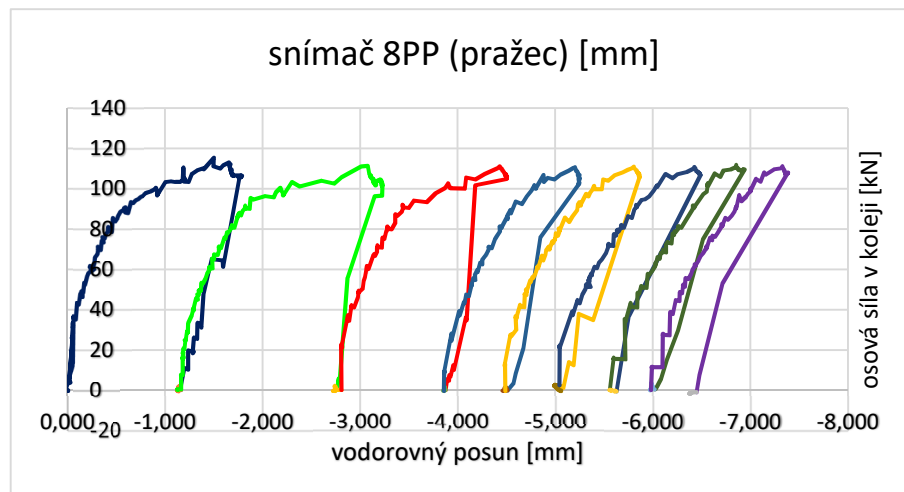
Obr. 60: Graf posunu levé kolejnice na posledním 8. pražci



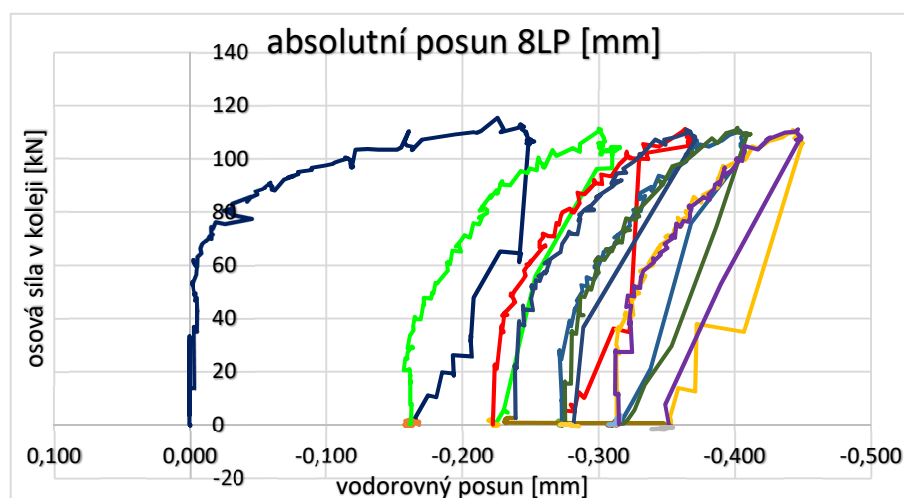
Obr. 61: Graf posunu pravé kolejnice na posledním 8. pražci



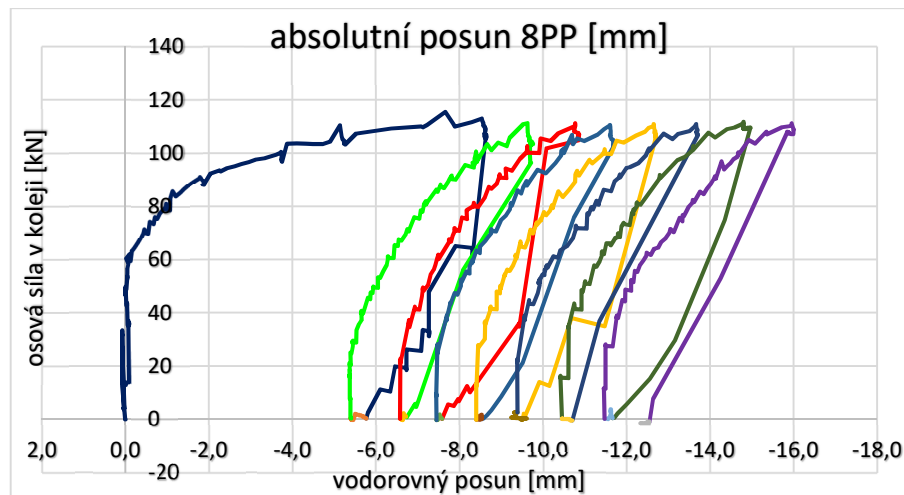
Obr. 62: Posun levé kolejnice na 8. pražci



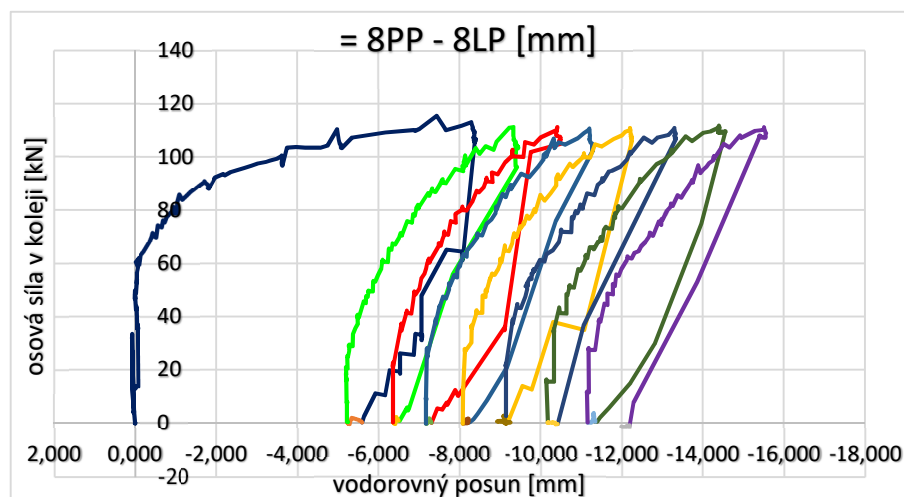
Obr. 63: Posun pravé kolejnice na 8. pražci



Obr. 64: Posun levé strany posledního pražce vzhledem k betonové konstrukci



Obr. 65: Posun pravé strany posledního pražce vzhledem k betonové konstrukci



Obr. 66: Rozdíl mezi posunem pravé a levé strany 8. pražce

To, že takto zásadně nesymetrický posun nastal právě u posledního pražce může být způsobeno několika faktory. Může se jednat o nerovnoměrné zhutnění šterkového lože za posledním pražcem. A to buď ve smyslu silně zhutněného šterku na levé straně a o něco méně zhutněného, ale oproti šterku v mezipražcovém prostoru více, na straně pravé. Ovšem mnohem pravděpodobnější je vysvětlení, že na levé straně je zhutněné šterkové „opřené“ o zadní čelo betonové vany a nedovolí tak levé části posledního pražce posouvat se jako ostatní pražce. To, že v porovnání s ostatními pražci dochází k menším posunům i pravé části posledního pražce může být způsobeno stejnou příčinou, pouze s tím rozdílem, že na pravé straně by šterkové lože za pražcem bylo oproti levé straně zhutněno méně. Nicméně nabízí se i vysvětlení, že příčina „opřeného“ šterku je opravdu pouze na levé straně a na pravé straně dochází k menšímu posunu proto, že síla přenášená upevňovadlem do pražce musí překonat nejen podélný odpor pražce ve šterkovém loži,

ale také musí pražec natočit kolem svíslé osy procházející levým upevňovadlem, čímž se část této síly spotřebuje vlivem překonávání torzní tuhosti obou upevňovadel. Následně může docházet k tomu, že pravá kolejnice bude dosahovat větších posunů, neboť na posledním pražci se může posouvat i s pražcem, k čemuž na levé straně nedochází a kolejnice tak musí překonat samotný odpor upevňovadla, který je větší než odpor pražce ve štěrkovém loži.

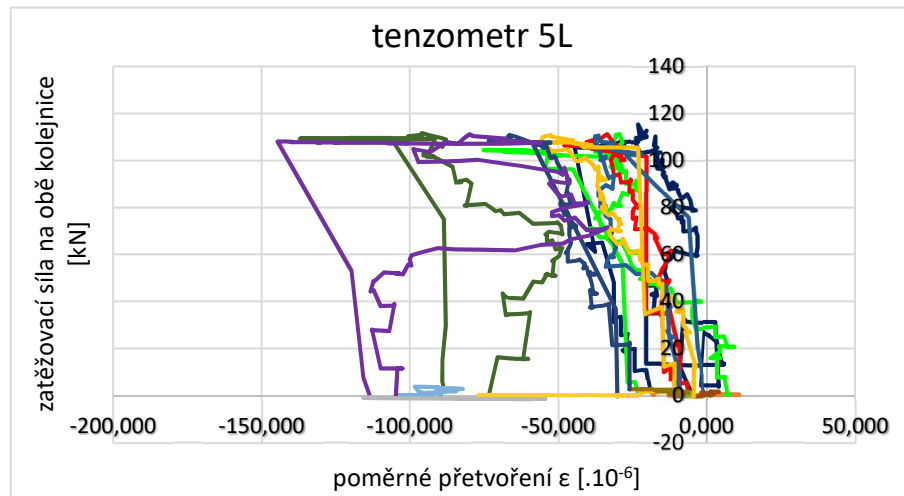
### 3.6.2.1.2. Výsledky z tenzometrů

Stejným způsobem jsem zpracoval i výsledky měření z tenzometrů. Zde by v grafu teoreticky měly vycházet lineární průběhy, tzn. 8 lineárních křivek přes sebe. Tomu se tak nestalo. Jak je vidět na Obr. 67 a na Obr. 68, u 2. (zeleně), 3. (červeně) a 5. cyklu (žlutě) je tento trend mírně patrný. Ale celkově jsou grafy velmi kostrbaté a poslední cykly absolutně vybočují. Kostrbatost může být dána tím, jak je vypočteno v rovnici (3), že při maximální dosažené osově síle 55 kN v jedné kolejnici dochází k poměrnému přetvoření  $\varepsilon$  cca  $3,41 \cdot 10^{-5}$ , což je 34 tisícín milimetru na 1 m kolejnice. Takovéto malé přetvoření je velmi obtížné, ne-li nemožné měřit přesně, proto dochází k odchylkám a průběh grafu není hladký. Co se týče posledních výrazně uskočených cyklů, zde se jedná vyloženě o chybu měření, která mohla být způsobena několika faktory. Jelikož tento první experiment probíhal na přelomu června a července, začínal v dopoledních hodinách a končil po poledni, došlo během zatěžování nejen k oteplení vzduchu, ale u pozdějších cyklů i k přímému slunečnímu svitu na kolejnice. Samotné ohřátí a tím pádem následné roztažení kolejnice odstraňoval kompenzační tenzometr umístěný na vnějších stranách obou kolejnic za posledním pražcem, tedy na místě, kde už by kolejnice neměly být nijak namáhány. Jak je na grafech vidět, v tomto případě kompenzační tenzometr výsledky do předpokládané teoretické podoby neurovnal. Takto zkreslené výsledky tedy mohou být způsobeny přímým slunečním svitem přímo na tenzometry, což by výsledky mohlo ovlivnit, jelikož je chyba na vnitřní i vnější straně kolejnice, je pravděpodobnější, že odchylka nastala svícením přímo na kabely či měřící ústřednu. Jelikož se jedná o zařízení s vysokou citlivostí, je opravdu možné, že by to mohlo způsobit takto velké zkreslení výsledků.

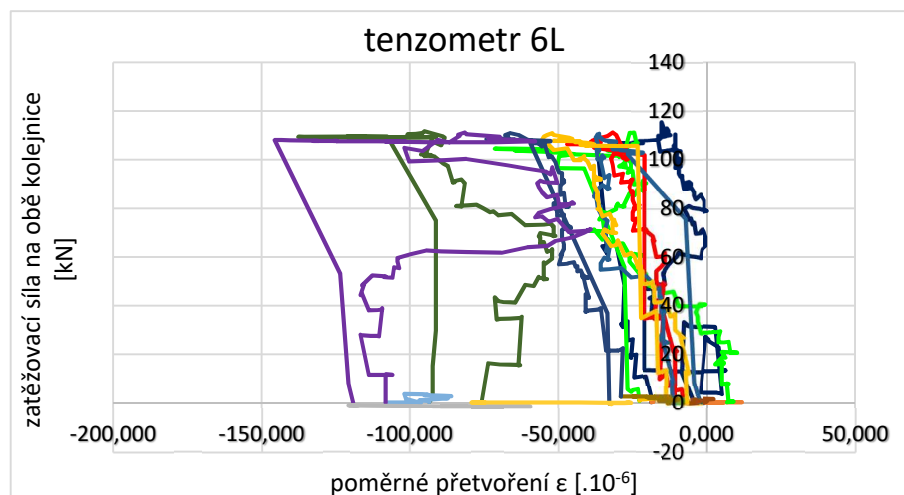
$$\sigma = \frac{N}{A} \text{ [MPa]} \quad (1)$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \text{ [MPa]} \quad (2)$$

$$\varepsilon = \frac{N}{E} = \frac{55 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^3} = 3,41 \cdot 10^{-5} [-] \quad (1)+(2)=(3)$$



Obr. 67: Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně levé kolejnice



Obr. 68: Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně levé kolejnice

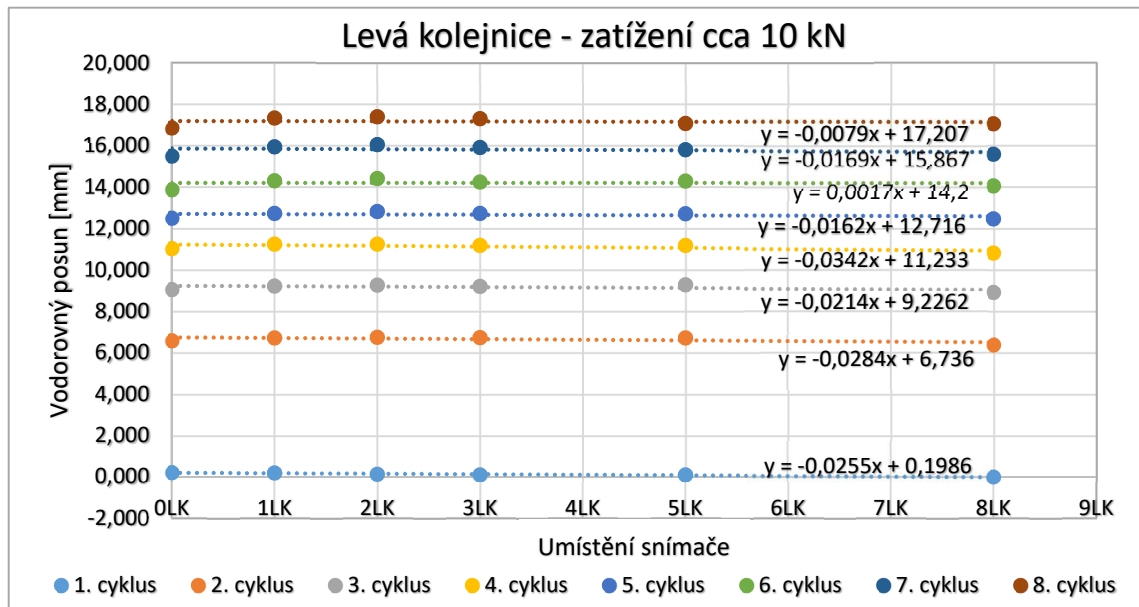
### 3.6.2.2 Výsledky z jednotlivých měřících bodů v jednotlivých cyklech

Po zpracování předchozích grafů způsobem hysterezních křivek jsem přistoupil k dalšímu způsobu zpracování grafů, abych získal pokud možno rozšířenější představu o chování koleje.

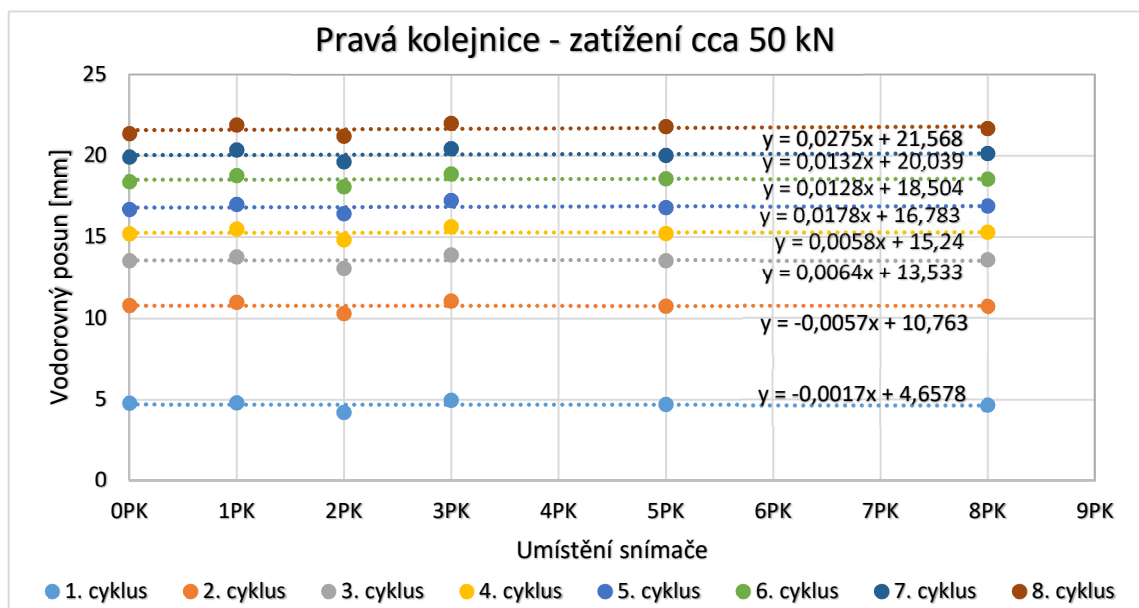
Zvolil jsem postup, kde jsem zatěžovací cyklus rozdělil do 6 kroků (20 kN, 40 kN, 60 kN, 80 kN, 100 kN a 110 kN). Jak bylo řečeno v popisu experimentu, hydraulická síla byla přidávána manuálně, tudíž přesná hodnota u některých cyklů vůbec nebyla. Proto jsem vzal reprezentativní vzorek z okolí těchto hodnot a ten zprůměroval, stejně jako



naměřené hodnoty odpovídající těmto zatěžovacím silám. Takto jsem však postupoval i v případě, že v daném cyklu bylo několik přesných hodnot, opět jsem dělal jejich průměr, abych dosáhl přesnějších výsledků.



Obr. 69: Posun levé kolejnice při celkovém zatížení 20 kN

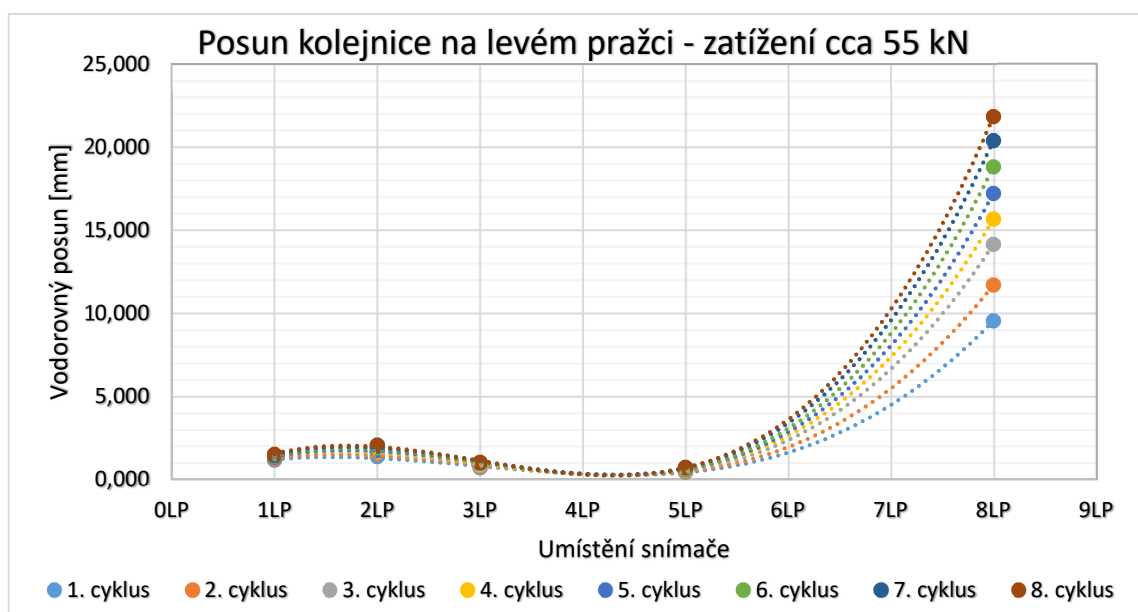


Obr. 70: Posun pravé kolejnice při celkovém zatížení 100 kN

Na Obr. 69 a na Obr. 70 se ukazuje, že při libovolném zatížení jsou spojnice trendů vodorovné, což znamená, že byl ověřen předpoklad, že kolejnice se ve všech měřených bodech posouvá rovnoměrně. Navíc na vzdálenostech mezi jednotlivými spojnicemi bodů je vidět, že k největšímu posunu došlo při prvním cyklu. Při druhém cyklu vůči prvnímu

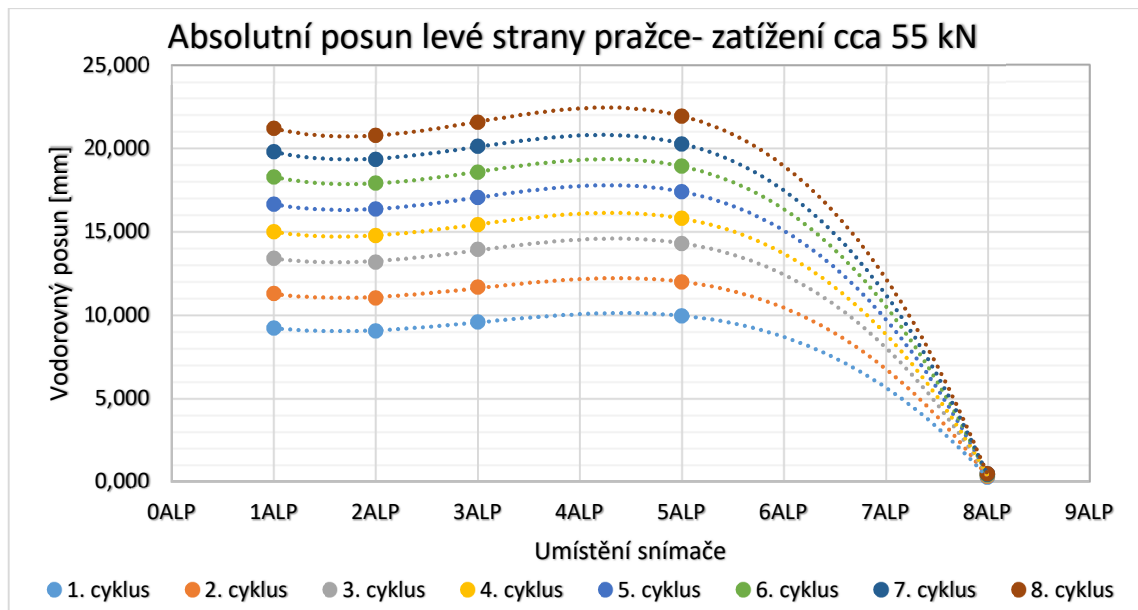
došlo také k velkému nárůstu deformace, tento nárůst se však mezi 2. a 3. cyklem zmenšil a při dalším zatěžování docházelo víceméně již ke konstantním posunům.

Jiná situace nastala při zpracování grafů posunů kolejnice vůči pražci. Jak již bylo zmíněno v kapitole 3.6.2.1.1, u levé kolejnice nedocházelo k posunu levé části 8. pražce a pravá část se oproti ostatním pražcům posouvala též výrazně méně, tudíž muselo docházet k mnohem větším posunům kolejnic v upevňovacích. To je také patrné na Obr. 71, kde v prvních 4 měřených bodech dochází k posunu kolejnice maximálně 2 mm, zatímco posun na poslední pražci dosahuje stejných hodnot jako samotný posun kolejnice.



Obr. 71: Posun levé kolejnice vůči jednotlivým pražcům při zatížení 110 kN na kolej

S tímto grafem koresponduje graf na Obr. 72, jehož spojnice trendů jsou jakoby zrcadlené. To znamená, že pokud na Obr. 71 došlo v místě levého pražce k většímu posunu kolejnice vůči pražci, tak naopak na Obr. 72 v tomto samém místě došlo k menšímu posunu samotného pražce. Součet těchto posunů pak logicky dává stejné hodnoty jako graf posunu kolejnice, což je vodorovná přímka.

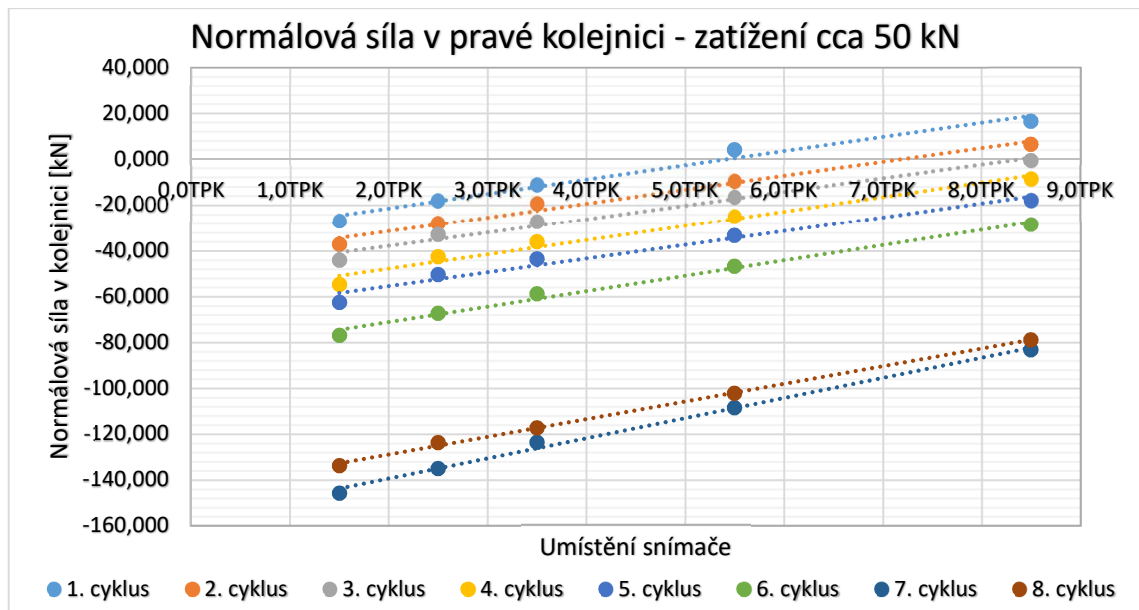


Obr. 72: Posun levých stran pražců vůči bet. kci při zatížení koleje 110 kN

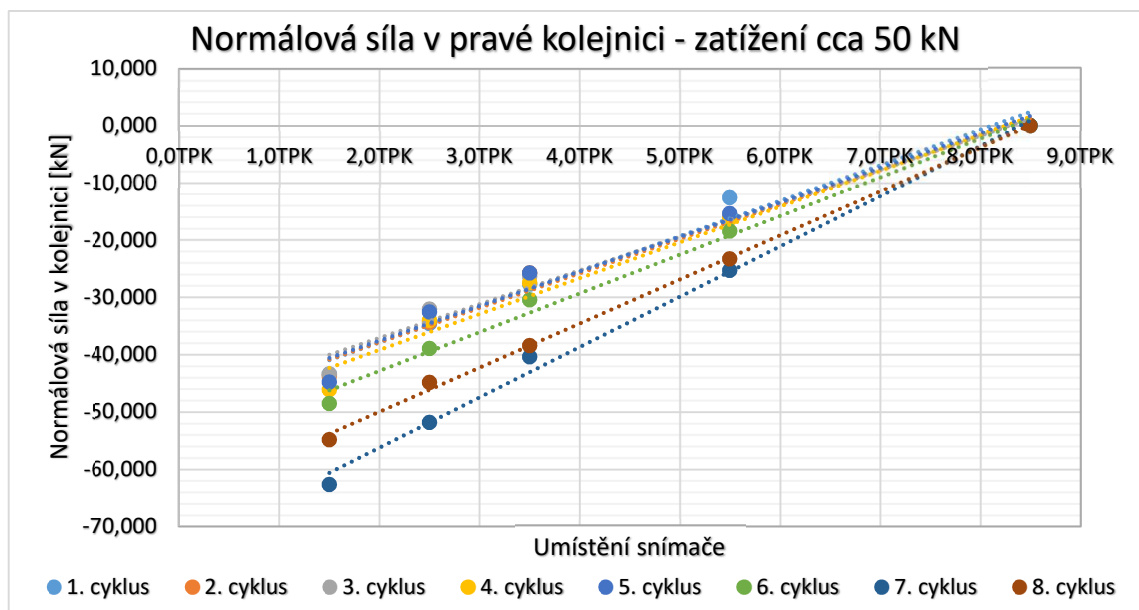
Stejným způsobem byly zpracovány hodnoty naměřené tenzometry. Zde byly pro stejné kroky zatížení vzaty hodnoty z tenzometru na vnější a vnitřní straně kolejnice a z nich byl udělán průměr. Tato hodnota byla přenásobena plochou kolejnice a modulem pružnosti oceli, z čehož jsem získal hodnoty normálové síly po délce kolejnice (viz rovnice 4).

$$N = E \cdot \varepsilon \cdot A \text{ [kN]} \quad (4)$$

Jak je vidět na grafu na Obr. 73, průběhy normálové síly mají lineární průběh. Tyto přímky jsou sice rovnoběžné, což by znamenalo, že normálová síla po délce kolejnice v každém cyklu klesá stejně, ovšem přímky mají značně rozdílné „ypsilonové“ souřadnice. Ale nejzásadnější a také nejvíce signifikantní problém nastává u posledního tenzometru. Ten byl nalepen na přesahující části kolejnice za posledním pražcem, nemělo by v něm tak vznikat žádné namáhání, ale jak vidíme na Obr. 73, u posledních dvou, čili dvou nejvíce ovlivněných cyklů, je v tomto bodě tlaková síla až 80 kN. Zkusil jsem tedy použít 9. tenzometr jako „nový“ kompenzační a z něj naměřené hodnoty odečíst od ostatních. Tyto výsledky jsou zobrazeny v grafu na Obr. 74. Přímky se nyní mírně rozbíhají, což je dáno pouze změnou měřítka grafu. Ale je zde vidět, že hodnota prvních šesti cyklů v místě mezi 1. a 2. pražcem se pohybuje mezi 40 a 50 kN, což poměrně přesně odpovídá normálové síle 43,75 kN, které bychom teoreticky dosáhli, pokud bychom působící sílu rovnoměrně rozdělili do 8 vazeb, tudíž napětí za první vazbou by bylo  $50 - (50/8) = 43,75 \text{ kN}$ .



Obr. 73: Naměřené průběhy normálové síly

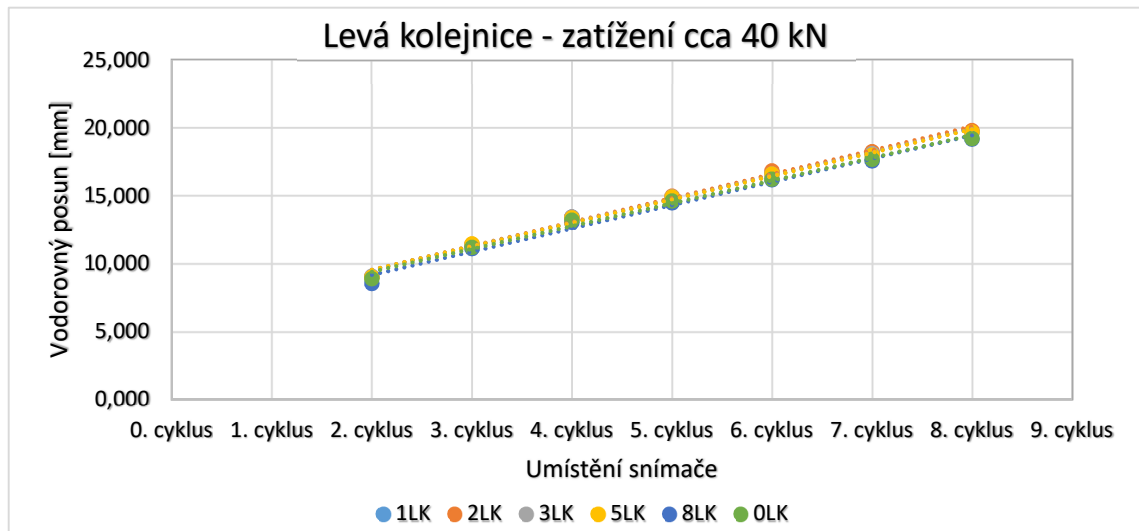


Obr. 74: Průběh normálové síly po využití 9. tenzometru jako „nového“ kompenzačního

### 3.6.2.3 Obrácený postup k 3.6.2.2 – hodnoty měřených bodů v jednotlivých cyklech

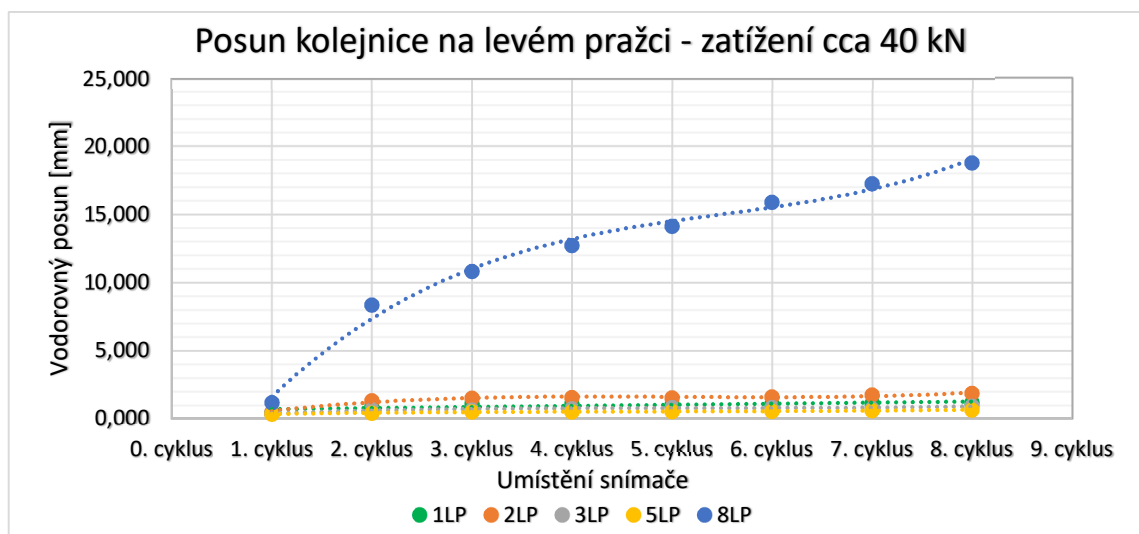
V této kapitole bude popsán způsob zpracování grafů víceméně opačný než tomu bylo v kapitole 3.6.2.2. Zde nejsou na vodorovné ose měřené body, nýbrž jednotlivé zatěžovací cykly a každý bod na grafu je jeden snímač v daném cyklu. Pro ilustraci jsem přiložil 3 grafy týkající se levé kolejnice, a to sice při zatížení 80 kN na kolej. Na Obr. 75 je vidět, že jak bylo ukázáno dříve, kolejnice se pohybuje jako celek (body ze všech snímačů v daném cyklu jsem v jednom místě). Jelikož první cyklus se výrazně lišil od

ostatních, na těchto grafech bude vynechán. Fakt, že skupiny těchto bodů leží na jedné lineární spojnici, dokazuje, že kolejnice se v druhém a každém dalším cyklu posunula a zároveň navrátila téměř stejně.



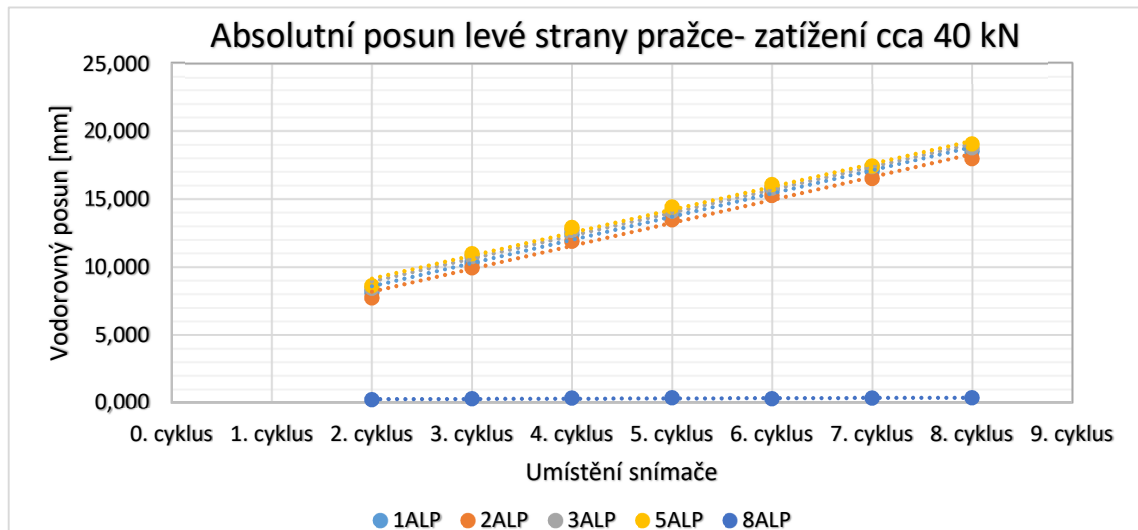
Obr. 75: Posuny měřených bodů na levé kolejnici při zatížení koleje 80 kN

Dalším grafem je na Obr. 76 graf znázorňující posuny kolejnice na levých stranách měřených pražců při zatížení 80 kN na kolej. Graf potvrzuje dřívější tvrzení, že většina posunu kolejnice probíhala posunem celých pražců a jen menší část v upevňovacích. Posun upevňovadla na všech měřených pražcích vyjma 8. byl cca do hodnoty 2 mm. Na grafu je vidět i popsáný jev na 8. pražci, kde byla opačná situace. Levá strana 8. pražce se téměř neposunovala, proto v levém upevňovadle 8. pražce došlo k více než 9x většímu posunu.



Obr. 76: Posuny měřených bodů kolejnice vůči pražci při zatížení koleje 80 kN

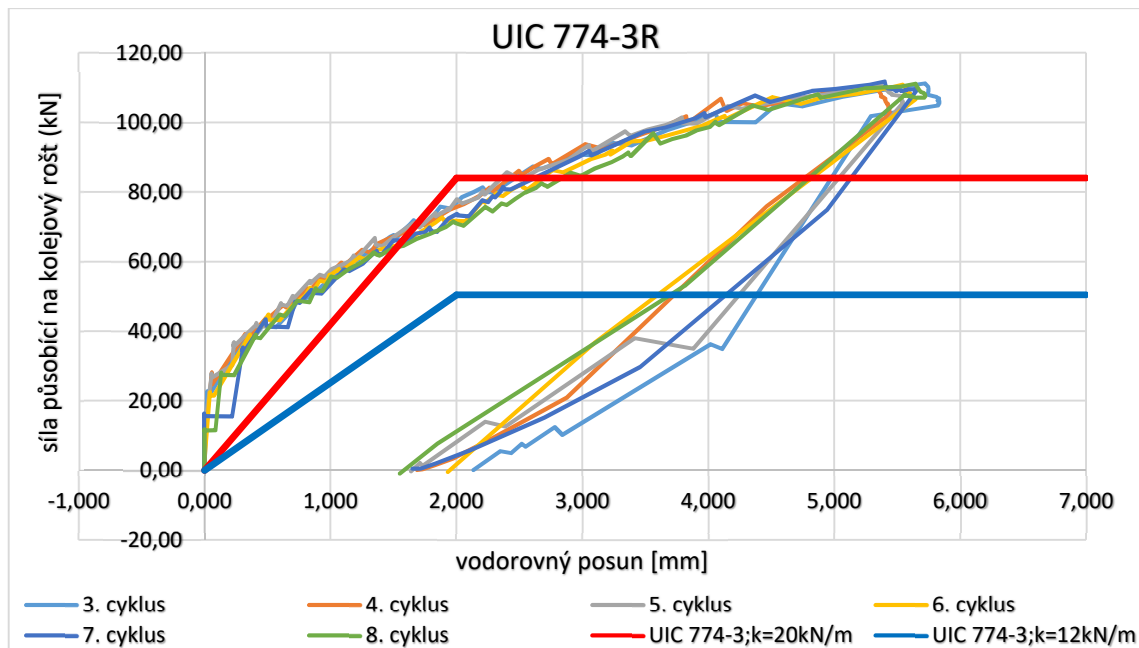
S grafem na Obr. 76 koresponduje graf na Obr. 77. Jak již bylo uvedeno, většina posunu kolejnice probíhala posunem celého pražce. Jak je na Obr. 77 patrné, body posunů jednotlivých pražců jsou v každém cyklu opět v jednom místě, z čehož vyplývá, že i jednotlivé pražce se v rámci celého experimentu ve druhém až osmém cyklu posouvaly rovnoměrně. Jelikož na 8. pražci se kolejnice posouvalo víceméně pouze v upevňovadle, na tomto grafu je posun levé strany 8. pražce ve všech cyklech téměř nulový.



Obr. 77: Posuny vypočtených posunů levé strany pražce zatížení koleje 80 kN

### 3.6.3 Vyhodnocení experimentu

Předpis SŽDC S3/2 definuje minimální odpor jednotlivých komponentů koleje a norma ČSN EN 1991-2 stanovuje chování koleje jako celek, ale jelikož ani jeden z nich nestanovuje průběh těchto odporů, rozhodl jsem tento první experiment vyhodnotit dle normy UIC 774-3R (viz kapitola 3.4). Norma popisuje vztah mezi posunutím kolejnice vůči nosné konstrukci, v našem případě vůči zkušební betonové vaně. Tento vztah je dán odporem 20 kN/m v případě dobře udržované koleje, 12 kN/m u průměrně udržované koleje. Tohoto odporu je dosaženo na konci pružné větve při hodnotě posunu 2 mm. Jelikož náš model koleje se skládá z 8 pražců s osovou vzdáleností 0,600 m, měly by kolejnice vzdorovat silou  $(8-1) \cdot 0,6 \cdot 20 = 84$  kN v případě dobře udržované koleje, respektive  $(8-1) \cdot 0,6 \cdot 12 = 50,4$  kN v případě průměrně udržované koleje. Tohoto odporu by kolejnice podle normy měly dosáhnout při posunu právě 2 mm, větší síla by v koleji neměla působit, neboť po překročení této hodnoty nastává plastický posun.



Obr. 78: Skutečný posun kolejnice a předepsaný posun dle UIC 774-3

Na Obr. 78 jsou znázorněny jednotlivé zatěžovací cykly a 2 průběhy dle normy UIC 774-3. Z grafu byly vynechány první dva cykly, které se výrazně liší od ostatních a bylo tak uvažováno pouze 6 reprezentativních vzorků. Abych mohl jeden cyklus, ve kterém bylo měřeno na každé kolejnici 5 bodů, vynést pouze jednou čarou, zvolil jsem následující postup. Jelikož z předchozích grafů bylo patrné, že posuny obou kolejnic se od sebe mírně lišily, nejprve jsem udělal průměr hodnot v daném místě z levé a pravé kolejnice. Naopak jedna kolejnice se po délce posunovala totožně, udělal jsem tak průměr z těchto průměrovaných měřených míst. Počáteční hodnotu každého nového cyklu jsem poté vzal jako jakousi konstantu, kterou jsem odečetl od zbylých hodnot daného zatěžovacího cyklu, což mi umožnilo zobrazit každý cyklus od nulového posunu.

Při pohledu na graf vidíme, že co se týče hodnot pro průměrně udržované kolejové lože (modrá křivka), je náš experiment bezpečně nad tímto limitem. Ovšem co se týče hodnot pro dobře udržovanou kolej, zde se průběh experimentu a průběh stanovený normou UIC 774-3 liší. Hysterezní křivky a křivka normového průběhu se protínají ve 2 bodech. Prvním takovým bodem je bod při působící síle cca 70 kN na kolej a posunu cca 1,5 mm. Do tohoto průsečíku se experimentální kolej chovala oproti normě jako víc tuhá. Nad tímto bodem se však v případě experimentu posun kolejnice s rostoucí silou zvětšoval rychleji než v případě normového průběhu. Při působící síle 84 kN a posunu kolejnice cca 2,5 mm se křivky opět protnuly. Zatímco normový průběh byl již v plastické části diagramu a síla nenarůstala, pouze se zvětšovaly deformace, kolej v experimentu



stále kladla odpor proti posunu a působící síla dále narůstala, to až do hodnoty cca 110 kN. Zde byl zatěžovací cyklus ukončen.

Jelikož během osmi zatěžovacích cyklů bylo plastického posunu kolejnice vůči betonové konstrukci dosaženo pouze v prvním případě, a ten nelze brát jako reprezentativní, protože se od zbylých poměrně výrazně liší, bude pro přesnější vyhodnocení nutné pokus opakovat a tentokrát se pokusit dosáhnout větších posunů. Z dosavadních výsledků lze nyní konstatovat, že kolejnice v experimentálním zařízení při maximální normové síle překračují limitní posuny, naopak ale k plastickému posunu dochází oproti normě až při větších působících silách.

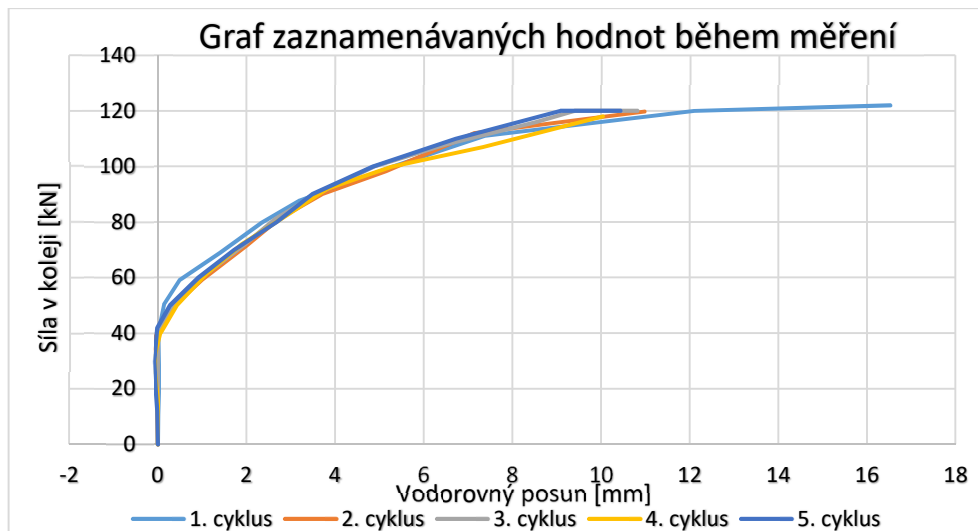
### 3.7 Druhá zkouška nezatížené koleje

Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole, během prvního experimentu dosáhl plastického posunu kolejnic pouze první cyklus, následujících 7 bylo mezi sebou totožných, bohužel diagram v místě ukončení zatěžování stále pružnoplasticky stoupal. Z toho důvodu jsme se rozhodli přistoupit k zopakování zkoušení nezatížené koleje.

#### 3.7.1 Průběh experimentu

Z hlediska průběhu zůstalo vše oproti prvnímu experimentu nezměněno. Bylo zachováno umístění snímačů, byl zachován způsob zatěžování i čtení dat. Oproti prvnímu experimentu jsme však doplnili měření o průběžné měření teploty ručním příložným infračerveným teploměrem.

Zvyšování působící síly opět probíhalo manuálně pomocí spínače na hydraulickém čerpadle. Síla byla zvyšována v krocích přibližně 10 kN, přičemž po každém tomto zatěžovacím stupni bylo několik desítek vteřin vyčkáno na ustálení síly i deformace. Právě před započítáním dalšího kroku jsem si tyto ustálené hodnoty zaznamenal do tabulky a okamžitě si vykresloval graf, abych měl jistotu, že jsme opravdu dosáhli plastické větve pracovního diagramu kolejnice. Samozřejmě nebylo zapotřebí zaznamenávat hodnoty ze všech snímačů, proto jsem si vybral 4 (2+2 na začátku každé kolejnice) a na začátku nového cyklu jsem si poznamenal výchozí hodnoty, které jsem je mohl následně od dalších odečítat, čímž jsem dosáhl toho, že jsem měl každý zatěžovací cyklus zobrazený od stejného počátku a mohl tak vizuálně kontrolovat jejich shodu. Tento „pracovní“ graf, konkrétně ze snímače pravé kolejnice nad pravou stranou prvního pražce, je zobrazen na Obr. 79.



Obr. 79: Graf zaznamenávaných hodnot ze snímače 1PK

Z tohoto grafu je patrné, že první cyklus byl zatěžován déle, abychom měli jistotu, že se posuny opravdu dostaly do plastické větve. Tím se ovšem vyčerpala téměř celá kapacita rozsahu měření snímačů a musely být přestaveny. V následujících cyklech byla v průběhu zatěžování sledována shoda s prvním cyklem a jelikož se vždy téměř shodovaly, bylo zatěžování ukončeno těsně po dosažení plastické větve, aby byla „ušetřen“ rozsah pohybu a mohlo tak být provedeno více zatěžovacích cyklů bez přestavování.

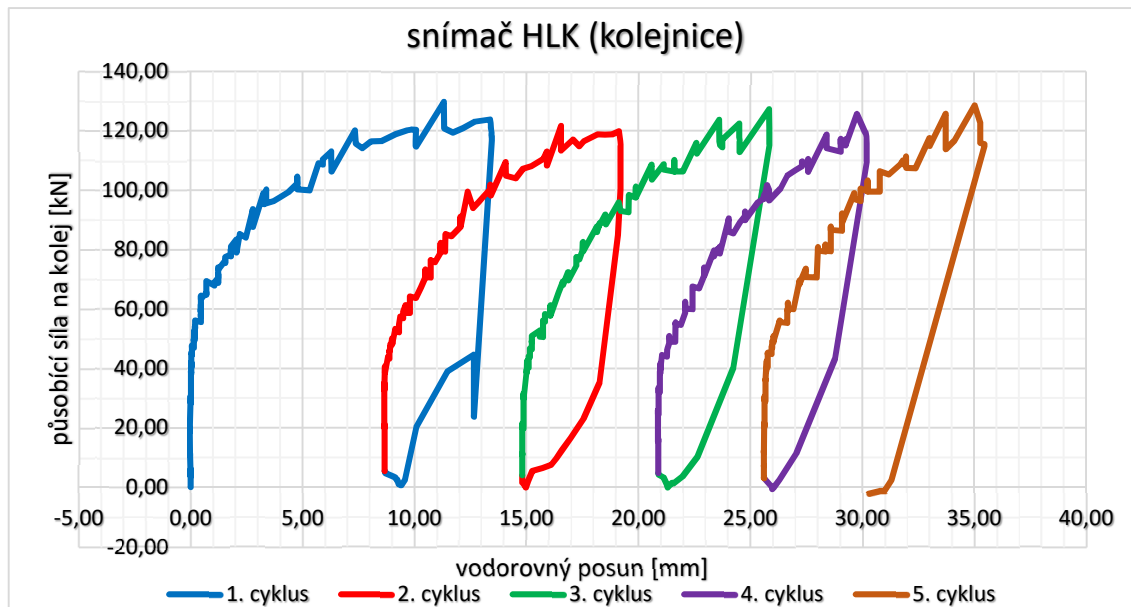
### 3.7.2 Zpracování naměřených hodnot

Jelikož umístění snímačů, stejně tak jako jejich zapojení, zůstalo nezměněno, výstupní data byly totožné s předchozím pokusem. Opět se jednalo o tabulku hodnot, která měla 42 sloupců (čas, působící síla na obě kolejnice, 12x snímač kolejnice, 10x snímač pražce a 18x tenzometr) a přibližně 750 řádků = naměřených hodnot. Poté, co jsem si data upravil a zformátoval tak, aby byla přehlednější, jsem přistoupil k vytváření pracovních diagramů pro každý snímač, což čítá 40 grafů + 10 pro rozdíl naměřených hodnot pro posun kolejnice a posun kolejnice vůči pražci. Je nutné podotknout, že stejně jako u prvního experimentu bylo nezbytné v některých případech vstupní upravit údaje, neboť došlo ke přestavení snímače a jednotlivé cykly na sebe nenavazovaly.

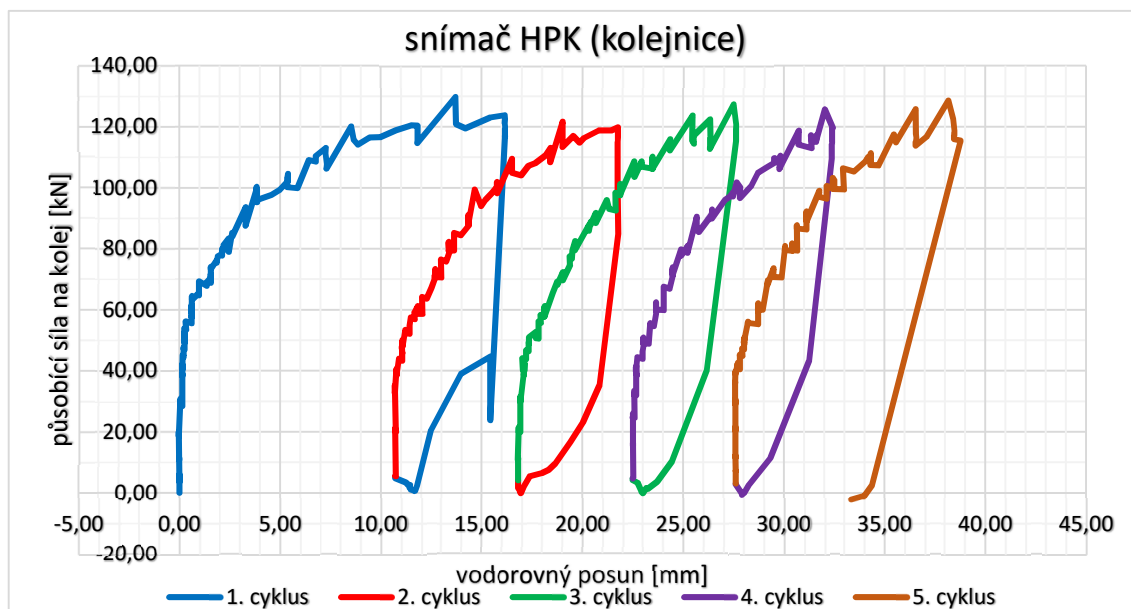
### 3.7.3 Interpretace jednotlivých grafů

Stejně jako u prvního experimentu, i nyní jsem vytvořil poměrně velké množství grafů, proto zde uvedu jen ty nejdůležitější z nich.

Jako první dvojici uvedu grafy ze snímačů umístěných na hlavě obou kolejnic.



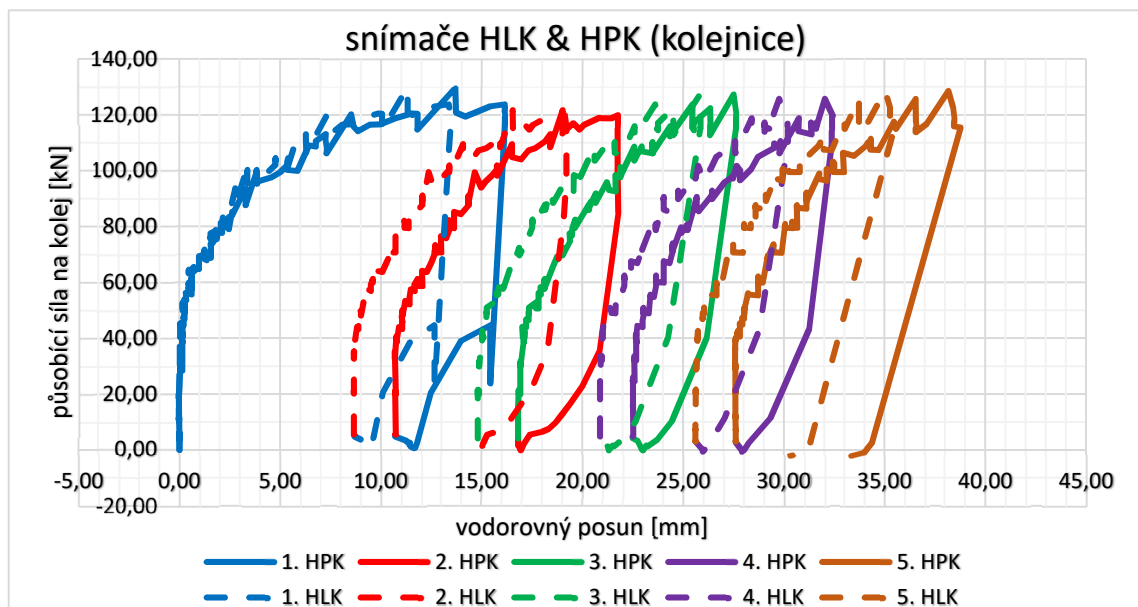
Obr. 80: Snímač na hlavě levé kolejnice



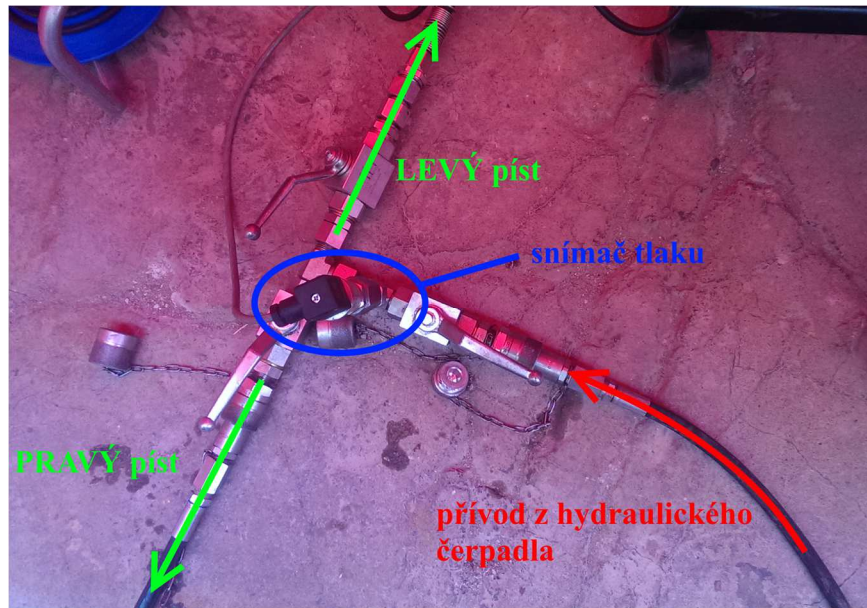
Obr. 81: Snímač na hlavě pravé kolejnice

Na těchto grafech je důležité všimnout si dvou věcí, neboť tento jev se projevuje i u všech ostatních. První věcí je, že v tomto experimentu došlo k výraznějšímu rozdílu mezi posunem levé a pravé kolejnice, a to přibližně až 4 mm. Pro vysvětlení tohoto jevu

jsem oba grafy vložil do jednoho (Obr. 82). Na tomto grafu je názorně vidět, že kolejnice se pohybovaly po většinu prvního cyklu souběžně, až ke konci plastické části vznikl onen rozdíl. Zde je nutné si uvědomit, jakým způsobem probíhá zatěžování. Na Obr. 83 je zobrazeno zapojení jednotlivých hydraulických lisů. Na přívodní hadici od hydraulického čerpadla byl osazen snímač, který měřil tlak a pomocí kalibrované konstanty ho převáděl na zobrazovanou působící sílu. Jelikož se jednalo o propojenou soustavu, platil zde Pascalův zákon o stejném tlaku ve všech místech takovéto soustavy, tudíž naměřený tlak působil na levý i pravý píst. Pokud by tedy byl zapojen pouze jeden píst a kalibrovaná konstanta by byla „x“, v tomto případě musela být „2x“, aby se zobrazovala síla působící na celou kolej. Jelikož k rozdílnému posunu došlo až v plastické větvi, kde by už teoreticky neměl tlak stoupat, ale pouze se zvětšovat deformace, je možné, že se levá kolejnice mírně „zasekla“ a po přičerpání oleje se posunul pouze pravý píst. Tomu by odpovídala i skutečnost, že během 2. a 3. cyklu se tento rozdíl udržoval víceméně konstantní, naopak v posledním cyklu, kde kolej byla déle zatěžována v plastické větvi diagramu, se tento rozdíl opět zvětšil.

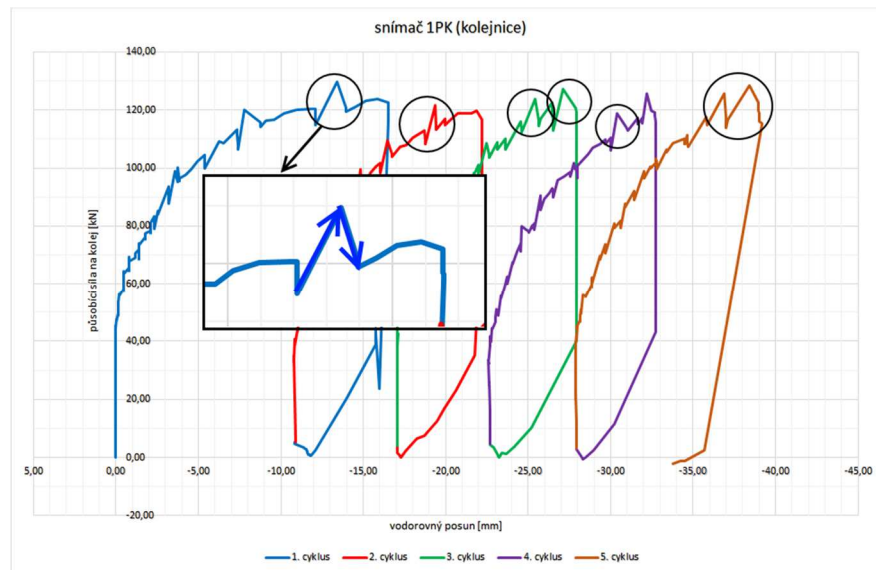


Obr. 82: Pracovní diagramy ze snímače levé a pravé hlavy kolejnice



Obr. 83: Zapojení hydraulických zatěžovacích lisů

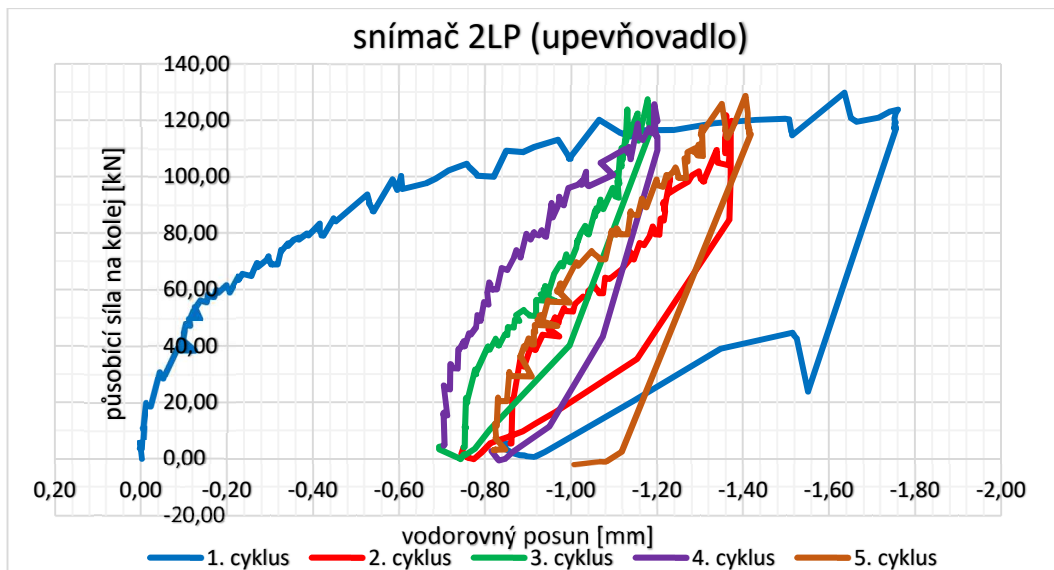
Druhým jevem, který bych chtěl zmínit, jsou „zuby“ na konci zatěžovací větve, které závisí také na použité hydraulické soustavě a na způsobu zatěžování,. Pokud bychom měli zařízení, které by dokázalo kontinuálně vyrovnávat tlak, v této části digramu by křivka měla pouze vodorovný průběh. Tím, že tlak byl přidáván v krocích manuálně, nešlo docílit takto hladké vodorovné křivky. V našem případě byl tlak skokově přidáván, což se projevilo šikmo stoupající křivkou. Ovšem během několika sekund působící síla opadla i o desítky kN za narůstající deformace, což je viditelné na šikmé klesající křivce. Tento jev lze přičíst tomu, že tlak v hydraulickém zařízení je schopný narůst velmi prudce, zatímco kolej nereaguje tak rychle. Tlak tedy naroste a tím posune kolej, ovšem po vypnutí čerpadla v hydraulické soustavě zůstává tlak, jemuž není schopna kolej vzdorovat. Tlak tedy kolej nadále tlačí dopředu, ale jelikož je jeho objem neměnný, s narůstající deformací klesá, až dojde k vyrovnání tlačné síly a vzdorující síle koleje. Ještě lépe viditelný je tento jev na grafu ze snímače 1PK (Obr. 84), kde jsem ho pro názornost černě zakroužkoval.



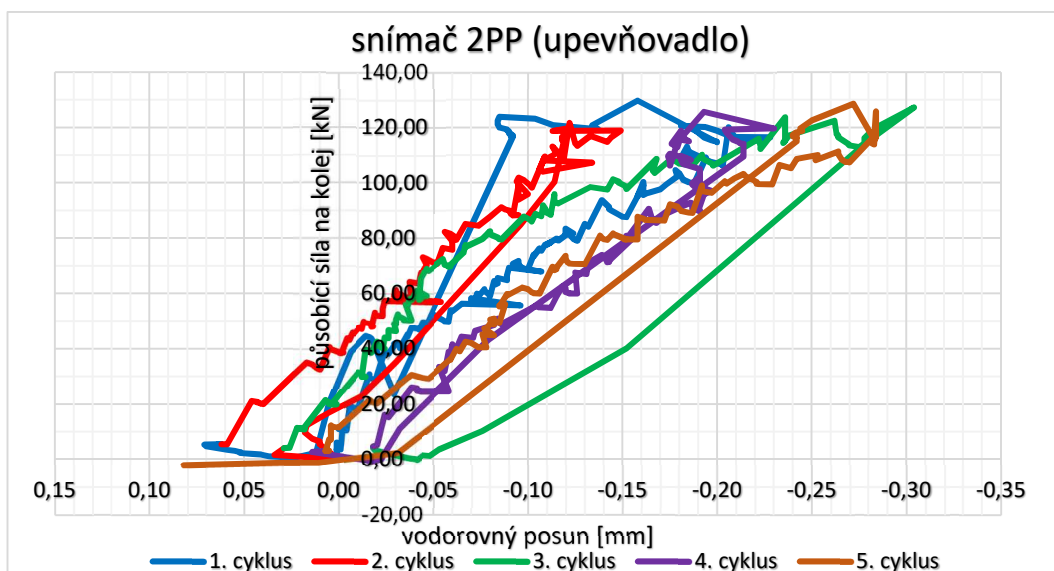
Obr. 84: Vliv nárůstu tlaku a jeho dorovnání vlivem posunem koleje

Jak již bylo odvozeno u prvního experimentu, kolejnice se při své délce a při působení takto relativně malé osově síly téměř nedeformuje a můžeme ji tak uvažovat jako tuhé těleso, které se v každém svém bodě posouvá stejně. Z tohoto předpokladu vyplývá, že všechny grafy týkající se jedné kolejnice jsou téměř totožné. Uvádím slovo téměř, neboť při reálném měření není možné dosáhnout 100 % přesnosti a vždy vznikají drobné odchylky a grafy se od sebe v některých místech mohou mírně lišit.

Dalším důležitým aspektem, který bych chtěl zmínit, je pohyb kolejnice v jednotlivých upevňovacích. U prvního pokusu bylo ukázáno a popsáno, že k největším posunům docházelo v prvních 4 cyklech, v následujících 4 došlo vždy k takovému posunu, který se po odtížení vrátil zpět do výchozí pozice a tak tomu bylo vyjma posledního pražce u všech měřených bodů. V tomto zatěžování docházelo k diametrálně odlišným posunům i v rámci jednoho pražce. Pro ilustraci uvedu příklad na druhém pražci (Obr. 85 a Obr. 86). Při porovnání obou grafů je na první pohled vidět markantní rozdíl. V levém upevňovacím došlo při prvním zatěžovacím cyklu k posunu téměř 1,8 mm, po odtížení se posun vrátil na hodnotu cca 0,8-0,9 mm. V následujících cyklech docházelo k mnohem menším posunům. U dalších cyklů docházelo k poměrně zajímavému jevu, a to sice, že u 2. a 3. cyklu došlo při odtížení k vrácení na hodnotu nižší, než byla výchozí hodnota. Díky tomu 5. cyklus téměř kopíruje cyklus 2.



Obr. 85: Pohyb kolejnice v levém upevňovadle na 2. pražci



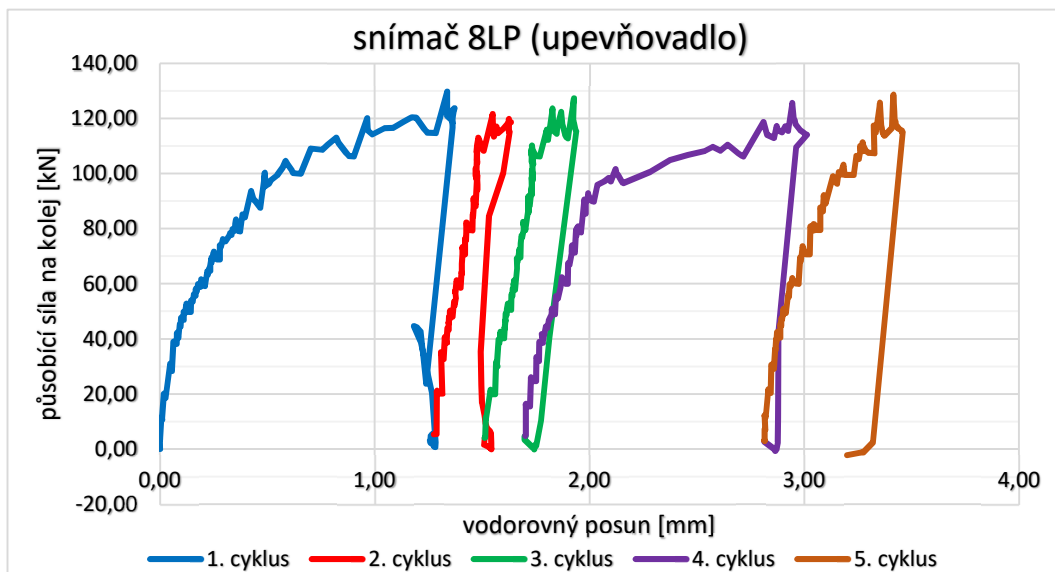
Obr. 86: Pohyb kolejnice v pravém upevňovadle na 2. pražci

Jinak tomu bylo u pravého upevňovadla. Zde při prvním cyklu došlo k přibližně devětkrát menšímu posunu než v levém upevňovadle. Tento první cyklus se po odtížení vrátil na hodnotu nižší, než byla jeho výchozí hodnota. I další cykly se pohybovaly v rozmezí přibližně 2 desetiny milimetru, takže maximální dosažená hodnota posunu byla cca 6x menší než maximální hodnota v pravém upevňovadle.

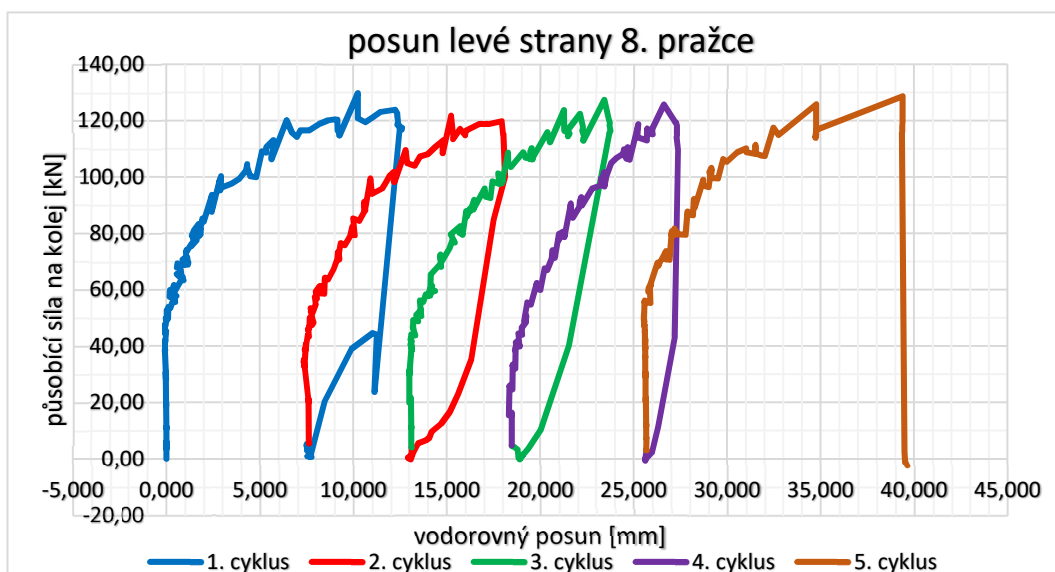
U všech upevňovadel docházelo k posunům v rozmezí cca 0,2 až maximálně 2 mm, z čehož byl vybrán reprezentativní vzorek na 2. pražci. Ovšem stejně jako tomu bylo u prvního experimentu, zcela odlišná byla situace na posledním osmém pražci. Z



předpokladu, že kolejnici můžeme uvažovat jako tuhé těleso, které se pohybuje ve všech bodech stejně, uvedu zde pouze grafy pro upevňovadla a pro pražce.



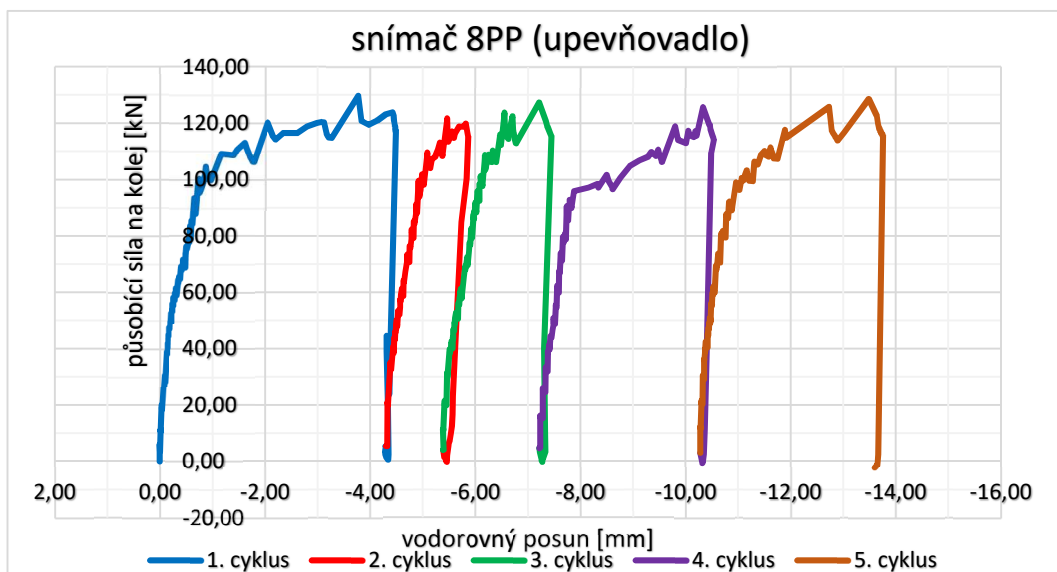
Obr. 87: Posun kolejnice v levém upevňovadle na poslední pražci



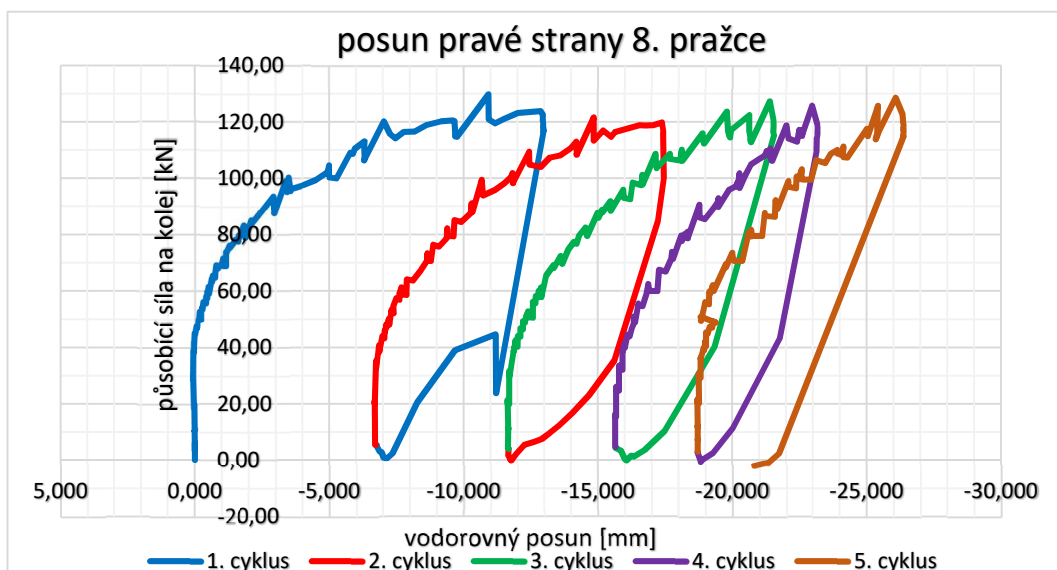
Obr. 88: Posun levé strany poslední pražce

Zatímco při prvním experimentu nedocházelo téměř k žádným posunům levé strany pražce (viz Obr. 64 – 0,45 mm) a veškerý posun kolejnice se odehrával v upevňovadle, nyní se situace obrátila a v upevňovadle probíhalo přibližně 10% posunu kolejnice, zatímco zbývajících 90% posunu přebíral pražec. V prvním experimentu jsem zabránění posunu pražce přičítal konsolidaci šterku mezi pražcem a koncovým betonovým čelem. Jelikož mezi prvním a druhým experimentem uběhlo 5 měsíců, během nichž šterkové lože prošlo oteplováním, ochlazováním a deštěm, mohlo dojít k jistému sesednutí

jednotlivých zrn šterku a po obnovení zatížení se jednotlivá zrna vzájemně nezaklesla, ale začala být vytlačována na povrch. Druhou věcí, na kterou bych chtěl upozornit, je absolutně přímá větev odtěžování posledního cyklu posunu pražce. Vstupní data tohoto grafu nebyla měřena, ale počítána jako rozdíl posunu kolejnice vůči okolním bodům a vůči hornímu povrchu pražce. Jelikož tento jev nastal i u grafu posunu kolejnice, který byl měřen výsuvem pístu snímače a poslední cyklus byl zatěžován opět na větší posun, mohlo dojít k vyčerpání kapacity snímače a je pravděpodobné, že tato rovná odtěžovací větev vznikla pouze v důsledku chyby měření.



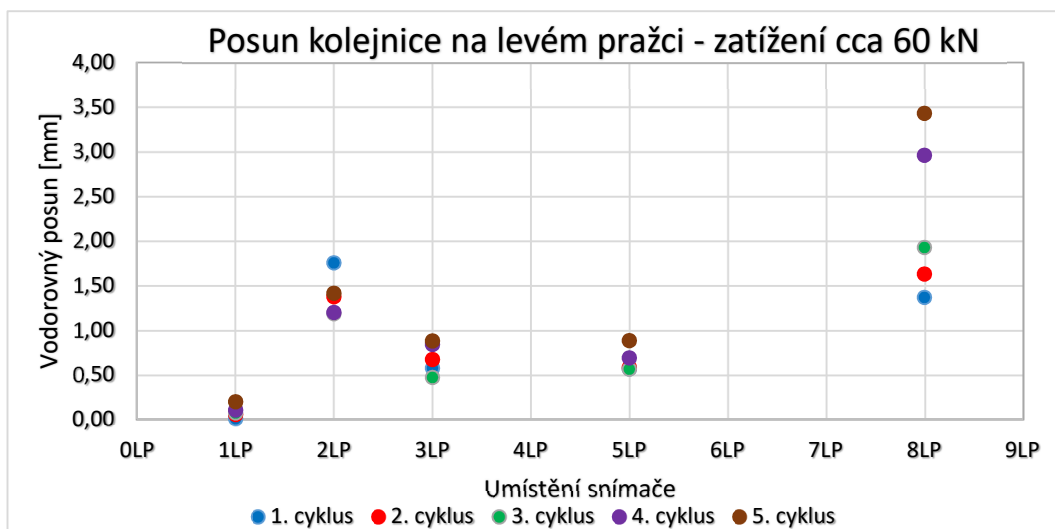
Obr. 89: Posun kolejnice v pravém upevňovadle na posledním pražci



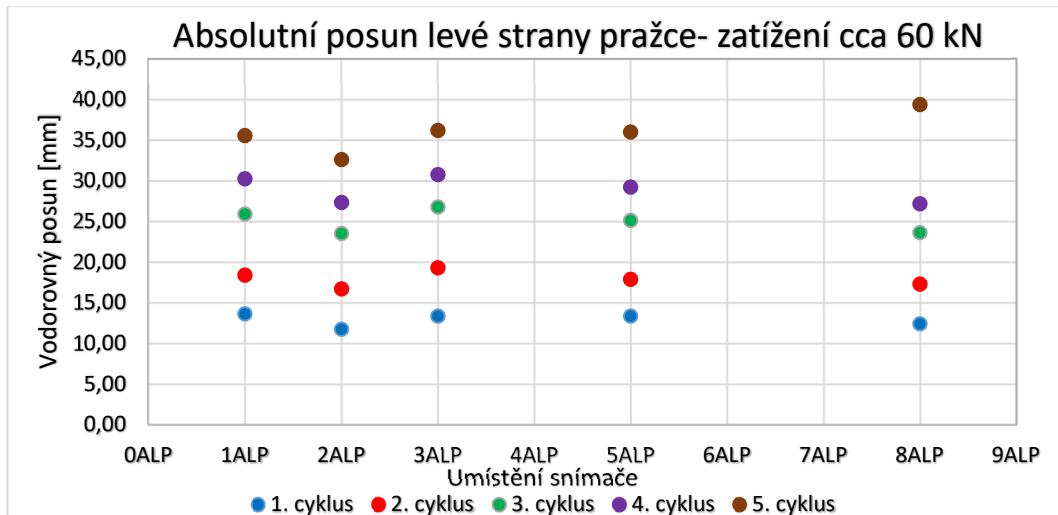
Obr. 90: Posun pravé strany posledního pražce

Na pravé straně docházelo k posunům v řádu desítek milimetrů, a to jak pražce, tak i kolejnice v upevňovadle. Při prvním experimentu došlo v posledním cyklu k maximálnímu posunu kolejnice cca 23,4 mm, z čehož 7,4 mm se kolejnice posunula v upevňovadle (32%) a o 16 mm (68%) se posunul pražec. V případě druhého experimentu došlo v posledním cyklu k posunutí pravé kolejnice cca 40,1 mm, z toho 34% (13,8 mm) tvořil posun v upevňovadle a zbývajících 66% (26,4 mm) posun pravé strany pražce. Při porovnání těchto procentuálních posunů můžeme usoudit, že na pravé straně posledního pražce zůstala situace víceméně nezměněna.

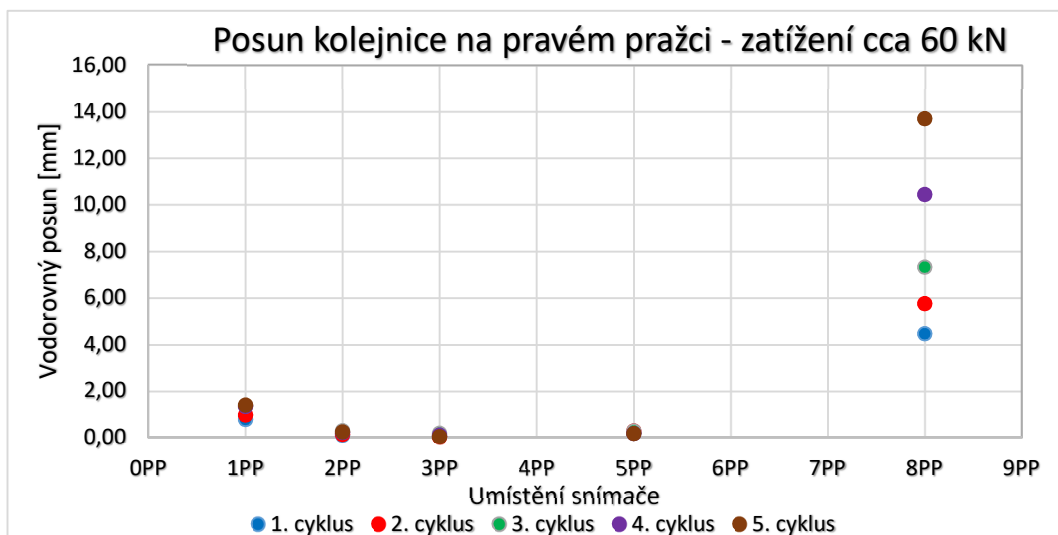
Pro celkové porovnání posunů kolejnice v upevňovadle a posunů pražců přikládám grafy z kroku zatížení 120 kN na celou kolej, což je tím pádem i poslední krok celého experimentu. Na Obr. 91 a na Obr. 92 jsou uvedeny body posunu týkající se levé strany koleje, na Obr. 93 a na Obr. 94 jsou pak grafy týkající se strany pravé. Z grafů je patrné, že vyjma posledního pražce ve všech upevňovadlech dochází k posunům menším než 2 mm a většina posunu koleje probíhá díky posunu celých pražců.



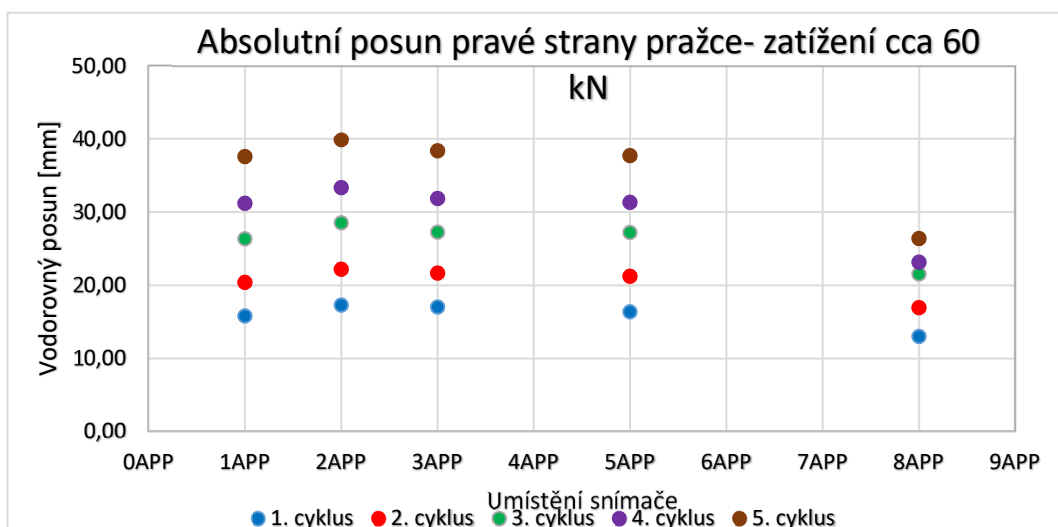
Obr. 91: Posun kolejnice v levých upevňovadlech při zatížení koleje 120 kN



Obr. 92: Posun levých stran pražců při zatížení koleje 120 kN



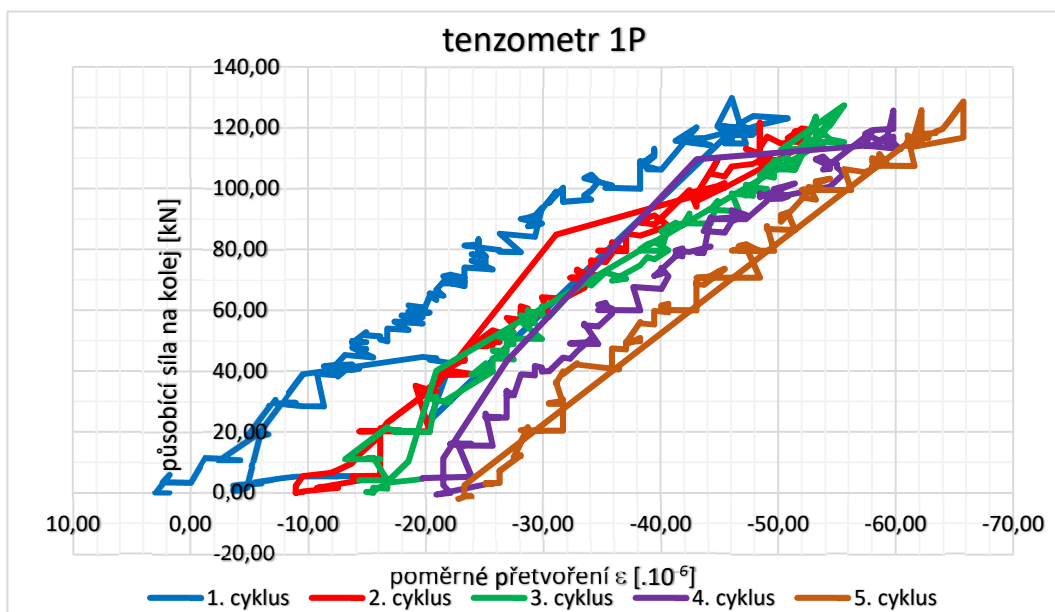
Obr. 93: Posun kolejnice v pravých upevňovacích při zatížení koleje 120 kN



Obr. 94: Posun pravých stran pražců při zatížení koleje 120 kN

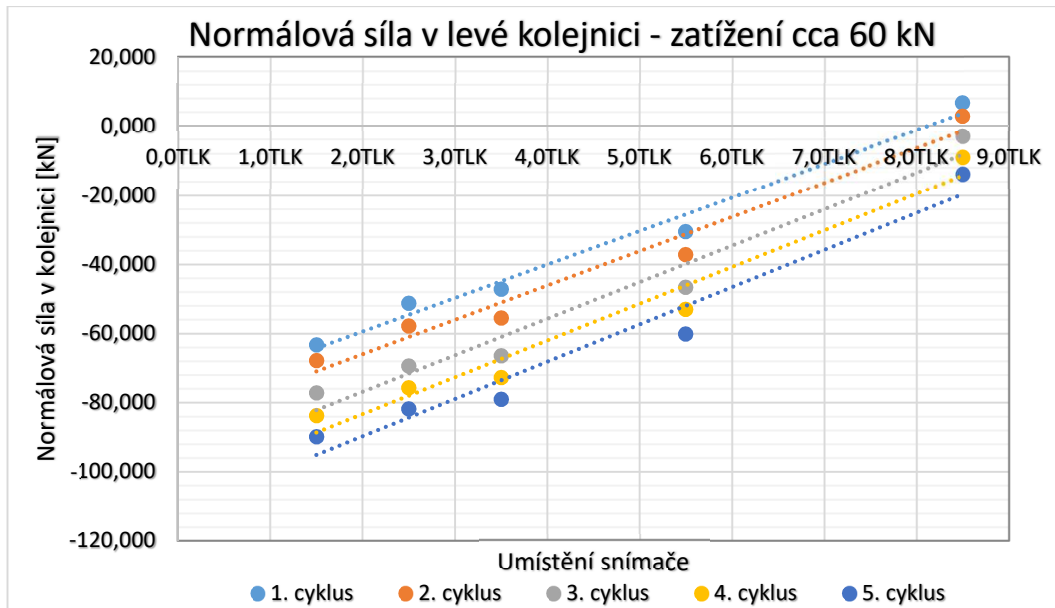
### 3.7.4 Výsledky z tenzometrů a průběh normálové síly

Jelikož tento experiment probíhal 30. listopadu, výkyv teplot během měření nebyl i díky absenci přímého slunečního záření tak výrazný jako během prvního experimentu, což se příznivě projevilo i na naměřených hodnotách tenzometrů. Jak je vidět na Obr. 95, křivky z tenzometru umístěného na pravé kolejnici mezi 1. a 2. pražcem mají lineární charakter a mezi křivkou prvního a posledního cyklu nevznikl takový rozdíl jako v případě prvního experimentu.

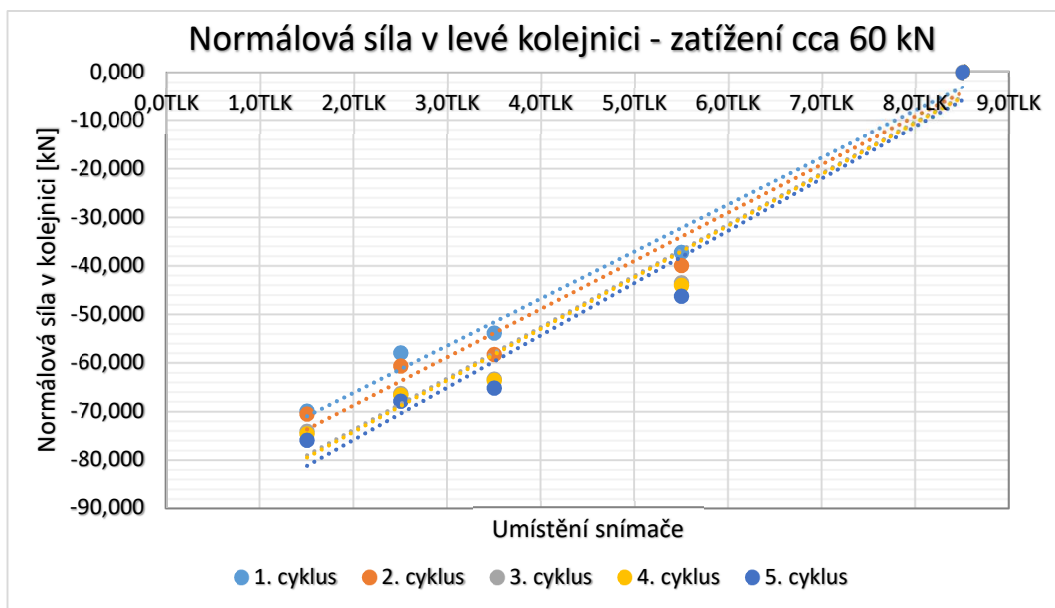


Obr. 95: Výsledky z tenzometru na pravé kolejnici mezi 1. a 2. pražcem

Ovšem když se podíváme na Obr. 96, kde je zobrazen graf s měřeními místy na levé kolejnici a jejich hodnotami při zatížení 120 kN na celou kolej, které jsou propojeny jejich lineárním trendem. Na grafu je patrné, že průběh normálové síly je stejně jako u prvního experimentu lineární, ač některé hodnoty jsou mírně nad či pod tímto trendem.



Obr. 96: Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení 120 kN na kolej



Obr. 97: Průběh normálové síly při použití 9. tenzometru jako kompenzačního

Stejně jako u prvního experimentu, i zde jsem se při vyhodnocování normálové síly pokusil využít měřicí 9. tenzometr jako nový kompenzační, čímž jsem dosáhl za posledním prázecem nulové hodnoty. Výsledek můžeme vidět na Obr. 97. Z grafu je patrné, že ačkoliv se naměřené hodnoty od lineární spojnice mírně liší, jsou jednotlivé spojnice téměř rovnoběžné a rozdíl mezi nimi je minimální. I u této nezatížené koleje si tak můžeme dovolit předpokládat skutečný průběh normálové síly jako rovnoměrně „odskákaný“.

### 3.7.5 Vyhodnocení experimentu

V následujících kapitolách bylo popsáno chování kolejnic, upevňovadel a pražců. Nyní přistoupím, stejně jako u prvního experimentu v kapitole 3.6.3, k vyhodnocení chování celé koleje a porovnání s předepsaným chováním dle normy UIC 774-3. Nyní však došlo k většímu rozdílu posunu mezi levou a pravou kolejnicí než v prvním experimentu, proto jsem zpracoval vyhodnocení pro každou kolejnici zvlášť. U prvního experimentu jsem průsečíky křivky experimentu a normy pouze odhadoval. Nyní jsem se rozhodl zpracovat vyhodnocení v programu MATLAB R2015a (dále jen Matlab). Zde jsem pro každou kolejnici vzal naměřené hodnoty z každého snímače (pouze od začátku cyklu do konce zatěžování, odtěžovací větve nemohla být zahrnuta) a každý cyklus posunul do nulového počátku. V každém grafu je tedy 30 překrývajících se křivek (6 snímačů krát 5 cyklů), nimiž byla metodou nejmenších čtverců proložena křivka odpovídající rovnici (7) převzaté z [11].

$$F = c_1 \cdot x \cdot e^{-\lambda_1 x} + c_2 (1 - e^{-\lambda_2 x}) \quad (7)$$

kde

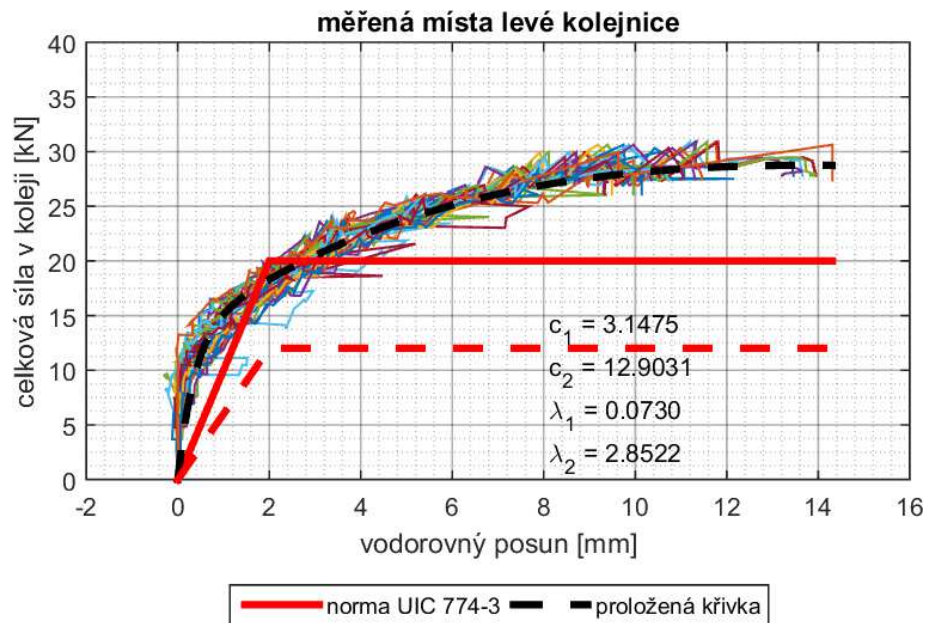
F ..... působící síla na kolej

$c_1, c_2, \lambda_1, \lambda_2$  ..... konstanty

x ..... vodorovné posuny

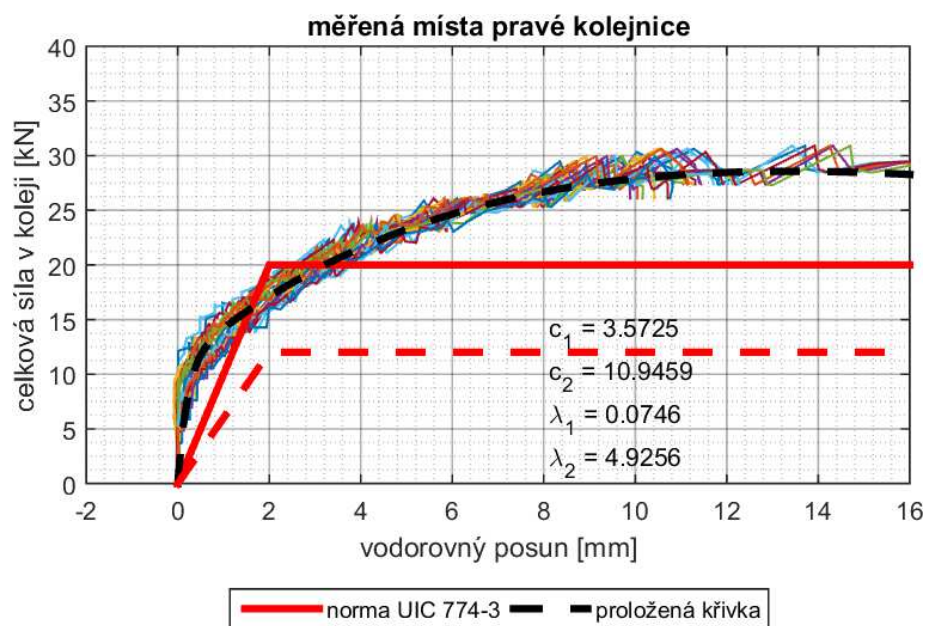
Oproti předchozímu vyhodnocení jsem provedl ještě jednu malou změnu. Zatímco předtím jsem vynášel skutečně působící síly a odpor koleje [kN/m] jsem násobil délkou koleje [m], tím pádem vyneseny průběh dle normy byl v kN a platil pouze pro naši experimentální kolej. Nyní jsem postup obrátil a normový průběh jsem vynášel tak, jak je uvedený – kN/m a naopak naměřené hodnoty jsem dělil délkou koleje, čímž jsem získal odpor na 1 běžný metr koleje.





Obr. 98: Vyhodnocení posunu levé kolejnice

Na Obr. 98 je zobrazen graf posunů levé kolejnice ze všech příslušných snímačů a všech cyklů proložený černou čárkovanou křivkou. Stejně jako u prvního měření nezatížené koleje, experimentální hodnoty protínají normový průběh ve 2 místech. Jelikož nyní mám obě křivky matematicky vyjádřené, je snadné určit průsečíky. Do posunu 1,77 mm (17,7 kN) se experimentální kolej chová jako víc tuhá a nedochází k tak velkým posunům. Naopak mezi tímto bodem a posunem 2,76 mm dochází k větším než normovým posunům. Avšak zatímco normový průběh se již pohybuje plasticky, u experimentálního průběhu odpor roste až do hodnoty cca 28 kN/m.



Obr. 99: Vyhodnocení posunu levé kolejnice

Téměř totožný průběh má graf pravé kolejnice (Obr. 99). Zde má opět kolejnice do prvního průsečíku (který je nyní ovšem v bodě 1,6 mm/16 kN) strmější průběh, nad tímto bodem dochází až do posunu 3,22 mm k větším posunům oproti normě, ale nad tímto bodem odpor opět roste až do hodnoty cca 28 kN/m, takže k plastickému posunu dochází až při o 8 kN/m větší síle.

### **3.8 Zkoušení zatížené koleje**

Po provedení předchozích dvou experimentů na nezatížené koleji bylo zapotřebí přistoupit k ověření chování zatížené koleje. Zde bylo však nutné před samotným experimentem vyřešit mnohé detaily, jako byl výběr svislého zatížení, čím toto zatížení vyvolat a poté ho též realizovat.

#### **3.8.1 Příprava před experimentem**

Jelikož zatížení železničních tratí čítá desítky tun, bylo nejprve nutné určit, co bude použito na vyvolání takového zatížení. Bylo nutné vybrat takové břemeno, které by bylo relativně dostupné, ale zároveň by dokázalo vyvolat zatížení stovky kN. Po úvaze nad různými možnostmi a jejich výhodami a nevýhodami jsem zvolil použití betonových silničních panelů, neboť jsou relativně dostupné, mají předem připravené manipulační úchyty, všechny jsou stejně velké, tudíž by neměl být problém je naskládat do požadovaného tvaru a u každého panelu je většinou známá jeho hmotnost.

Vyhledal jsem si tedy různé půjčovny silničních panelů a postupně je obvolával s žádostí o zaslání jejich nabídky. Bohužel velká část půjčoven měla panely momentálně nedostupné. Další půjčovny mi sice zaslaly jejich nabídku, ovšem cena byla neúměrně vysoká, neboť se nacházely např. v severních Čechách a více než 50% celkové nabídkové ceny tvořila pouze doprava. Každopádně ze všech nabídek jsem udělal tabulku srovnání jednotlivých cen a jako nejvýhodnější se jevila nabídka od firmy SMP CZ, tudíž byla vybrána a od ní byly silniční panely objednány.

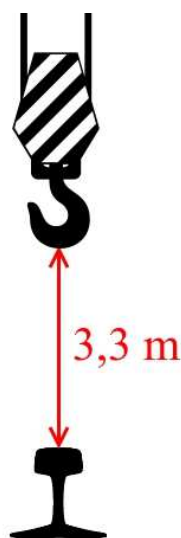
Dalším rozhodnutím bylo, jakým způsobem kolej zatížit. V úvahu připadaly dvě varianty – buďto panely skládat přímo na kolejnice a vyvolat tak spojitě zatížení, či panely vypodložit a simulovat tak zatížení nápravou. Jelikož nad kolejí se nachází konstrukce pro upevnění snímačů, bylo od spojitěho zatížení upuštěno.

Jelikož jsem se rozhodl použít zatížení nápravovým tlakem, chtěl jsem tak dosáhnout síly 250 kN na nápravu dle normového zatížení LM71 a použít nejméně 2

takovéto nápravy, což čítá celkovou hmotnost 50 tun. Po projití několika katalogů prefa vyroben jsem jako předběžný rozměr panelu zvolil ŽB panel s rozměry 3000x1000x150 mm a s hmotností přibližně 1,1 t, neboť rozměry a hmotnost tohoto panelu umožňují výrazně lepší manipulaci. Pro vyvolání cílového zatížení bylo zapotřebí přibližně 45 panelů.

Nejprve jsem navrhl 2 předběžné varianty. První varianta (schéma na str. 86) počítala s použitím ocelových příčníků, přes které by byly položeny ocelové podélníky a na ně příčně (kratší stranou rovnoběžnou s osou koleje) vyskládány dva sloupce panelů. Ve druhé variantě (schéma na str. 87) jsem uvažoval s použitím větších příčníků, přímo na kterých by byly podélně (delší stranou rovnoběžnou s osou koleje) vyskládány opět 2 sloupce silničních panelů. Obě varianty byly navrženy tak, že první příčník bude umístěn přímo nad prvním pražcem a druhý příčník bude dle modelu zatížení LM71 1,6 m vzdálen. Při konzultování s panem Ing. Kolářem z KÚ jsem však zjistil, že takto vysoko vyskládané panely by se nevešly pod portálový jeřáb, natož pod spodní líc háku.

Přímo na místě jsem si tedy laserovým dálkoměrem změřil vzdálenost mezi temenem kolejnice a hákem (Obr. 100). Od této hodnoty bylo zapotřebí ještě odečíst vzdálenost potřebnou pro zavěšení panelu na řetěz. Pokud by řetězy byly uvázány pod úhlem  $20^\circ$ , což je již hraniční hodnota, bylo by zapotřebí minimálně  $1,5 \cdot \text{tg}(20^\circ) = 0,55$  m. Tou dobou byly již na dvoře KÚ složeny objednané panely. Jednalo se o 21 ks panelů s rozměry 3,0x1,0x0,20 m, 5 ks panelů 3,0x2,0x0,22 m a jeden panel 3,0x1,0x0,15 m, z čehož vyplývá, že bylo zapotřebí návrh zatížení kompletně předělat.



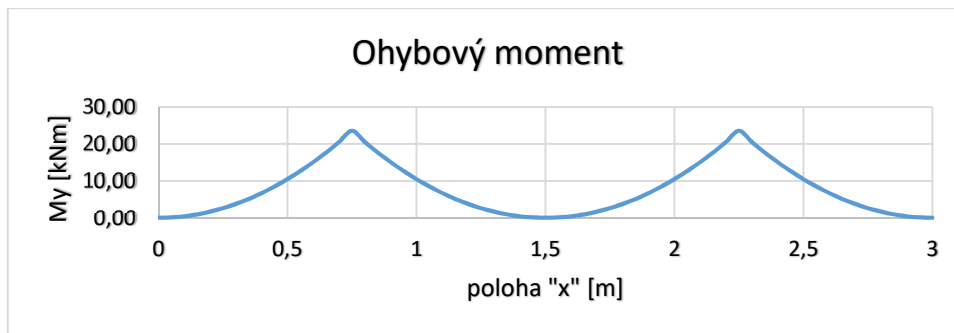
Obr. 100: Vzdálenost mezi temenem kolejnice a hákem jeřábu v KÚ

Jelikož v novém návrhu šlo primárně o snížení výšky, automaticky jsem upustil od první varianty s podélníky. Dalším krokem bylo snížení výšky vyskládaných panelů. Jejich objemová tíha byla neměnná, rozteč příčníků také, takže jediný upravitelný rozměr byla šířka, z čehož vyplývá, že bude nutné místo 2 sloupců použít 3 sloupce panelů. Při zvážení různého způsobu poskládání panelů jsem vytvořil 2 nové varianty. Varianta 3 (str. 88) počítala s tím, že ve 4 spodních vrstvách budou střídavě použity panely se šířkou 2 m v kombinaci s 1 m panelem, nad kterým bude vždy proklad z ocelové pásoviny dorovnávací výškový rozdíl, nad nimi bude 5 vrstev ze tří 1 m panelů a nad nimi zbývající jeden 2 m široký panel a dva 1 m panely. Je důležité poznamenat, že počet vrstev obsahující panely se šířkou 2 a 1 m musí být sudý, neboť široké panely nejsou dvojnásobně těžší než 1 m panely, tudíž lichá vrstva by více zatěžovala tu kolejnici, nad kterou by byl široký panel.

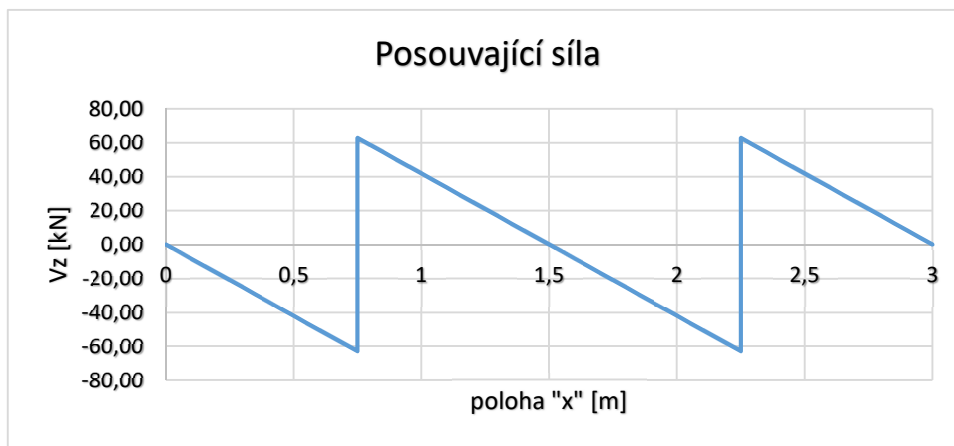
Jelikož je nutné ve variantě 3 dorovnávat výškový rozdíl, vypracoval jsem ještě variantu 4 (str. 89), kde bude nejprve umístěno 7 vrstev po 3 panelech šířky 1 m, nad ně budou příčně umístěny 4 široké panely s tím, že budou vpřed i vzad 0,5 m přesahovat a nad ně doprostřed přijde poslední široký panel.

Jelikož ani po tomto rozšíření by výška nevyhověla, bylo nutné redukovat předběžný návrh profilu příčnicku IPE500 z druhé varianty. Po konzultaci dostupného materiálu v KÚ a zvážení toho, že příčník nemůže být moc vysoký, ale ani příliš nízký z důvodu umožnění osazení snímačů na trubky nad kolejí, jsem vybral profil příčnicku I300, který jsem následně staticky posoudil.

Příčník je položený na dvou kolejnicích s rozchodem 1435 mm, ovšem vzdálenost styčných kružnic dvojkolí je 1500 mm, tudíž jsem i tuto vzdálenost uvažoval do statického schématu příčnicku, který jsem bral jako prostý nosník s převislými konci. Každý příčník měl na kolejnici působit silou 250 kN a na něm naskládané břemeno mělo šířku 3,0 m, tím pádem jsem spojitě zatížení uvažoval hodnotou  $250/3=83,3$  kN/m. Po vynesení průběhu ohybového momentu (Obr. 101) jsem zjistil, že převislé konce délky 0,75 m vyrovnávají ohybový moment mezi kolejnicemi a u příčnicku tak vlastně nedochází vůbec k tahu v dolních vláknech a maximální ohybový moment 23,6 kNm vzniká nad podporou. U průřezu I300 z oceli S235 je  $M_{el,Rd} = 153,5$  kNm a  $M_{pl,Rd} = 179,1$  kNm, bude ohybová únosnost příčnicku vyčerpána pouze z 15,4% (pružně), resp. 13,2% (plasticky).



Obr. 101: Průběh ohybového momentu na příčnicku



Obr. 102: Průběh posouvající síly na příčnicku

Po vynesení průběhu posouvající síly (Obr. 102) je patrné, že příčník se bude posuzovat na sílu rovnající se působení 1 kola nápravy ( $250/2=125$  kN, 125,8 při uvažování vlastní tíhy příčnicku). Jelikož plastická smyková únosnost je  $V_{pl,Rd} = 469,2$  kN a polovina této únosnosti je 234,6 kN, což je stále více než působící posouvající síla, nebude nutné příčník posuzovat na tzv. velký smyk, což je posouzení na interakci smyku a ohybu. Navíc průřez I300 spadá do 1. třídy průřezu a není ho tak nutné posuzovat na boulení a klopení. Můžeme tedy konstatovat, že příčník z průřezu I300 s velkou rezervou vyhoví.

Jelikož ve variantě 4 jsou široké panely umístěny příčně, nezatežují panely pod nimi rovnoměrně. Obstaral jsem si tedy telefonní číslo na pana Ing. Sahulku z prefy Žatec, abych se ho mohl zeptat na vyztužení panelů a spočítat taky jejich ohybovou a smykovou únosnost. Pan inženýr mi ovšem doporučil panely tímto způsobem rozhodně neumisťovat, ba dokonce ani neskládat přímo na sebe. Mohla by totiž nastat situace, kdy bude umístěn např. první panel na příčníky, který ohybově ponese pouze vlastní tíhu, což je standardní stav při manipulaci. Ovšem panel na horním povrchu může mít kamínky, hlínu (jednalo se o použité silniční panely) či panel nad ním může být deformovaný, čímž

by došlo k zatížení dolního panelu uprostřed rozpětí osamělou silou. Ten by byl pravděpodobně schopen toho zatížení unést, ovšem po umístění dalších panelů by se tato osamělá síla mnohonásobně zvětšila a mohlo by dojít ke kolapsu spodního panelu, poškození snímačů a celkově ze znehodnocení experimentu. Pan Ing. Sahulka mi doporučil každou vrstvu panelů ve svislé linii nad příčníky prokládat 2-3 cm vysokými dřevěnými latěmi, čímž bude opravdu zaručeno působení každého panelu samostatně.

Na základě tohoto doporučení jsem vypracoval poslední 2 finální varianty. Varianta 5.1 (str. 90) počítá s tím, že dolní 4 vrstvy budou tvořeny širokými a úzkými panely a nad nimi budou vrstvy pouze z panelů úzkých. Ve variantě 5.2 (str. 91) je vespod umístěn příčně široký panel, nad ním opět střídavě široké a úzké panely a nad nimi opět pouze úzké panely. V obou variantách je příčník umístěn až nad druhý pražec, výškový rozdíl mezi širokými a úzkými panely je dorovnáván ocelovými pásovinami a mezi každou vrstvou budou umístěny 2 cm latě z překližky. V obou variantách je též na základě dodacího listu SMP CZ uvedena tabulka přibližné celkové hmotnosti a na jejím základě jsem se rozhodl vybrat finální variantu 5.1.





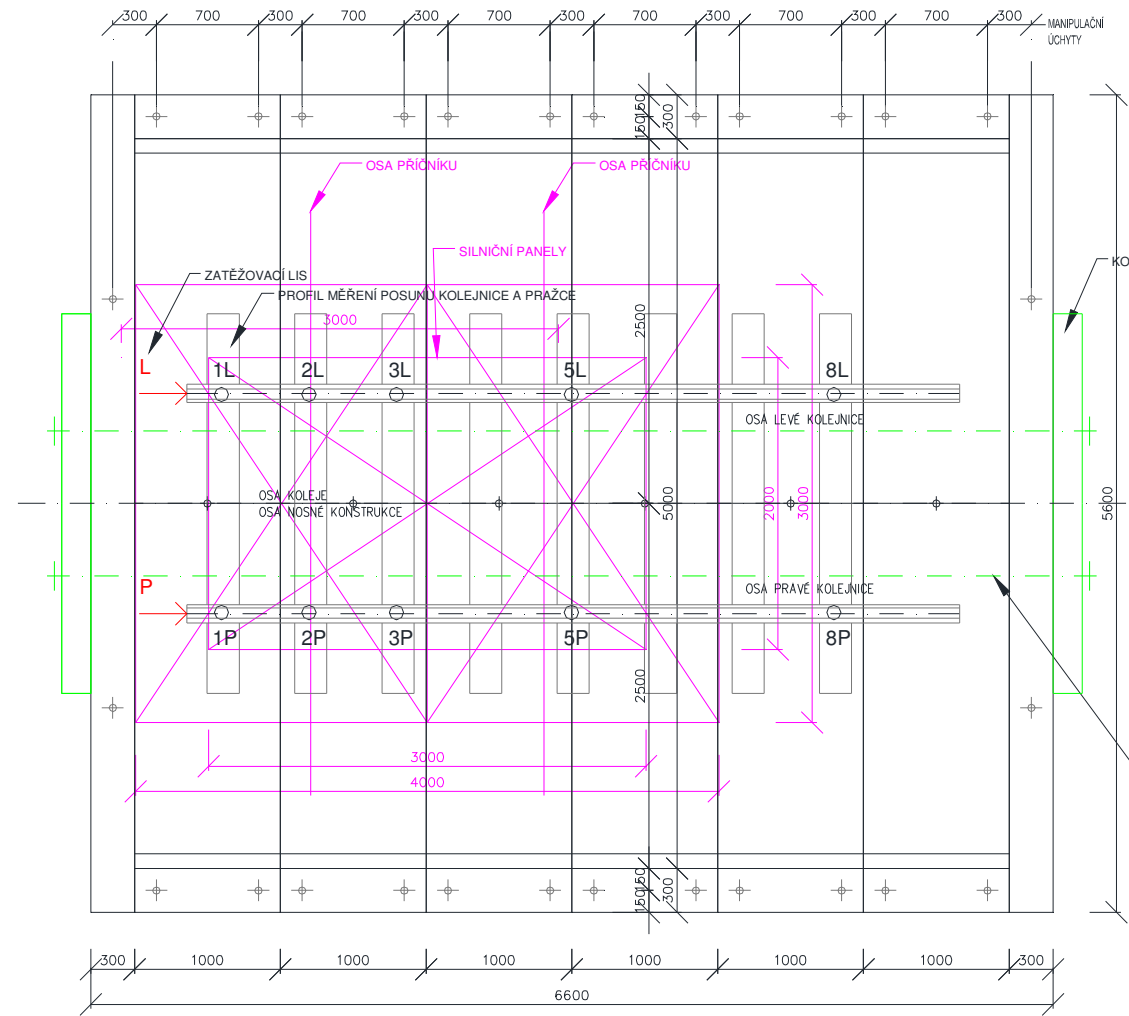




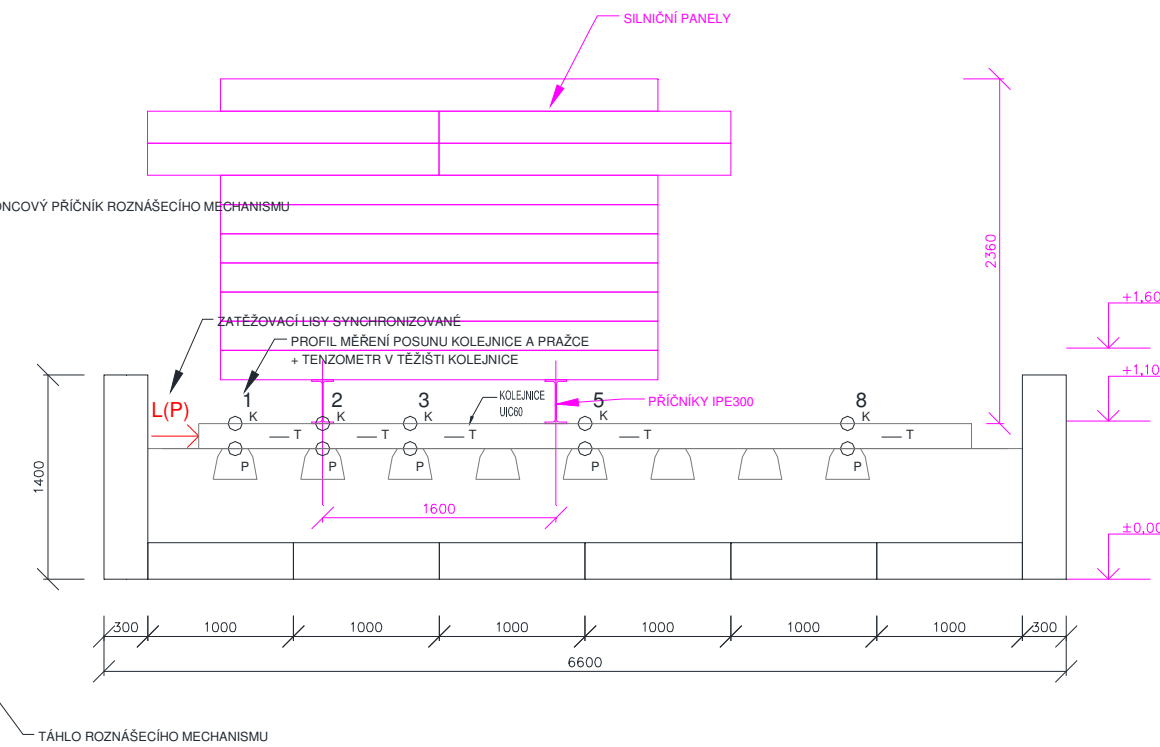
# STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE - USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU - NEZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE

## SCHÉMA M 1:25

PŮDORYS



PODÉLNÝ ŘEZ



LEGENDA

- 1, 2, 3, 5, 9 - PROFILY MĚŘENÍ POSUNU KOLEJNICE A PRAŽCE
- L, P - ZATĚŽOVACÍ LISY, ČERVENĚ, SYNCHRONIZOVANÉ
- MAXIMÁLNÍ SÍLA NA PÁR LISŮ:  
20kN/m \* 5,5m = 110 kN, uvažovat bezpečnost 2-3

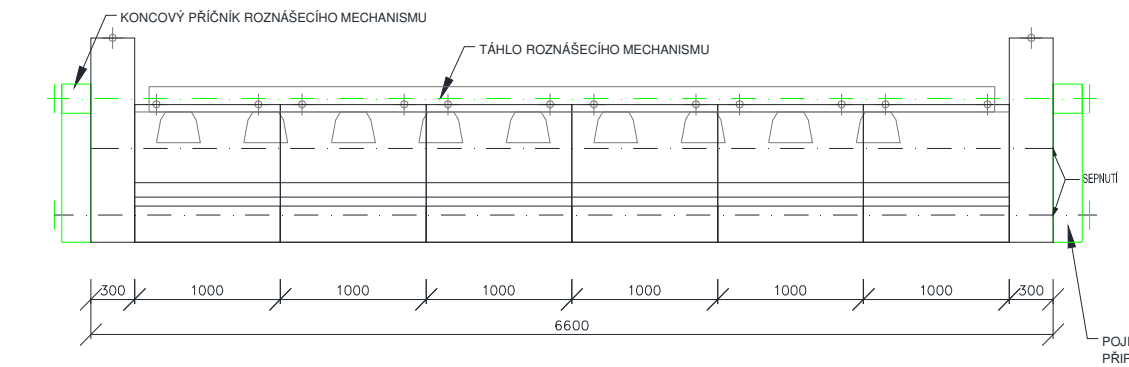
- PŘÍKLADY OZNAČENÍ MĚŘENÝCH PROFILŮ:
- 2PK - MĚŘIČ POSUNU KOLEJNICE V PROFILU 2, PRAVÝ
  - 3LT - TENZOMETR KOLEJNICE V PROFILU 3, LEVÝ
  - 5PP - MĚŘIČ POSUNU PRAŽCE V PROFILU 5, PRAVÝ

ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS ZAJIŠŤUJE PŘENESENÍ SIL OD LISŮ, ANIŽ BY BYL POŠKOZEN ZKUŠEBNÍ ÚSEK KOLEJOVÉHO LOŽE. ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS DODÁVÁ KÚ ČVUT DLE SVÉHO NÁVRHU, VE VÝKRESU JE OZNAČEN SCHEMATICKY ZELEŇ

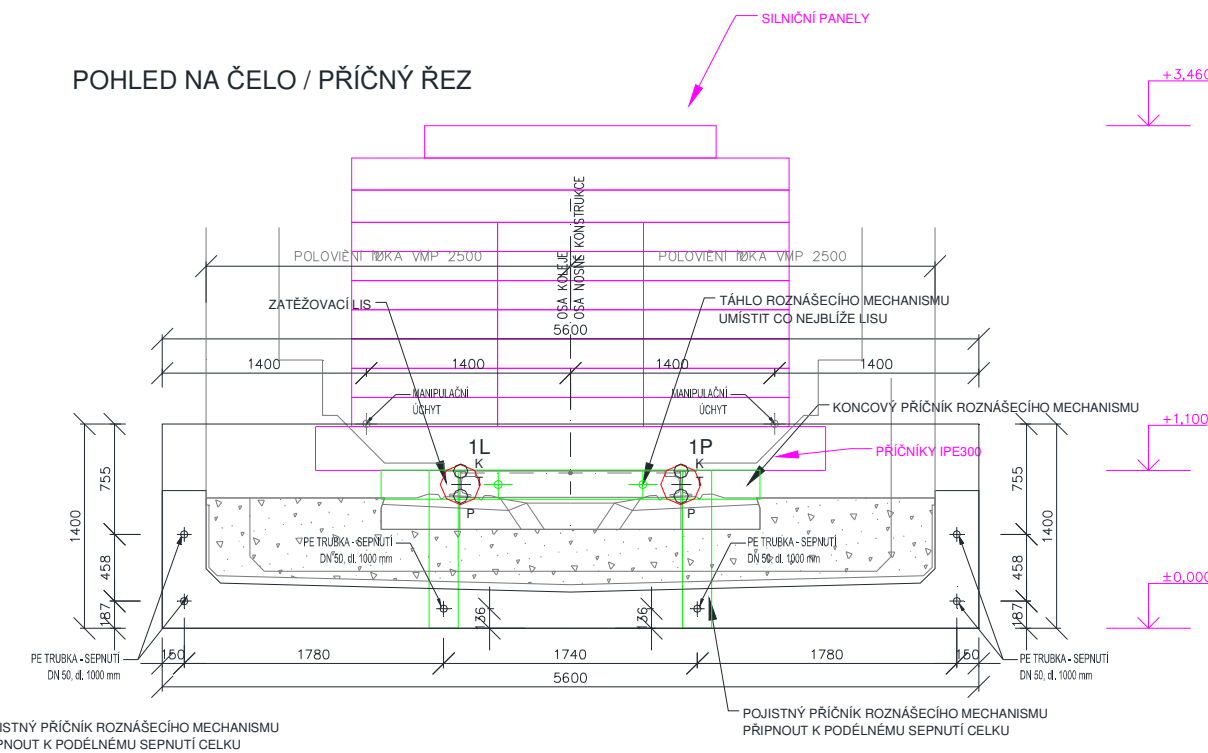
NÁVRH ZATÍŽENÍ KOLEJE (SILNIČNÍ PANELE, PŘÍČNÍKY, PODÉLNÍKY) JE VE VÝKRESU ZAKRESLEN FIALOVOU BARVOU

PODÉLNÝ POHLED

S VYZNAČENÍM ROZNÁŠECÍHO MECHANISMU



POHLED NA ČELO / PŘÍČNÝ ŘEZ

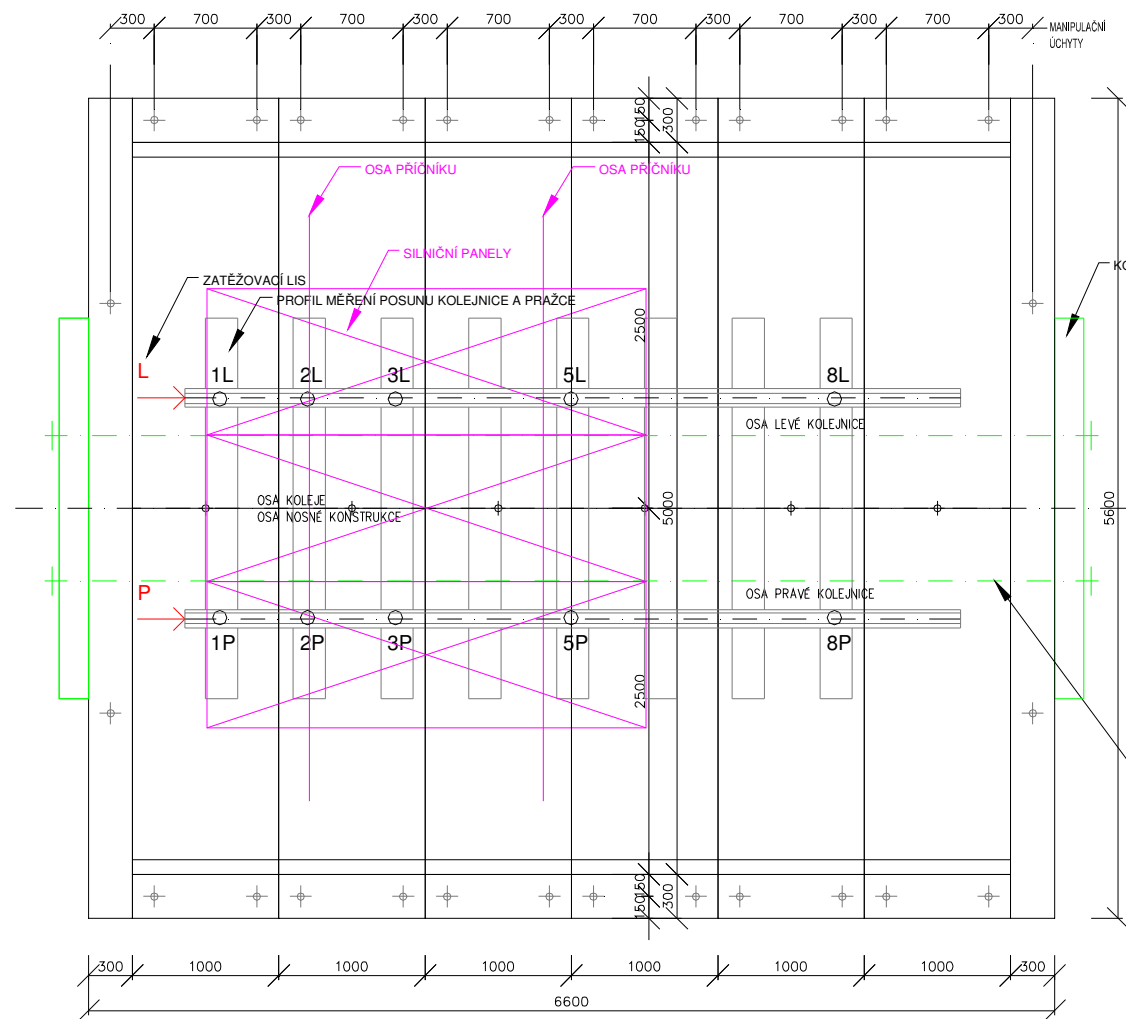


	ÉVUT V PRAZE FAKULTA STAVEBNÍ KATEDRA BETONOVÝCH A ŽELEZNÝCH KONSTRUKCÍ	Vypracoval Ing. Jiříček, Bc. Filip Bláha	Datum 3/2016	Revize 00
	Název STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU	Ověřitel doc. Ing. Foglar, Ph.D.		
Výkres ZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE - VARIANTA 4	Projekt TA03031099	Míra 1:25	Číslo výkresu 6	JTSK

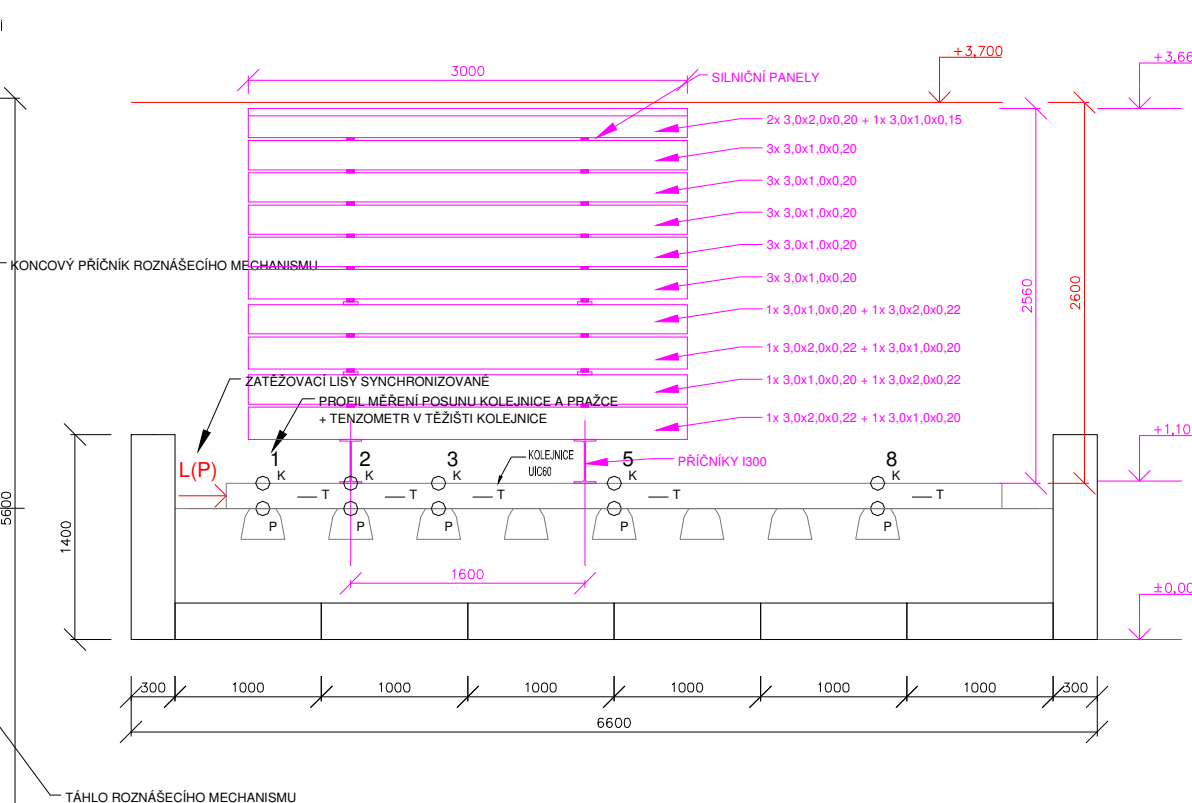
# STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE - USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU - NEZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE

## SCHÉMA M 1:25

PŮDORYS



PODÉLNÝ ŘEZ



LEGENDA

- 1, 2, 3, 5, 8 - PROFILY MĚŘENÍ POSUNU KOLEJNICE A PRAŽCE
- L, P - ZATĚŽOVACÍ LISY, ČERVENĚ, SYNCHRONIZOVANÉ
- MAXIMÁLNÍ SÍLA NA PÁR LISŮ:  
20kN/m \* 5,5m = 110 kN, uvažovat bezpečnost 2-3

PŘÍKLADY OZNAČENÍ MĚŘENÝCH PROFILŮ:

- 2PK - MĚŘIČ POSUNU KOLEJNICE V PROFILU 2, PRÁVÝ
- 3LT - TENZOMETR KOLEJNICE V PROFILU 3, LEVÝ
- 5PP - MĚŘIČ POSUNU PRAŽCE V PROFILU 5, PRÁVÝ

ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS ZAJIŠŤUJE PŘENESENÍ SIL OD LISŮ, ANIŽ BY BYL POŠKOZEN ZKUŠEBNÍ ÚSEK KOLEJOVÉHO LOŽE. ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS DODÁVÁ KŮ ČVUT DLE SVÉHO NÁVRHU, VE VÝKRESU JE OZNAČEN SCHEMATICKY ZELENE

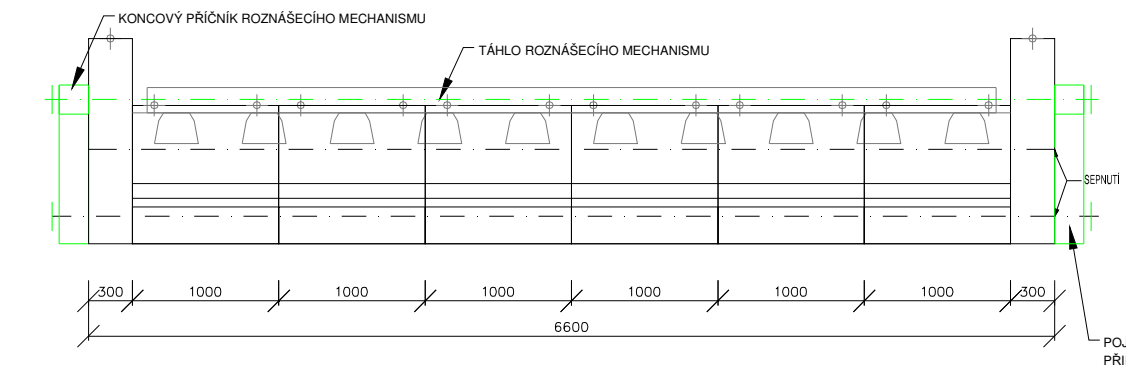
NÁVRH ZATÍŽENÍ KOLEJE (SILNIČNÍ PANELE, PŘÍČNÍKY, PODÉLNÍKY) JE VE VÝKRESU ZAKRESLEN FIALOVOU BARVOU

VÝŠKOVÝ ROZDÍL 20 mm MEZI JINÝMI PANELE BUDE DOROVNÁN OCELOVÝMI PÁSNICEMI, MEZI KAŽDOU VRSTVOU BUDE PROKLAD Z DŘEVĚNÉHO HRANOLU ccc 50x30mm

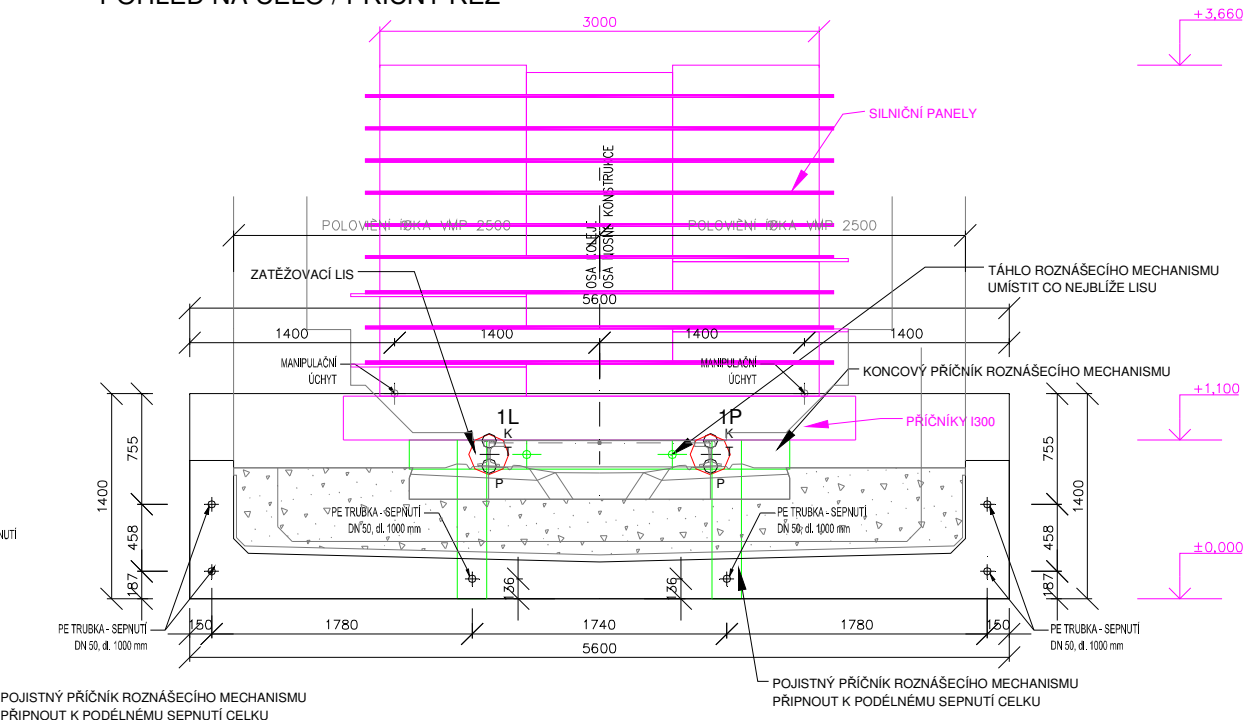
Celkové zatížení			
Rozměry [m]	počet ks	hmotnost [t/ks]	celková hmotnost [t]
3,0x1,0x0,20	21	1,5	31,5
3,0x2,0x0,22	4	3,3	13,2
3,0x1,0x0,15	1	1,0	1,0
příčník 1300	2	min. 0,16	min. 0,32
			$\Sigma = 46,02$ t

PODÉLNÝ POHLED

S VYZNAČENÍM ROZNÁŠECÍHO MECHANISMU



POHLED NA ČELO / PŘÍČNÝ ŘEZ

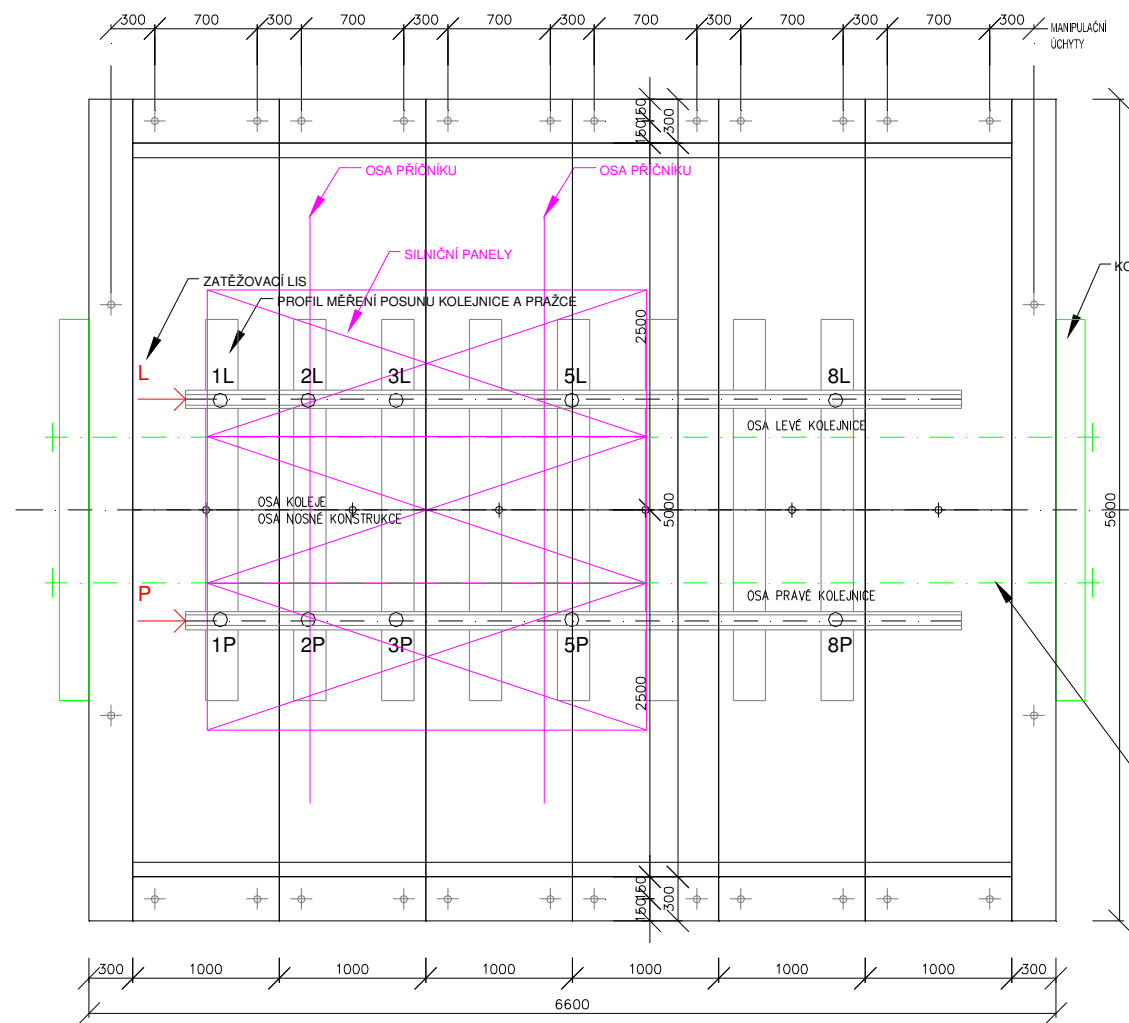


	Vypracoval Ing. Jiříek, Bc. Filip Bláha	Datum 3/2016
	Ověřitel doc. Ing. Foglar, Ph.D.	
Název <b>STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU</b>		Revize 00
Výkres ZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE - VARIANTA 5.1	Projekt TA03031099	Číslo výkresu 5

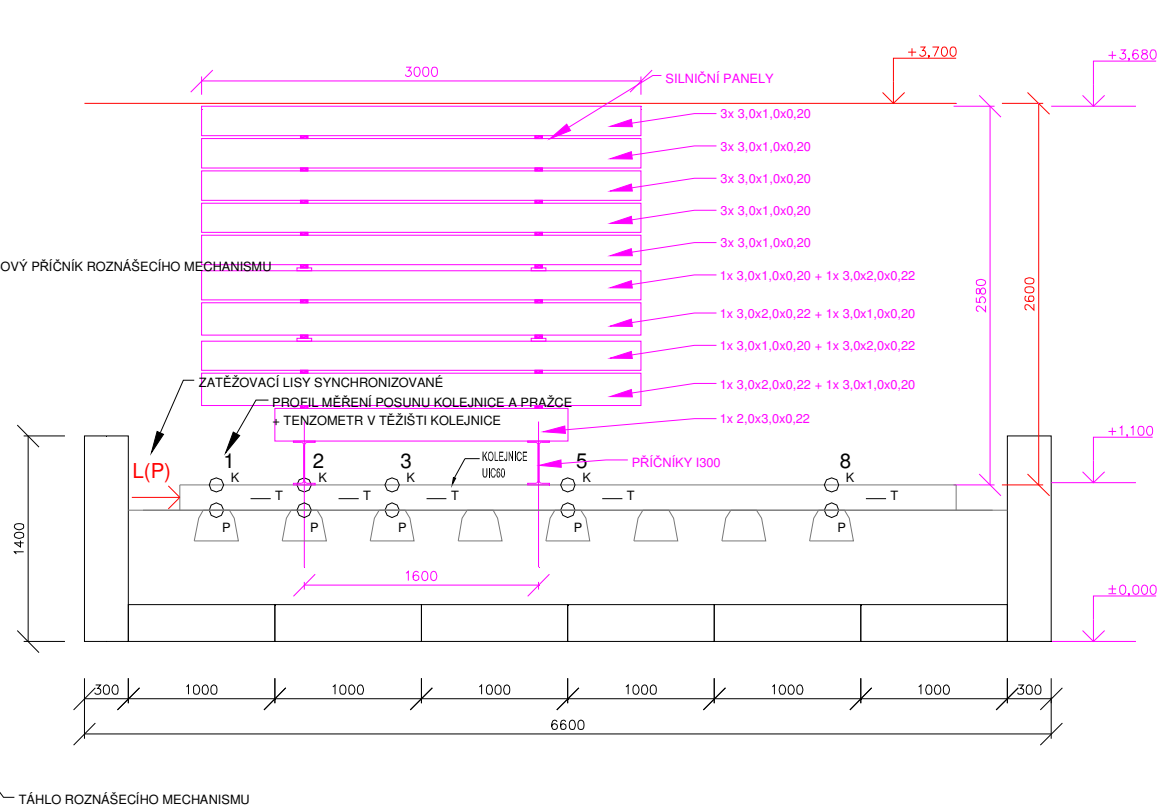
# STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE - USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU - NEZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE

## SCHÉMA M 1:25

PŮDORYS



PODÉLNÝ ŘEZ



LEGENDA

- 1, 2, 3, 5, 8 - PROFILY MĚŘENÍ POSUNU KOLEJNICE A PRAŽCE
- L, P - ZATĚŽOVACÍ LISY, ČERVENĚ, SYNCHRONIZOVANÉ
- MAXIMÁLNÍ SÍLA NA PÁR LISŮ:  
20kN/m \* 5,5m = 110 kN, uvažovat bezpečnost 2-3

PŘÍKLADY OZNAČENÍ MĚŘENÝCH PROFILŮ:

- 2PK - MĚŘIČ POSUNU KOLEJNICE V PROFILU 2, PRAVÝ
- 3LT - TENZOMETR KOLEJNICE V PROFILU 3, LEVÝ
- 5PP - MĚŘIČ POSUNU PRAŽCE V PROFILU 5, PRAVÝ

ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS ZAJIŠŤUJE PŘENESENÍ SIL OD LISŮ, ANIŽ BY BYL POŠKOZEN ZKUŠEBNÍ ÚSEK KOLEJOVÉHO LOŽE. ROZNÁŠECÍ MECHANISMUS DODÁVÁ KŮ ČVUT DLE SVÉHO NÁVRHU, VE VÝKRESU JE OZNAČEN SCHEMATICKY ZELENE

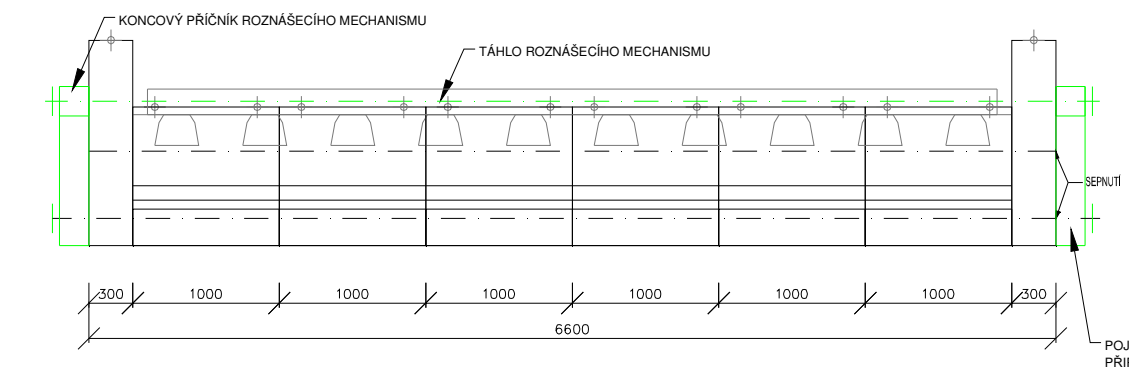
NÁVRH ZATÍŽENÍ KOLEJE (SILNIČNÍ PANELE, PŘÍČNÍKY, PODÉLNÍKY) JE VE VÝKRESU ZAKRESLEN FIALOVOU BARVOU

VÝŠKOVÝ ROZDÍL 20 mm MEZI JINÝMI PANELE BUDE DOROVNÁN OCELOVÝMI PÁSNICEMI, MEZI KAŽDOU VRSTVOU BUDE PROKLAD Z DŘEVĚNÉHO HRANOLU ccc 50x30mm

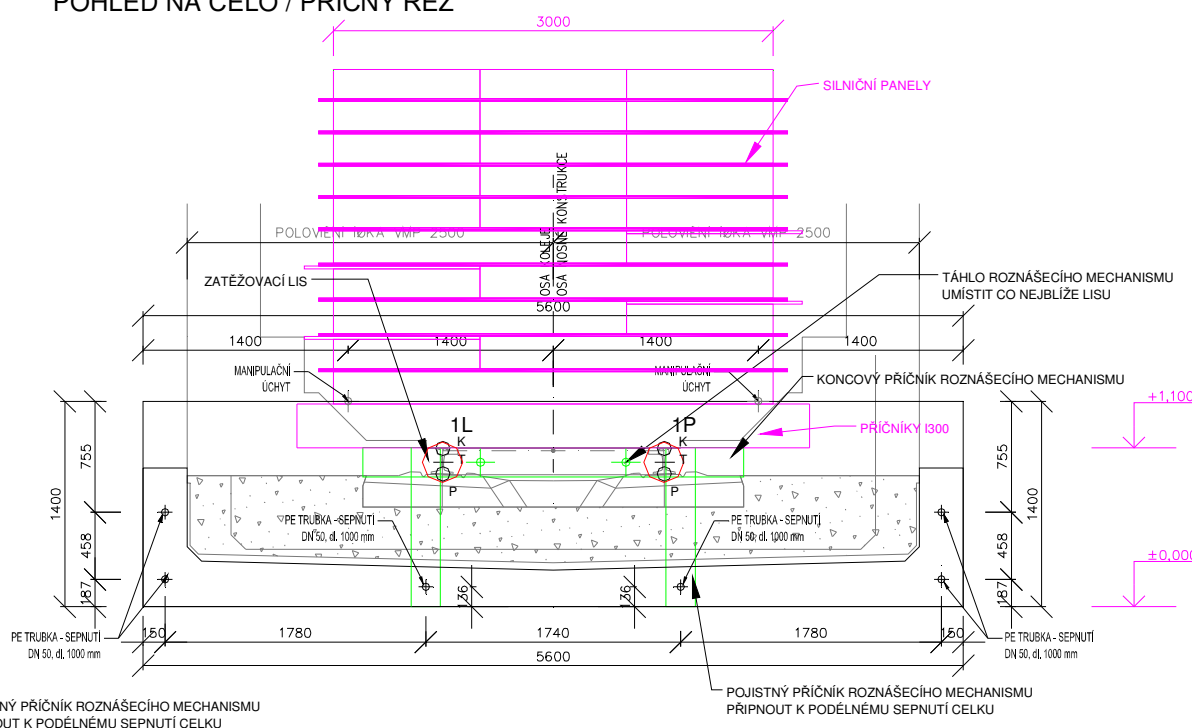
Celkové zatížení			
Rozměry [m]	počet ks	hmotnost [t/ks]	celková hmotnost [t]
3,0x1,0x0,20	19	1,5	28,5
3,0x2,0x0,22	5	3,3	16,5
3,0x1,0x0,15	0	1,0	0,0
příčník I300	2	min. 0,16	min. 0,32
			$\Sigma = 45,32$ t

PODÉLNÝ POHLED

S VYZNAČENÍM ROZNÁŠECÍHO MECHANISMU



POHLED NA ČELO / PŘÍČNÝ ŘEZ



	Vypracoval Ing. Jiříek, Bc. Filip Bláha	Kontrola doc. Ing. Foglar, Ph.D.
	Ošetřil doc. Ing. Foglar, Ph.D.	Datum 3/2016
Název <b>STANOVENÍ ODPORU KOLEJOVÉHO LOŽE USPOŘÁDÁNÍ EXPERIMENTU</b>		
Výkres ZATÍŽENÉ KOLEJOVÉ LOŽE – VARIANTA 5.2	Projekt TA03031099	Revize 00
Číslo výkresu 5	Míra 1:25	Datum 3/2016



### 3.8.2 Umístění zatížení koleje

Po té, co byly všechny tyto problémy vyřešeny, mohli jsme přejít k samotnému umístění břemene na kolej. Nejprve byl nad druhý pražec umístěn ocelový příčník, od kterého byla změřena vzdálenost 1,600 m, do které byl umístěn druhý příčník. Oba příčníky byly následně ve 2 bodech spojeny závitovou tyčí, aby byla zaručena jejich vzájemná poloha a stabilita při pokládání prvních panelů.

Během pokládání prvních panelů byl na hák umístěn závěsný siloměr (Obr. 103), kterým byla přeměřena tíha jednotlivých typů panelů.



*Obr. 103: Změření tíhy před položením panelu*

Jak již bylo zmíněno u jednotlivých variant umístění panelů, u dolních vrstev bylo zapotřebí nejprve ocelovou pásovinou dorovnat výškový rozdíl mezi širokými a úzkými panely a poté celou vrstvu proložit latí, aby bylo zabráněno styku panelů v jiných místech, než pouze ve svislé linii nad příčníky. Ukázka tohoto dorovnání a následného proložení je na Obr. 104.



*Obr. 104: Skládání panelů včetně proložení mezi vrstvami*

Při kontrolním převažování bylo zjištěno, že ne všechny panely jsou stejně těžké, jak se předpokládalo. Panely s rozměry 3,0x1,0x0,20 m působily na siloměr silou přibližně 14 kN, avšak z 5 širokých panelů měly 4 rozměry 3,0x2,0x0,22 m a tíhu 31 kN. Jeden panel byl ovšem vysoký pouze 0,20 m a měl tíhu 28 kN. Proto jsem se na místě operativně rozhodl schéma zatížení pozměnit. Široký panel s výškou 20 cm totiž vážil dvojnásobek 1 m panelu, tím pádem s ním mohl tvořit vyrovnanou vrstvu, tudíž jsme ve výsledku mohli použít 5 vrstev se střídajícími se širokými a úzkými panely. Kompletně umístěné břemeno na koleji je vyobrazeno na Obr. 105.

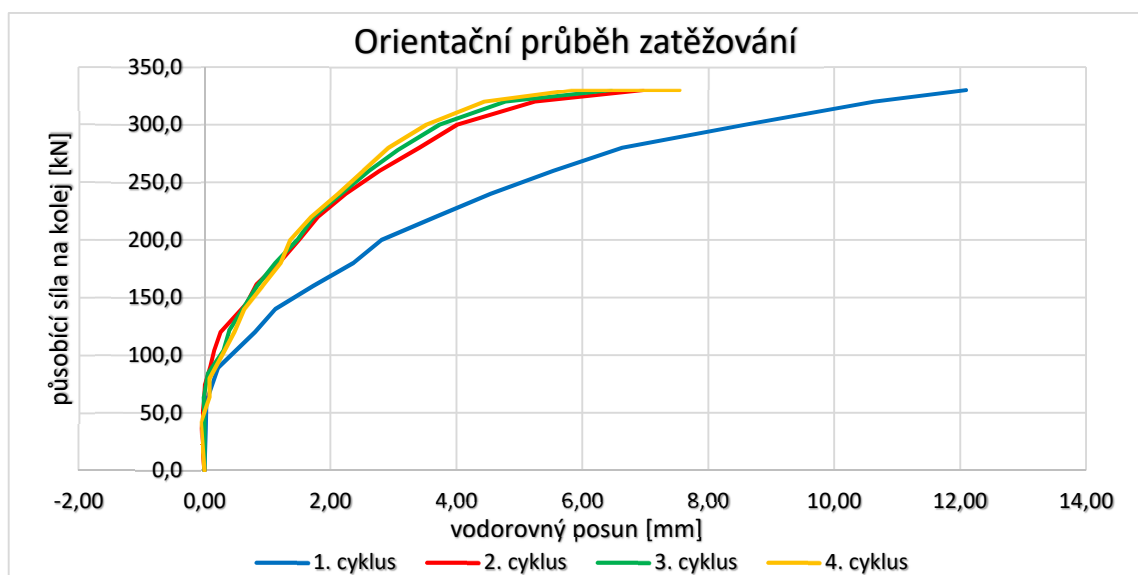


*Obr. 105: Kompletní zatížení koleje*



### 3.8.3 Zkoušení a vyhodnocení zatížené koleje

Stejně jako u předchozích dvou experimentů, i zde zůstal zachován stejný způsob měření a i stejné umístění snímačů. V tomto případě jsme si však nemohli dovolit možnost velkého vyčerpání rozsahu snímačů, neboť snímače na 2., 3. a 5. pražci byly pod betonovými panely a nebylo možné je přestavovat. Snímače byly tedy před umístěním nastaveny do krajní pozice a celé zkoušení koleje se muselo vejít do cca 25 mm. I z toho důvodu jsem si opět dělal orientační graf průběhu posunu, abych si byl jistý, že jsme dosáhli plastické větve, zdali se cykly shodují a abychom zároveň zbytečně nevyčerpávali kapacitu snímačů. Tento graf je na Obr. 106.



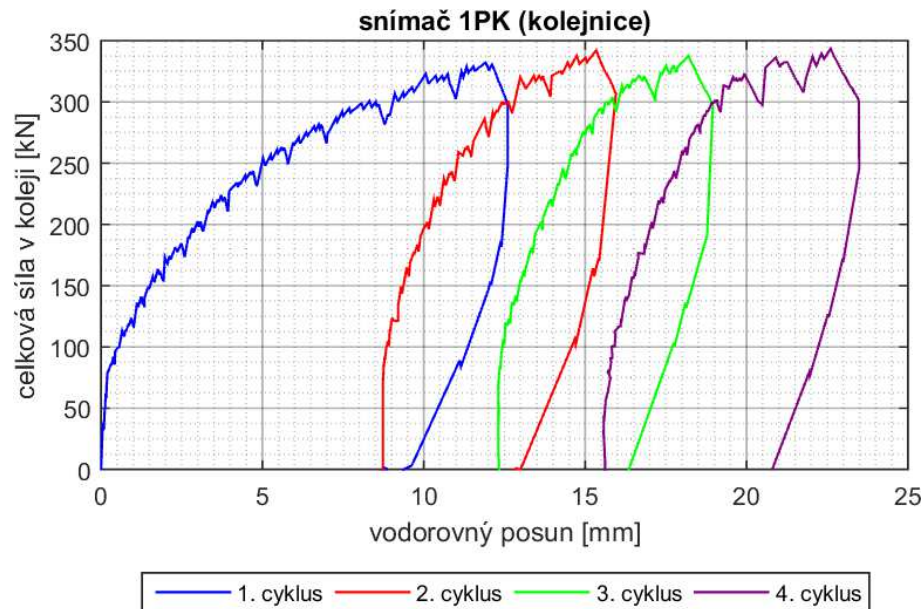
Obr. 106: Graf vytvářený přímo během zatěžování koleje

Z grafu je patrné, že první zatěžovací cyklus se, stejně jako u prvního experimentu, výrazně liší od ostatních. I proto byly provedeny celkem 4 zatěžovací cykly, aby bylo docíleno minimálně 3 shodných křivek.

Výstupní soubor z měřicí ústředny jsem opět naimportoval do programu MS Excel. Jelikož jsem však u druhého experimentu prováděl vyhodnocení v programu Matlab, rozhodl jsem se v něm nyní dělat všechny grafy, ale vstupní hodnoty upravovat stále v tabulkovém procesoru Excel.

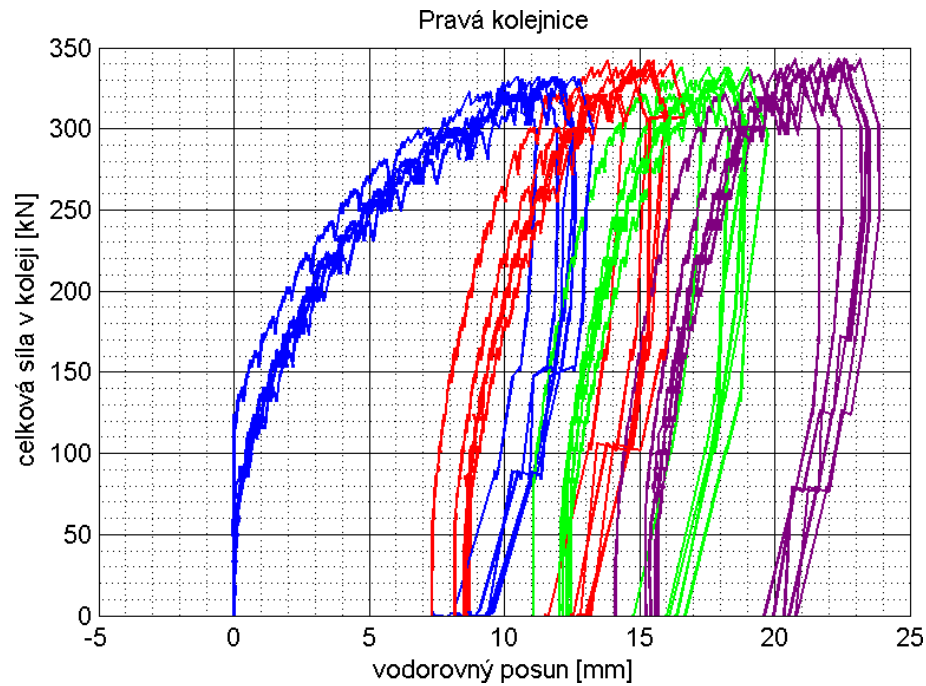
Nejprve jsem si tedy vytvořil všechny grafy jako v předešlých zkouškách, abych vizuálně rozpoznal, kdy došlo k přestavbě jakého snímače apod. Jelikož jsem měl data barevně rozdělena do jednotlivých cyklů a v nich navíc označené řádky začátku cyklu, konce zatěžování a konce odtěžování, nebyl problém inkriminované místo najít a opravit.

Poté, co byla všechna tato místa odstraněna, vložil jsem je opět do Matlabu a vytvořil tak opravené grafy. Výsledkem měření byly nové hysterezní křivky, jako příklad uvádím graf ze snímače pravé kolejnice umístěného nad 1. pražcem (Obr. 107).



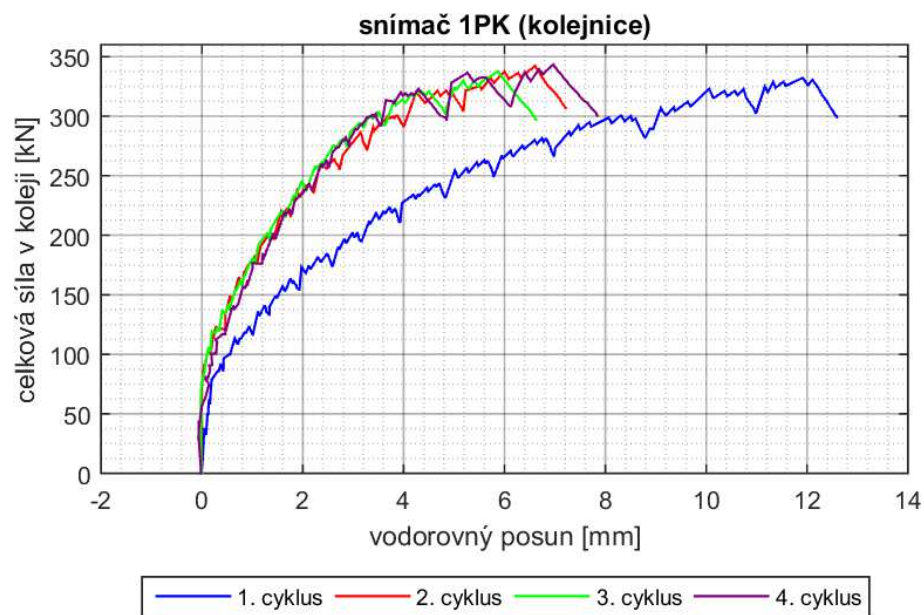
Obr. 107: Posun zatížené pravé kolejnice nad 1. pražcem

Pro srovnání měření ve všech cyklech na pravé kolejnici, avšak v různých bodech, jsem vytvořil graf, v němž budou zahrnuty všechny snímače pravé kolejnice (Obr. 108). Z grafu je patrné, že 5 z 6 křivek se buď překrývá, nebo jsou odsazené ve velmi malém rozsahu, což by potvrzovalo fakt, že kolejnice se v každém bodě hýbe téměř stejně. Pouze jedna křivka je cca o 2 mm odsazená. Při detailním prozkoumání grafu si můžeme všimnout, že hned u prvního cyklu dochází u snímače 3PK k posunům až při vyšší síle. Jelikož je tuhá část křivky naprosto rovná, je více než pravděpodobné, že při nastavování snímače až na krajní rozsah došlo k tomu, že snímač byl ony 2 mm v tzv. mrtvé zóně. To znamená, že nedokázal rozpoznat žádný pohyb a právě až po posunu 2 mm začal posuny zaznamenávat. Můžu tedy s poměrně velkou jistotou konstatovat, že k osazení 1 křivky z 6 došlo pouze chybou v měření.

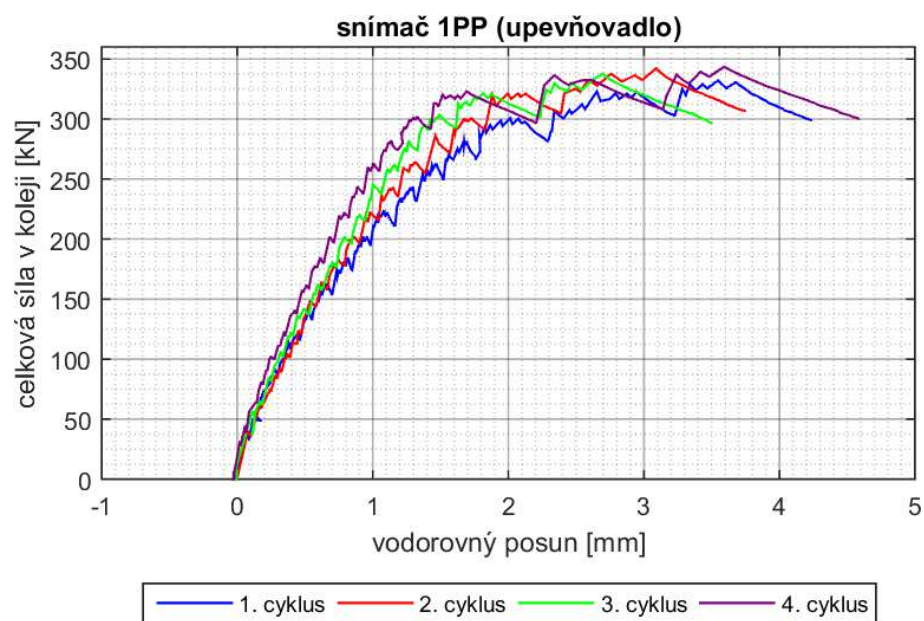


*Obr. 108: Všechny snímače pravé kolejnice*

V tomto experimentu jsem udělal grafy, v nichž je každý zatěžovací cyklus měření posunu kolejnice, posunu v upevňovadle a posunu pražce posunut do stejného výchozího bodu – nuly, a mohu tak srovnat podobnost jednotlivých cyklů. Díky vytvoření těchto grafů jsem nyní schopen určit důvod, proč se první cyklus liší od ostatních. Jelikož tento jev vznikl zejména na začátku koleje, opět uvedu příklad opět na pravé kolejnici na prvním pražci. To znamená, že Obr. 109 je vlastně obdobou Obr. 107, pouze jsou u něj počátky zatěžovacích cyklů posunuty do stejného výchozího bodu. Tento graf je vlastně součtem posunu kolejnice v upevňovadle (Obr. 110) a posunu samotného pražce (Obr. 111). Pokud si oba grafy pozorně prohlédneme, zjistíme, že jednotlivé cykly upevňovadla jsou si hodně podobné, zatímco u posunů pražce vidíme, že 1. cyklus je opět odlišný od ostatních. Z tohoto srovnání můžeme usoudit, že za sníženou tuhost prvního cyklu kolejnice mohou posuny pražců, a to zejména v přední části koleje.

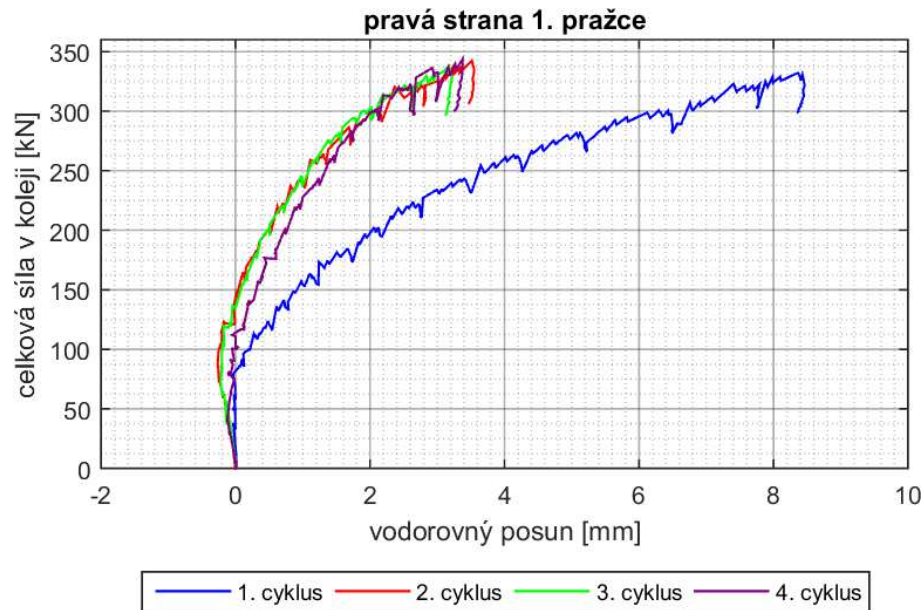


Obr. 109: Posun pravé kolejnice nad 1. pražcem (cykly se stejným počátkem)



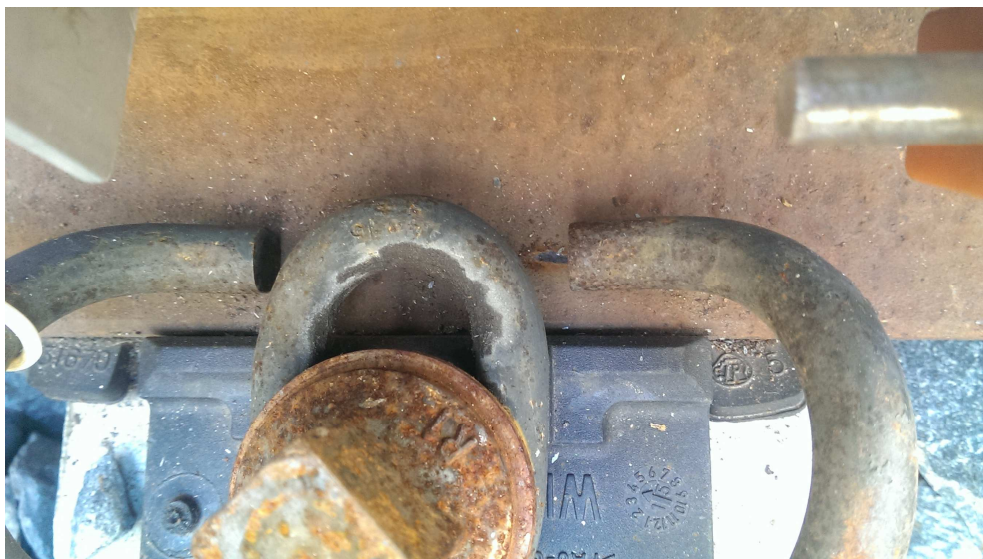
Obr. 110: Posun pravé kolejnice v upevňovadle na 1. pražci





*Obr. 111: Posun pravé strany 1. pražce*

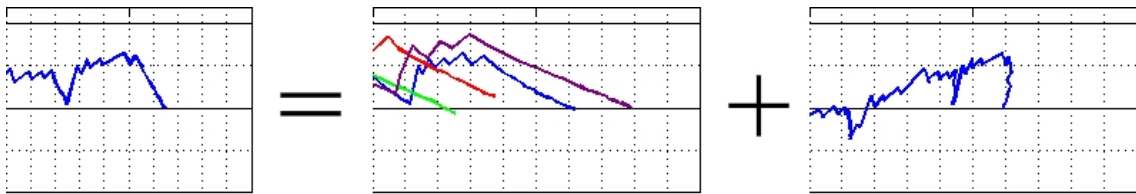
Tato změna v tuhosti je pravděpodobně způsobena tím, že v rámci zatížené koleje dochází ve srovnání s nezatíženou kolejí k menším posunům pražce a naopak větší část posunu probíhá v upevňovadlech. To je patrné nejen ve srovnání grafů, ale též z fotografie na Obr. 112, na které je vidět stopa po posunu kolejnici v upevňovadle. Během prvního cyklu však mohla nastat situace, kdy došlo k dohutňování štěrku v mezipražcovém prostoru. Při dalším cyklu byl již tento štěrk plně ztuhlý, proto byla tuhost pražců vyšší.



*Obr. 112: Rýha v kolejnici způsobená jejím pohybem v upevňovadle*

Dalším jevem, který na těchto grafech mohu popsat je jev popsán již u druhého experimentu na Obr. 84. Při zatížení koleje v plastické části diagramu dojde k zvýšení

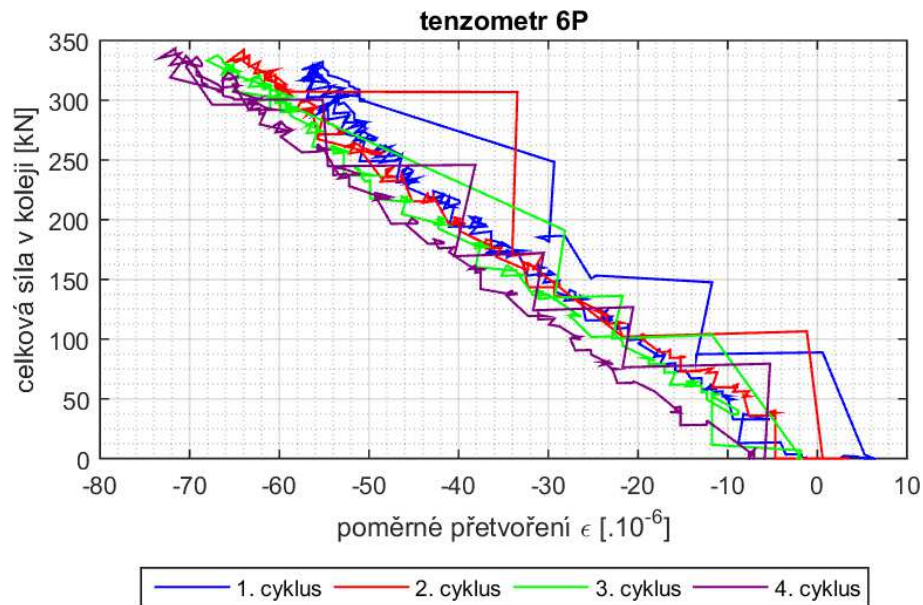
síly, která však vzápětí začne s narůstající deformací klesat. Jak je znázorněno na Obr. 113, posun kolejnice (levý graf) se skládá z posunu v upevňovadle (prostřední graf) a z posunu pražce (pravý graf). Změna sklonu křivky je daná pouze rozdílným měřítkem grafů. Jak je z jednotlivých grafů patrné, k tomuto posunu po nárůstu působící síly dochází pouze v upevňovadlech. Celkově při porovnání grafů upevňovadel a pražců lze konstatovat, že na konci zatěžování je diagram upevňovadel plastický, zatímco diagram pražců stále pružně stoupá. Z těchto rozdílných průběhů lze vyvodit závěr, že v případě zatížené koleje o dosažení plastického posunu kolejnic **rozhoduje tuhost upevňovadel**.



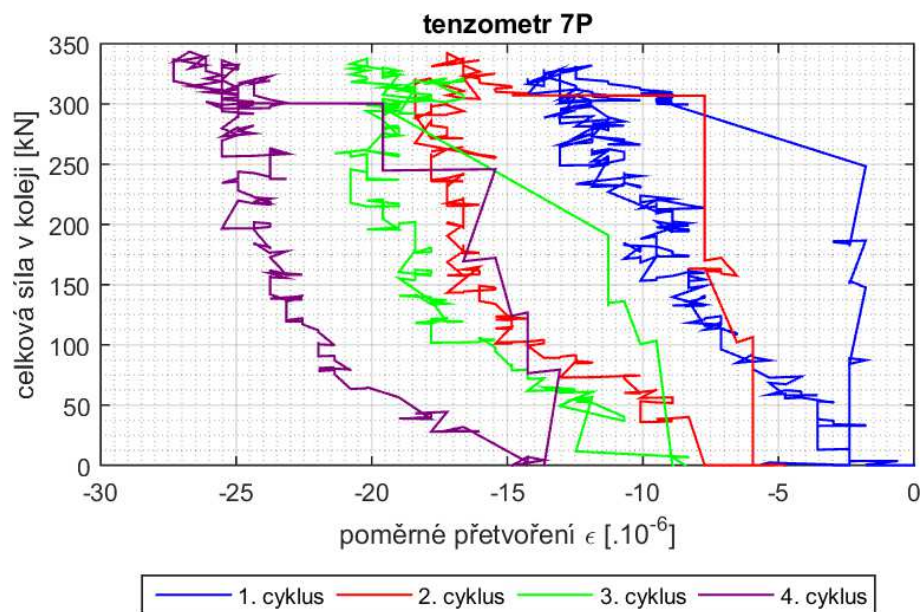
Obr. 113: Posun kolejnice = posun v upevňovadle + posun pražce

#### 3.8.4 Vyhodnocení měření tenzometrů a normálové síly

Grafy z jednotlivých tenzometrů bych mohl rozdělit na dvě skupiny. První skupinou jsou tenzometry 1 až 6, které se všechny nacházejí před 2. příčnickem. Druhou skupinou jsou pak tenzometry 7-9, které se nacházejí naopak za druhým příčnickem. Zatímco tenzometry před 2. příčnickem (Obr. 114) mají víceméně lineární charakter a všechny cykly se překrývají, tenzometry za tímto příčnickem (Obr. 115) ukazují cca 2,8x menší poměrné přetvoření  $\epsilon$  a vlivem menších působících sil nejsou křivky tak rovné, mají větší rozptyl atd.



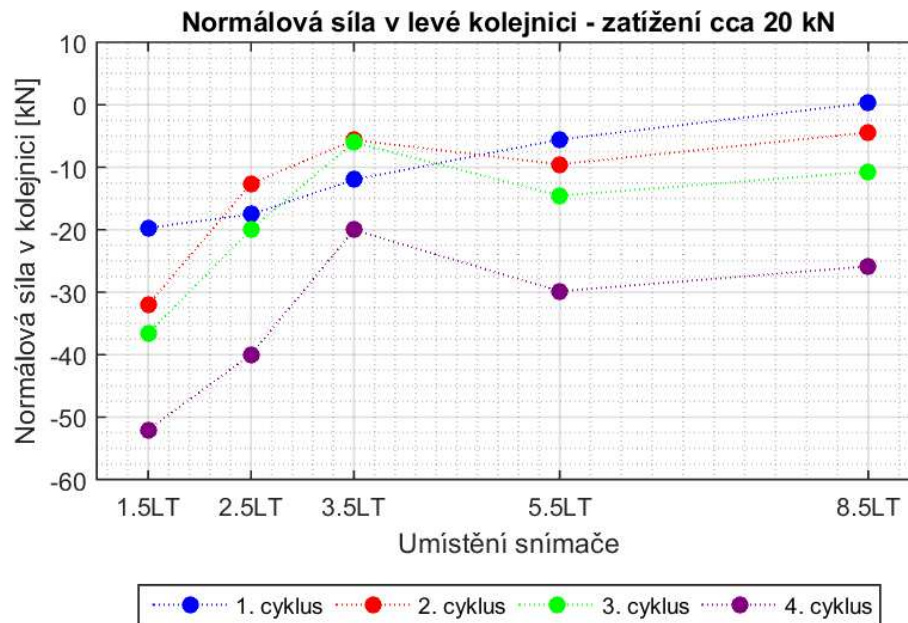
Obr. 114: Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně pravé kolejnice



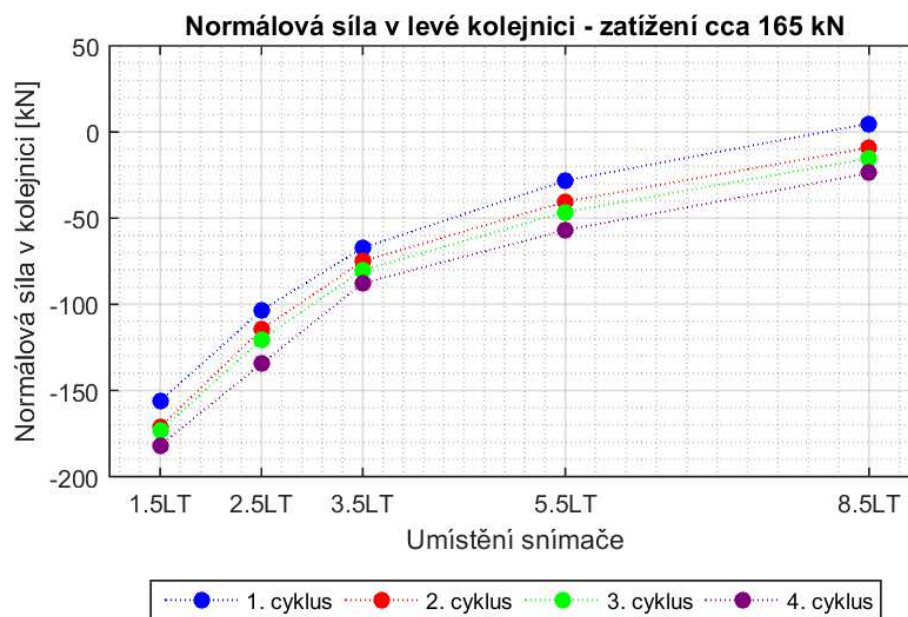
Obr. 115: Tenzometr za 5. pražcem na vnitřní straně pravé kolejnice

Stejný trend můžeme sledovat i u grafů průběhu normálové síly vytvořené v jednotlivých krocích. Jelikož v tomto experimentu se maximální síla pohybuje okolo hodnoty 330 kN, byly jednotlivé kroky zvětšeny z 20 kN na 40 až do hodnoty 280 kN, poté byl krok zjemněn zpět na 20 kN do hodnoty 320 kN a poslední krok byl v maximální hodnotě 330 kN. Zatímco v počátečních krocích (příklad na Obr. 116) jsou hodnoty „rozházené“, s narůstající silou se urovňávají, což je vidět na Obr. 117.



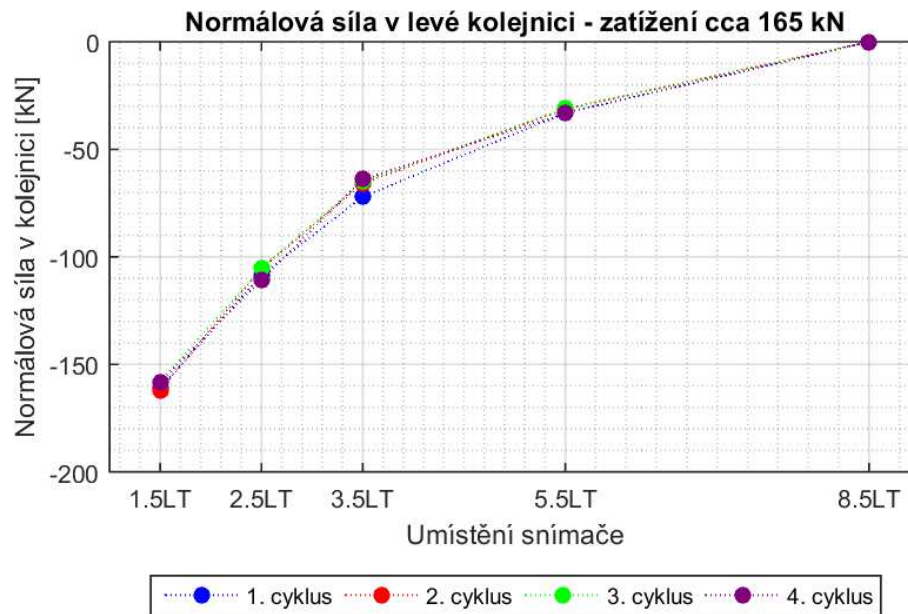


Obr. 116: Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení 40 kN



Obr. 117: Průběh normálové síly v levé kolejnici při plném zatížení

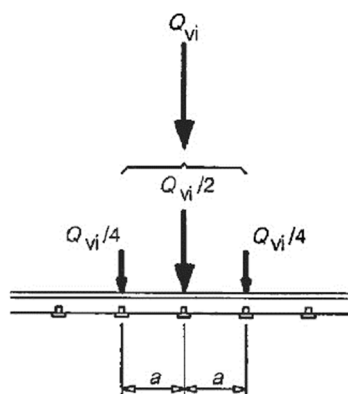
Hodnoty na Obr. 117 jsou sice již ustálenější, ovšem i zde nevyhází ve volném konci kolejnice nulová síla a hodnoty na začátku kolejnici převyšují působící sílu. Proto jsem i zde provedl korekci použitím posledního tenzometru jako nového kompenzačního a výsledek můžeme vidět na Obr. 118. Na tomto grafu je vidět, jak dochází ke změně sklonu lineárního průběhu normálové síly za působícím svislým zatížením, z čehož vyplývá, že zatížené vazby jsou mnohem tužší, vznikají v nich větší reakce a z kolejnici odebírají větší normálové síly.



Obr. 118: Průběh normálové síly v levé kolejnici při plném zatížení s použitím posledního tenzometru jako kompenzačního

### 3.8.5 Vyhodnocení experimentu

V této kapitole je popsáno vyhodnocení experimentu dle normy UIC 774-3. V tomto případě je vyhodnocení více subjektivní než u nezátížené koleje. U tohoto experimentu byly na koleji simulovány 2 nápravy nad 2. pražcem a 20 cm před 5. pražcem. Dle normy ČSN EN 1991-2 (Obr. 119) se svislá síla roznese z 50% do pražce, nad kterým působí, a zbývajících 50% se rovnoměrně (25%) roznese do sousedních pražců. Podle tohoto schématu by v modelu koleje byl ovlivněn 1. až 6. pražec, což odpovídá délce koleje 3,0 m. Ovšem je velmi sporné naměřený odpor uvažovat pouze na 3 m, neboť zbývajících 1,2 m působí jako nezátížená kolej. V grafu jsem tedy vynesl obě varianty.

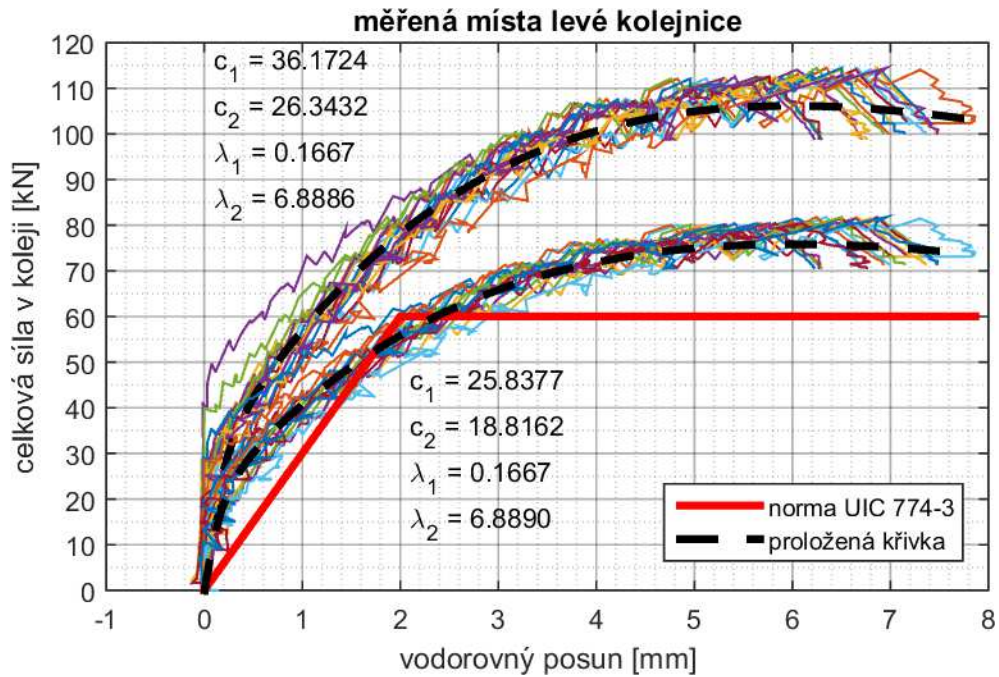


Obr. 119: Roznos svislé síly dle ČSN EN 1991-2 [14]

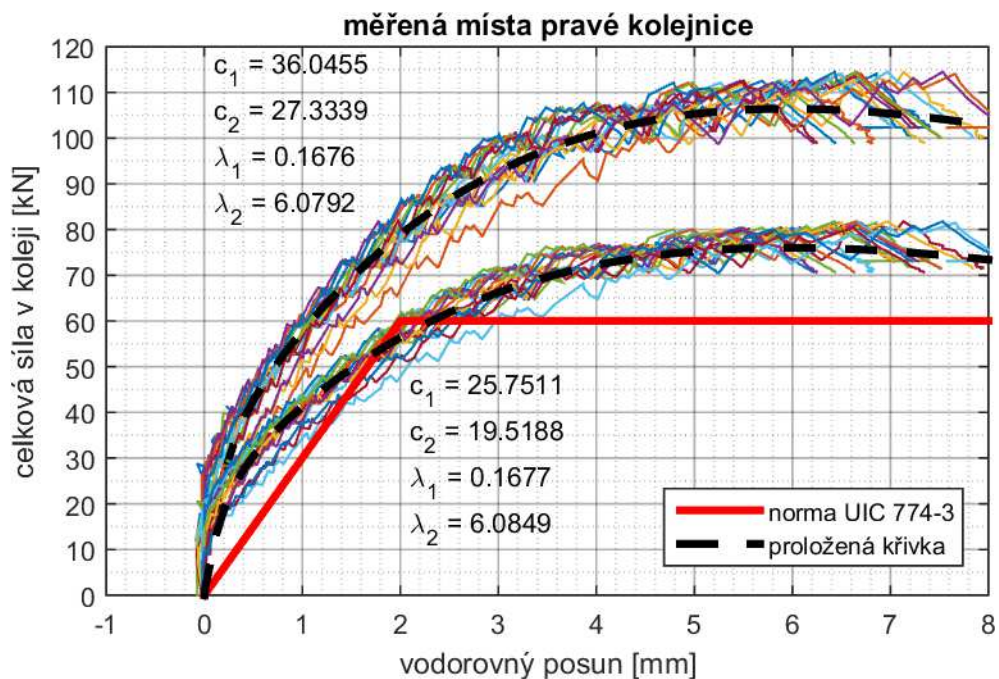
Vyhodnocení jsem provedl podobným způsobem jako u 2. experimentu. Vynesl jsem si v programu Matlab křivky ze všech snímačů levé či pravé kolejnice, s tím rozdílem, že nyní jsem bral v potaz pouze 2. až 4. cyklus, neboť 1. se od nich výrazně odlišoval. Nyní jsem ovšem tyto křivky vynášel dvakrát – jednou při uvažování pouze zatížené koleje (3 m) a podruhé při uvažování celé koleje v délce 4,2 m. Každý graf tedy obsahoval  $2 \times (3 \cdot 6) = 36$  křivek, kterými jsem dvakrát proložil metodou nejmenších čtverců křivku s předpisem dle rovnice (7).

Na Obr. 120 je graf posunu levé kolejnice, na Obr. 121 pak graf posunu pravé kolejnice. Z obou grafů je patrné, jak vizuálně, tak porovnáním všech 4 konstant, že obě kolejnice se posunovaly velice podobně. Porovnání s průběhem dle normy UIC 774-3 je nyní nutné provést dvakrát. Pokud budeme uvažovat pouze zatíženou kolej v délce 3,0 m (horní křivka), což je přemrštěná hodnota, neboť zbývající část 1,2 m také zvětšuje odpor a nelze ji úplně zanedbat, dostaneme průběh odporu výrazně větší a tužší než dle normy UIC. U levé kolejnice by maximální hodnota odporu byla 106,2 kN/m při hodnotě posunu 6,0 mm, u pravé kolejnice 106,5 kN/m při hodnotě 5,9 mm. Takovýto odpor by byl oproti normovým hodnotám přibližně o 77% větší. To je velmi výrazný rozdíl a jelikož v tomto odporu nebyla započtena část nezatížené koleje, tím pádem takovýto odpor pouze zatížené části nemohl nastat, přešel jsem k variantě, ve které budu uvažovat celou kolej jako zatíženou.

Při uvažování celé koleje (dolní křivka) je vyhodnocení podle normy UIC velmi podobné jako u nezatížené koleje. Odpor se nejprve chová oproti normovému průběhu jako více tuhý, ovšem pak normový průběh protíná a na krátkém úseku je poddajnější. Zatímco nad tímto druhým průsečíkem se kolej dle normy posouvá již plasticky, síla u experimentálního posunu nadále rostla až do hodnoty cca 76 kN. V případě levé kolejnice je tento poddajnější úsek mezi posuny 1,76 a 2,36 mm, u pravé kolejnice pak 1,79 a 2,32 mm. I to svědčí o téměř totožném posunu obou kolejnic. Závěrem lze konstatovat, že v porovnání s normovým průběhem se kolej chová podobně jako v případě nezatíženého lože. Zpočátku je průběh strmější, což odpovídá větší tuhosti, poté je v krátkém úseku poddajnější a na koci dosahuje o cca 25% vyšší maximální síly.



Obr. 120: Vyhodnocení posunu levé kolejnice

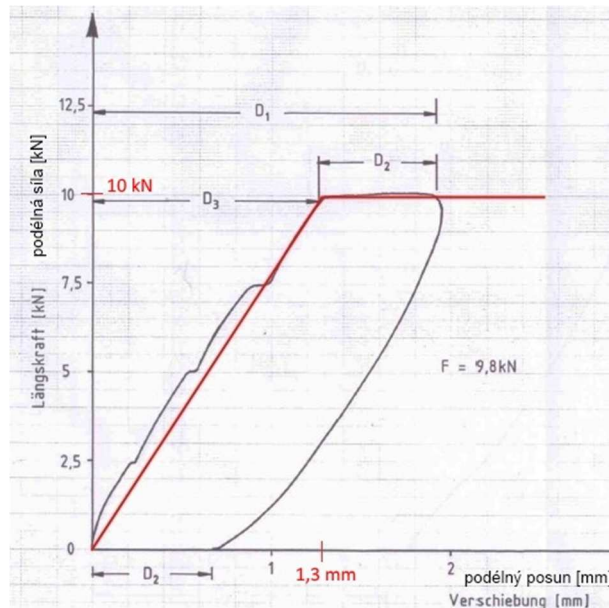


Obr. 121: Vyhodnocení posunu pravé kolejnice

Z důvodu, že křivka pro uvažování koleje v délce pouze 3,0 m je nereálná a tak výrazně se liší od normového odporu, pro další výpočty jsem se rozhodl uvažovat dolní křivku. Ta uvažuje kolej v celé délce 4,2 m a maximální hodnotou odporu se liší pouze o cca 25%.

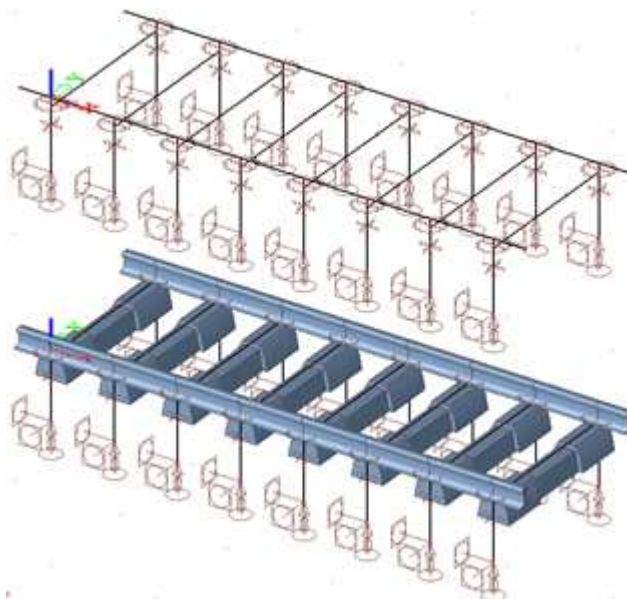






Obr. 123: Zkouška upevňovadla W14 s pryžovou podložkou [17]

Model obsahuje 8 pražců a kolejnice dlouhé 4,8 m  $((8-1) \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,6/2)$ . Kolejnice nejsou na koncích nijak podepřeny, aby působící síly na levém konci mohli s kolejnicemi posouvat. Celý model, jak prutový, tak i renderovaný, je zobrazen na Obr. 124.

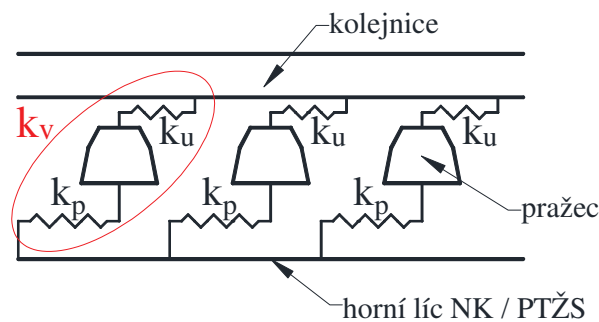


Obr. 124: Prutový model v programu Scia, dole renderovaný model

V takto připraveném modelu jsem přistoupil k jeho nastavení tak, aby se při stejném zatížení chováním přiblížil experimentální koleji. Vazby mezi jednotlivými součástmi jsou znázorněny pružinami na Obr. 125. Každé pružině je přiřazena tuhost – pružina symbolizující odpor pražce ve šterkovém loži má tuhost  $k_p$  a tuhost proti posunu kolejnice v upevňovadle nese označení  $k_u$ . Pokud tedy budeme uvažovat jednu vazbu  $k_v$  složenou

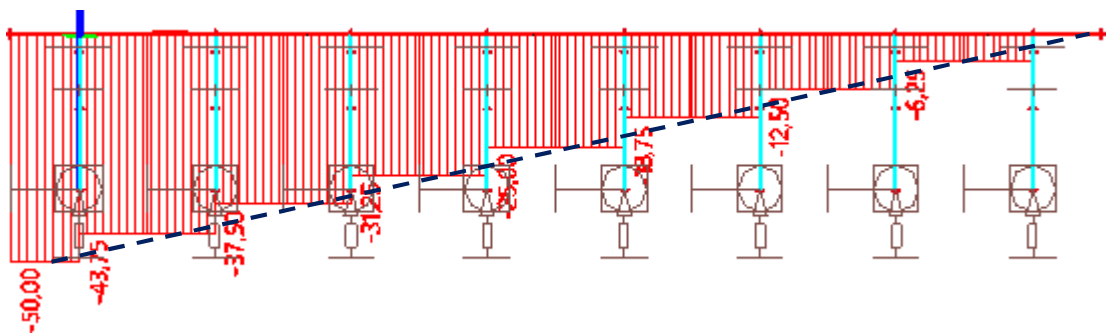
z upevňovadla a pražce, její výslednou tuhost získáme z rovnice (5). Tuhost proti posunu jedné kolejnice poté bude  $\Sigma k_v$  a tuhost pro celou kolej se bude rovnat dvojnásobku této sumy. Je pouze nutné podotknout, že v tomto zjednodušeném případě se uvažuje stejná tuhost ve všech pražcích i upevňovadlech a nedochází tak k různému rozdělení sil, kroucení upevňovadla atd.

$$k_v = \frac{k_u \cdot k_p}{k_u + k_p} \quad (5)$$



Obr. 125: Schematické znázornění vazeb v konstrukci koleje

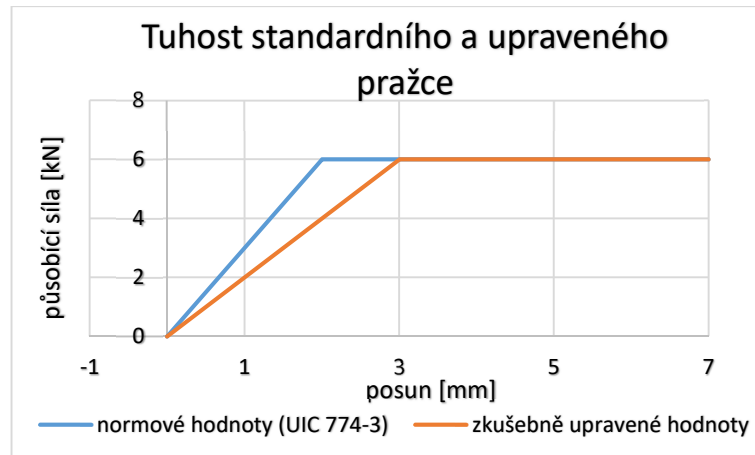
Pokud jsou tuhosti všech prvků, tzn. upevňovadel a pražců stejné, bude normálová síla na každé vazbě klesat rovnoměrně, tudíž její trend (na Obr. 126 čárkovanou tmavě modrou čarou) bude lineární.



Obr. 126: Průběh normálové síly při stejné tuhosti všech vazeb

Rozdílná situace nastává, pokud se tuhosti jednotlivých vazeb liší. Pro ilustraci jsem ve stejném modelu změnil odpor proti posunutí 3. pražce. Zde nebude plastická část diagramu začínat při posunu 2 mm, nýbrž až 3 mm, avšak při zachování stejné mezní síly 6 kN na 1 stranu pražce, čímž se tuhost z 3 kN/mm zmenší na 2 kN/mm (Obr. 127).





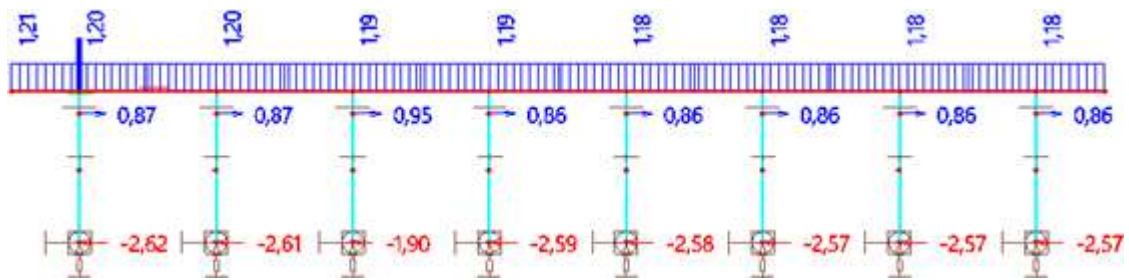
Obr. 127: Tuhosti nelineárních vazeb v programu SCIA

Zde musíme postupovat jiným způsobem. Jelikož je kolejnice dlouhá cca 4,8 m a je vyrobena z oceli s modulem pružnosti 210 GPa, pokud by byla na konci vetknutá a po celé její délce tak působila normálová síla 55 kN, dle rovnice (6) by došlo k posunu 0,164 mm. Jelikož je toto zkrácení tak malé, můžeme ho zanedbat a kolejnici brát v podélném směru jako tuhé těleso a předpokládat, že v každém jejím bodě dochází ke stejnému posunu.

$$\Delta l = l \cdot \frac{N}{EA} = 4800 \cdot \frac{55 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^3 \cdot 7670} = 0,164 \text{ mm} \quad (6)$$

Tuhost upevňovadla v této ukázce je 10 kN/1,3 mm = 7,69 kN/mm, normová tuhost pražce je 6 kN/2 mm = 3,0 kN/mm a tuhost zkušebně upraveného pražce 6 kN/3 mm = 2 kN/mm. Po dosazení do rovnice (5) získáme tuhost standardní vazby  $k_v=2,16$  kN/mm a tuhost vazby s upraveným pražcem  $k_v=1,59$  kN/mm. Jelikož standardních vazeb je pod 1 kolejnicí 7 a pouze 1 je atypická, celková tuhost bude  $7 \times 2,16 + 1 \times 1,59 = 16,70$  kN/mm. Pokud tedy na kolejnici působí síla 20 kN, dochází k posunu kolejnice  $u = 20,0/16,7 = 1,20$  mm. Jak již bylo řečeno, k tomuto posunu dochází v každém bodě kolejnice. Vazbou s normovou tuhostí se bude přenášet síla  $2,16 \text{ kN/mm} \cdot 1,20 \text{ mm} = 2,59 \text{ kN}$  a vazbou s upraveným pražcem pak síla  $1,59 \text{ kN/mm} \cdot 1,20 \text{ mm} = 1,90 \text{ kN}$ . Tato síla působí jak na upevňovadlo, tak i na pražec. Tím pádem posun kolejnice v upevňovadle se bude rovnat  $2,59/7,69 = 0,34$  mm a posun pražce  $2,59/3,0 = 0,86$  mm v případě standardního pražce, v případě upraveného pražce posun v upevňovadle  $1,90/7,69 = 0,25$  mm a posun pražce  $1,90/2,0 = 0,95$  mm. Jako kontrola nám může posloužit suma obou posunů, která se vždy musí rovnat celkovému posunu kolejnice ( $0,34 + 0,86 = 1,20$  mm;  $0,25 + 0,95 = 1,20$  mm). Ověření ručního výpočtu

je ukázáno na Obr. 128, kde je vykreslen průběžný posun kolejnice, posuny jednotlivých pražců a také reakce v podporách (červeně).



Obr. 128: Posun kolejnice, pražců a reakce v podporách

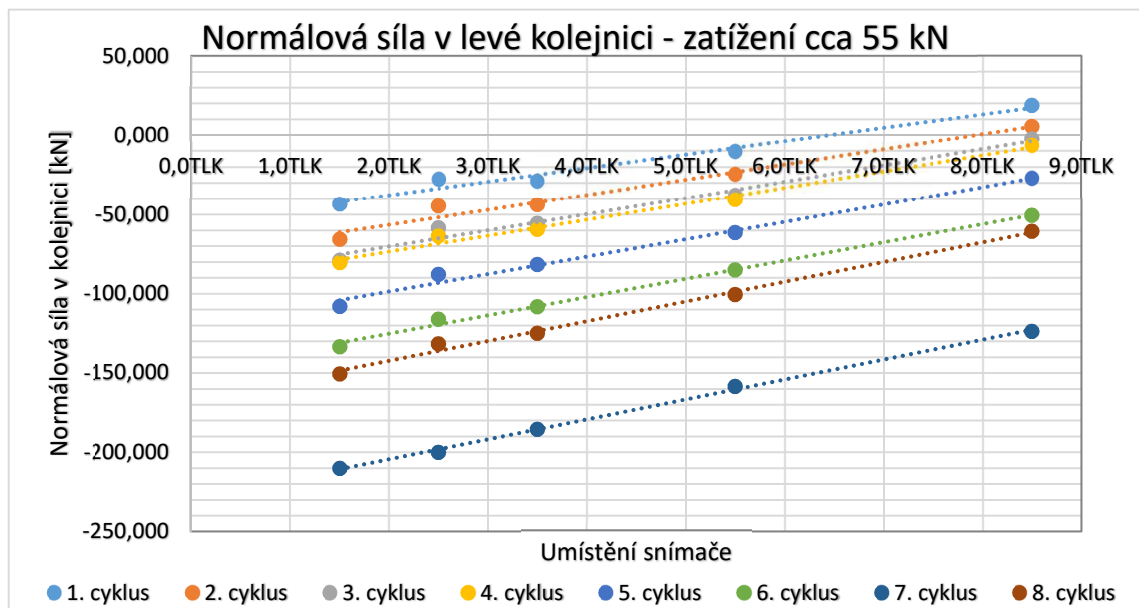
Tento předpoklad ovšem platí pouze v případě, že tuhosti jsou stejné pod levou i pravou kolejnicí. V opačném případě by docházelo k rozdílným posunům levé a pravé strany pražce, tudíž by docházelo k natočení kolejnice vůči pražci, aktivovala by se tak tuhost kroucení upevňovadla a rozdělení sil bychom takto jednoduše nebyli schopni spočítat.

#### 4.1.1 První experiment nezatížené koleje

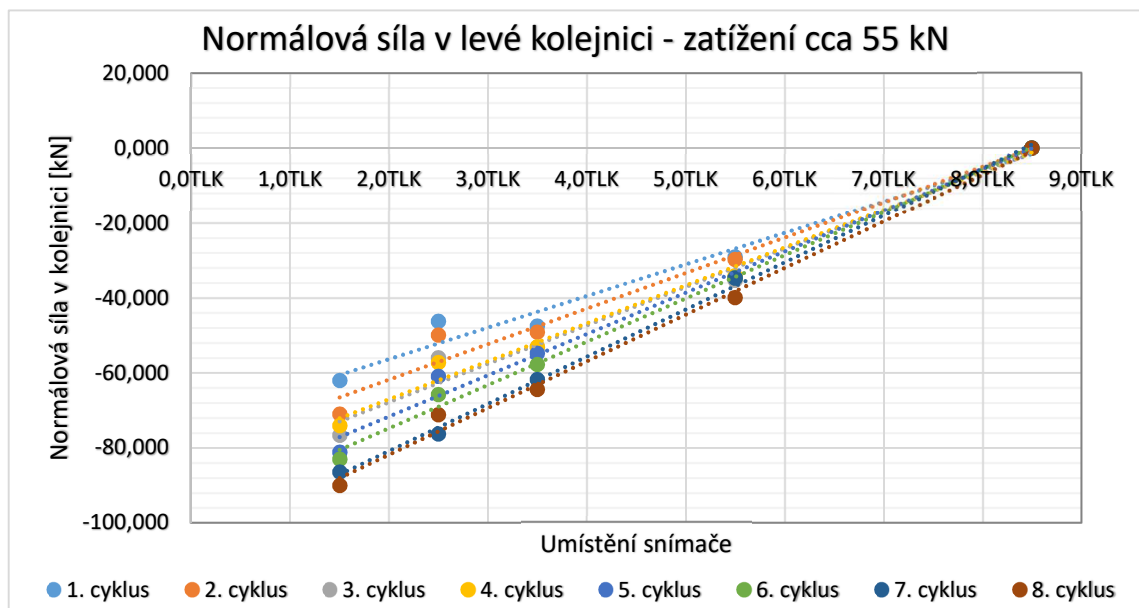
##### 4.1.1.1 Průběh normálové síly

Jelikož z vypracovaných grafů je vidět, že v případě experimentu v každém upevňovadle nebo na každém pražci nedošlo ke stejnému posunu, je tedy pravděpodobné, že každý prvek má mírně odlišnou tuhost a došlo tak k nerovnoměrnému rozdělení sil. Z grafů popsaných v kapitolách 3.6.2.1.2 a 3.6.2.2 jsem tedy chtěl vytvořit průběh normálové síly, z kterého bych mohl jednoduše určit síly působící na jednotlivé vazby. Pro ilustraci zde uvádím příklad pro levou kolejnici při zatížení 55 kN, tzn. 110 kN na celou kolej. Na Obr. 129 lze vidět, že proložení bodů má stejný lineární charakter jako průběh normálové síly z výpočetního modelu s prvky se stejnými tuhostmi (Obr. 126). Ovšem stejně jako na Obr. 73, i zde jsou zřejmé nesrovnalosti, a to sice v podobně svislého posunu přímek do nereálných hodnot. Na kolejnici působí v čele síla 55 kN, avšak první tenzometry mezi 1. a 2. pražcem vykazují hodnoty od cca 40 až do 210 kN, což je naprosto nemožné. Druhým nereálným údajem je měření z posledního tenzometru, jež se nachází na volném konci kolejice. Zde by tenzometr měl vykazovat nulové hodnoty, avšak na grafu je vidět, že tyto hodnoty se pohybují v rozmezí 20 kN tahové síly až 120 kN v tlaku. Z tohoto důvodu jsem obdobně jako u grafu na Obr. 74 provedl korekci

pomocí posledního tenzometru, jímž naměřené hodnoty jsem odečetl od ostatních měřených bodů a získal tak kompenzovaný průběh, který je zobrazen na Obr. 130.



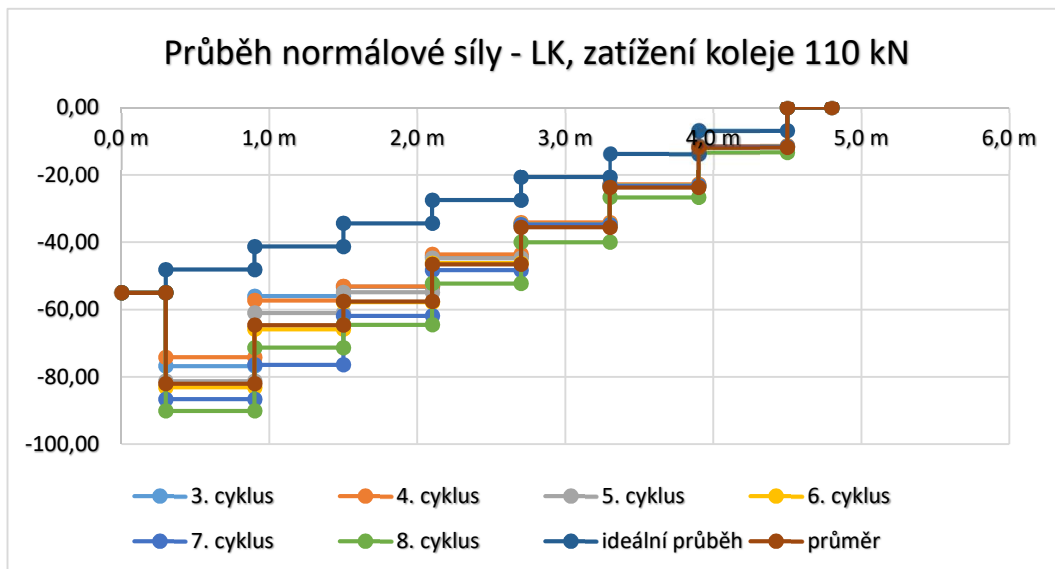
Obr. 129: Trend normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 110 kN



Obr. 130: Průběh normálové síly v levé kolejnici při použití 9. tenzometru jako kompenzačního

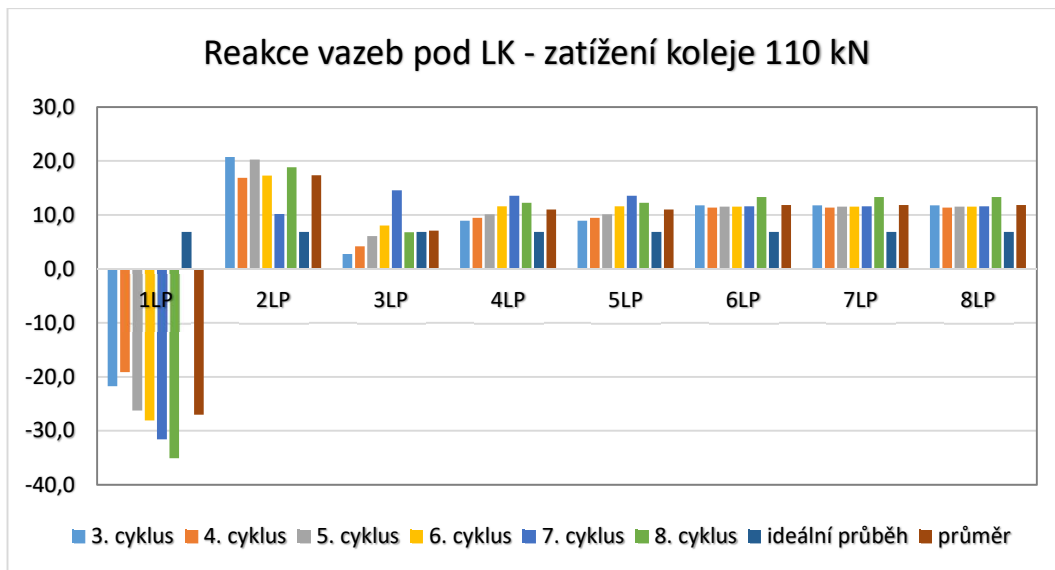
Každý z tenzometrů byl vždy umístěn v polovině vzdálenosti mezi sousedními pražci z levé i pravé strany kolejnice. Body na Obr. 130 jsou vytvořeny jako průměr z naměřených hodnot na vnější a vnitřní straně kolejnice. Jelikož tenzometr byl mezi pražci, každý bod jsem přesunul na obě strany do nejbližšího pražce, takže při přesunu

do pražce blíže k začátku koleje tvořil nižší normálovou sílu na daném pražci, při přesunu směrem ke konci naopak vyšší hodnotu na pražci. Jak je znázorněno na Obr. 47, tenzometry nebyly nalepeny mezi všemi pražci. Proto normálová síla mezi 4. a 5. pražcem a tím pádem i reakce na 4. pražci byla počítána jako polovina rozdílu mezi sousedními tenzometry. Poslední tenzometr je pak umístěn za 5. pražcem, neboť tenzometr za posledním pražcem uvažují v tomto případě jako „svůj“ kompenzační. Normálová síla za 6. a 7. pražcem bude tedy uvažována jako 2/3, resp. 1/3 normálové síly za 5. pražcem, neboť za posledním pražcem je předpokládána nulová síla. Co se týče síly před prvním pražcem, tu jsem z důvodu absence tenzometru také musel volit, a to sice jako sílu odpovídající zatěžovací síle na kolejnici. Na Obr. 131 jsou znázorněny průběhy normálové síly pro 3. až 8. zatěžovací cyklus, dále je vykreslen jejich průměr a ideální průběh, který by nastal v případě stejných tuhostí všech vazeb.



Obr. 131: Průběhy normálových sil

Reakce vznikající v každé vazbě, respektive síla, která na danou vazbu působí, je rovna rozdílu normálové síly z levé a z pravé strany oné vazby. Jelikož průběhy normálových sil se na Obr. 131 různě překrývají, popsat jejich hodnoty by bylo velmi nepřehledné, navíc bychom stále museli dopočítávat každou reakci. Proto jsem ve sloupcovém grafu na Obr. 132 vynesl všechny reakce ze všech průběhů normálových sil pro daný pražec.



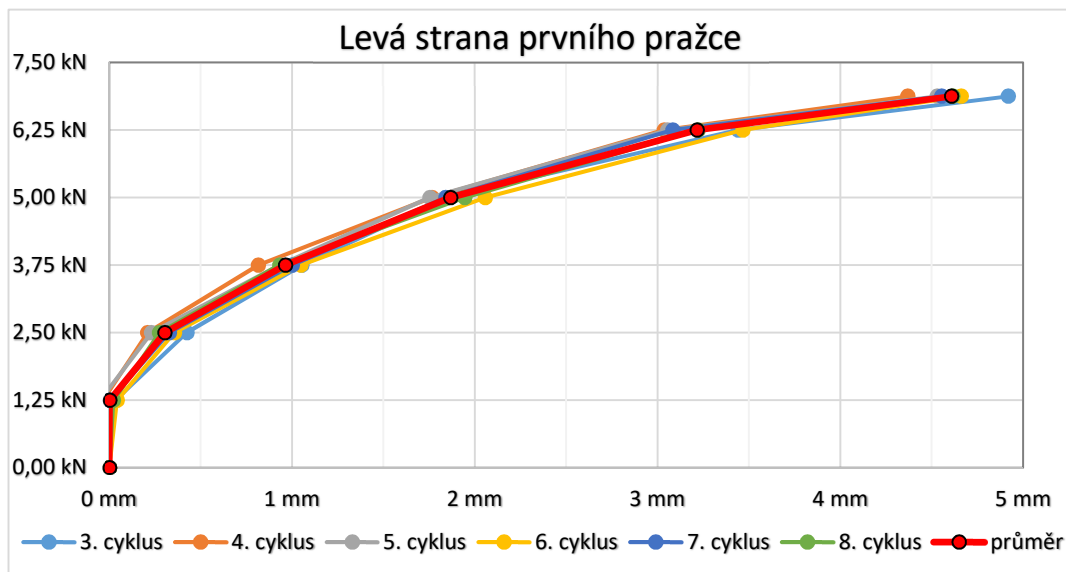
Obr. 132: Síly působící na určitou vazbu při průběhu dané normálové síly

Při porovnání sil v jednotlivých vazbách zjišťujeme, že podobné hodnoty ze všech cyklů jsou pouze na posledních 5 pražcích, což je ovšem dáno tím, že zde hodnoty nejsou naměřené, nýbrž zprůměrované z okolních tenzometrů. Na ostatních pražcích se hodnoty značně liší, ale zásadní nesrovnalost se nachází na prvním pražci. Zde dokonce vzniká reakce ve směru působící tlačné síly, ne proti ní. To je dáno tím, že normálovou sílu jsem si „volil“ podle tlačné síly lisu, ale hned první tenzometr vykazuje hodnotu vyšší. Jelikož jsou hodnoty značně rozdílné, na prvním pražci vzniká opačná reakce a síly na 4 z 8 pražců jsou počítány ze zprůměrovaných normálových sil, rozhodl jsem se od přiřazení konkrétní síly dané vazbě upustit.

#### 4.1.1.2 Tuhosti jednotlivých nelineárních vazeb

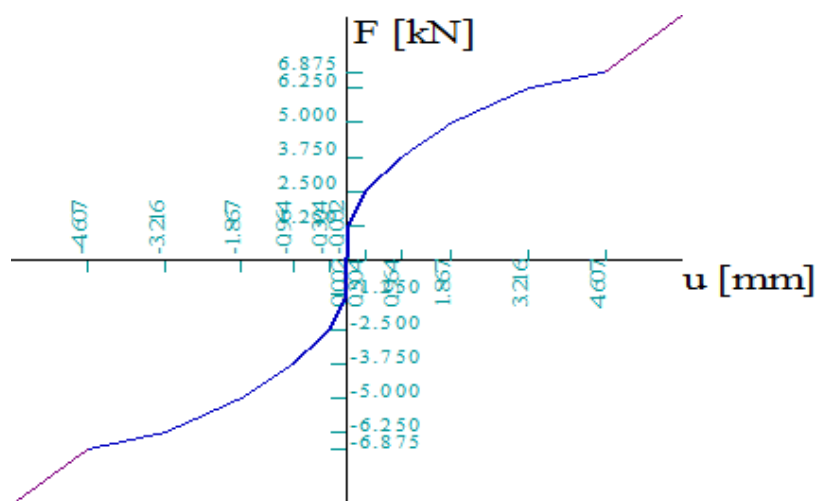
Přešel jsem tedy k možnosti, že nebudu uvažovat z Obr. 130 jednotlivé normálové síly, nýbrž spojnicemi daný lineární trend, tím pádem celkovou sílu působící na kolej rozdělím na poloviny do každé kolejnice a každou polovinu na 8 stejných dílů, takže v každé vazbě koleje bude působit 1/16 celkové síly. Již z kapitol 3.6.2.2 a 3.6.2.3 jsem pro každý měřený bod měl zpracovanou hodnotu posunu v krocích zatížení po 20 kN a poslední krok 110 kN na celou kolej, takže jsem toho využil a zvolil stejné kroky. Ovšem nyní jsem z hlediska ustálení cyklů používal stejně jako v kapitole 3.6.3 pouze 3. až 8. zatěžovací cyklus. Navíc jsem od každé z těchto hodnot odečetl počáteční hodnotu daného cyklu, tím jsem vlastně získal 6 hodnot z jednoho kroku v jednom daném místě. Jelikož jsem odečtením výchozí hodnoty docílil toho, že cykly začínaly stejně jako na

Obr. 78 ve stejném výchozím bodu, tyto hodnoty byly velmi podobné a mohl jsem z nich tak udělat průměrnou hodnotu. Pro ilustraci přikládám graf na Obr. 133.



Obr. 133: Hodnoty pro nelineární vazbu na levé straně 1. pražce

Takto jsem vytvořil průměrné hodnoty pro 16 upevňovadel a pro levou i pravou stranu každého z 8 pražců, tudíž celkem 32 různých míst. Jelikož na 4., 6. a 7. pražci snímače pohybu nebyly osazeny, opět jsem musel využít interpolaci mezi nejbližšími naměřenými hodnotami. Do programu Scia byly tyto hodnoty vloženy do všech 32 nelineárních vazeb pro kladný i záporný posun a pokud by hodnota přesáhla maximálních zadaných 6,875 kN, bylo nastavené chování stejné tuhosti jako poslední úsek diagramu. Opět pro nelineární vazbu pod levou stranu 1. pražce přikládám graf (Obr. 134) přímo z programu Scia.

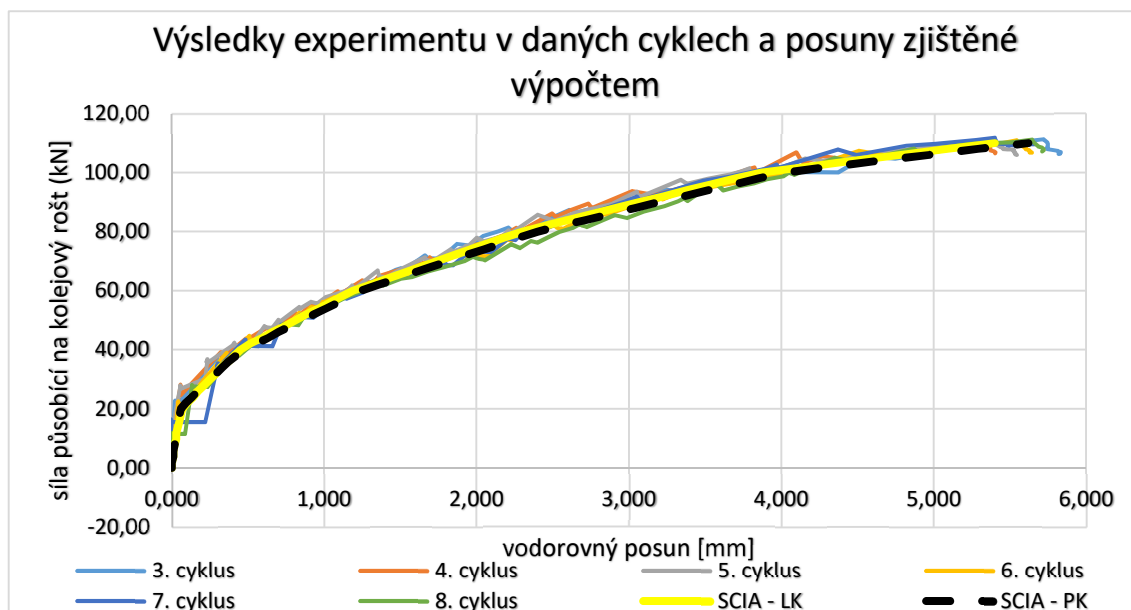


Obr. 134: Pracovní digram vytvořený pro nelineární vazbu 1LP

Dále jsem v programu Scia vytvořil 55 zatěžovacích stavů, kde v každém působila dvojice sil (síla 1-55 kN na každou kolejnici). Dále bylo nutné vytvořit stejný počet nelineárních kombinací, z nichž každá obsahovala 1 zatěžovací stav, abych mohl provést nelineární výpočet. Pro provedení nelineárního výpočtu jsem byl schopen zjistit průběh normálové síly v obou kolejnicích či vynést křivku posunu v závislosti na působící síle pro libovolný uzel či prut a porovnat ji se skutečně naměřenými hodnotami během experimentu.

#### 4.1.1.3 Výsledky nelineárního výpočtu

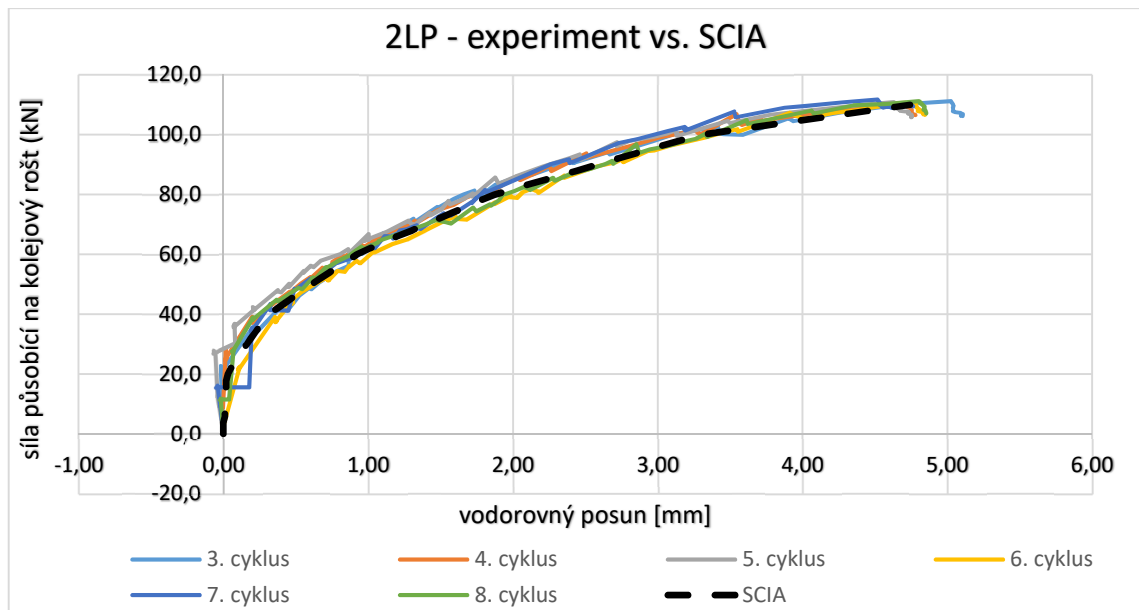
Nejprve bylo zapotřebí zjistit, zdali se chování výpočtového modelu shoduje s výsledky experimentu. Pro tento účel jsem použil dříve vytvořený graf zprůměrovaného posunu levé a pravé kolejnice v jednotlivých cyklech (Obr. 78) a do něj vnesl posun levé a pravé kolejnice zjištěný nelineárním výpočtem všech nelineárních kombinací. Na Obr. 135 je patrné, že výpočetní model poměrně přesně vystihuje chování experimentální koleje, včetně toho, že došlo k mírně většímu posunu pravé kolejnice oproti levé.



Obr. 135: Posun kolejnic v experimentu a ve výpočtovém modelu

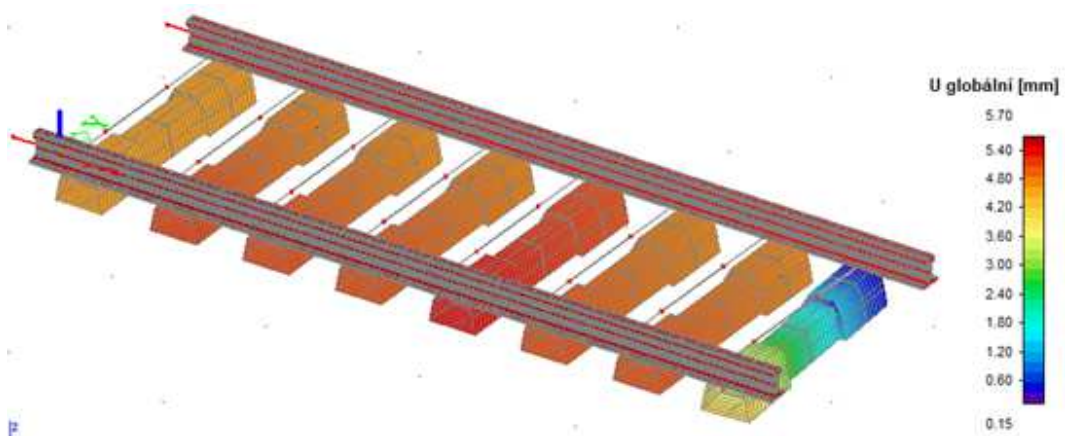
Pro jistotu jsem prověřil i náhodné jednotlivé prvky koleje, např. na Obr. 136 uvádím posuny levé strany 2. pražce z experimentu a výpočetního modelu. Z grafu je patrné, že i tyto výsledky vykazují poměrně velkou shodu.





Obr. 136: Posun levé strany 2. pražce v experimentu a ve výpočetním modelu

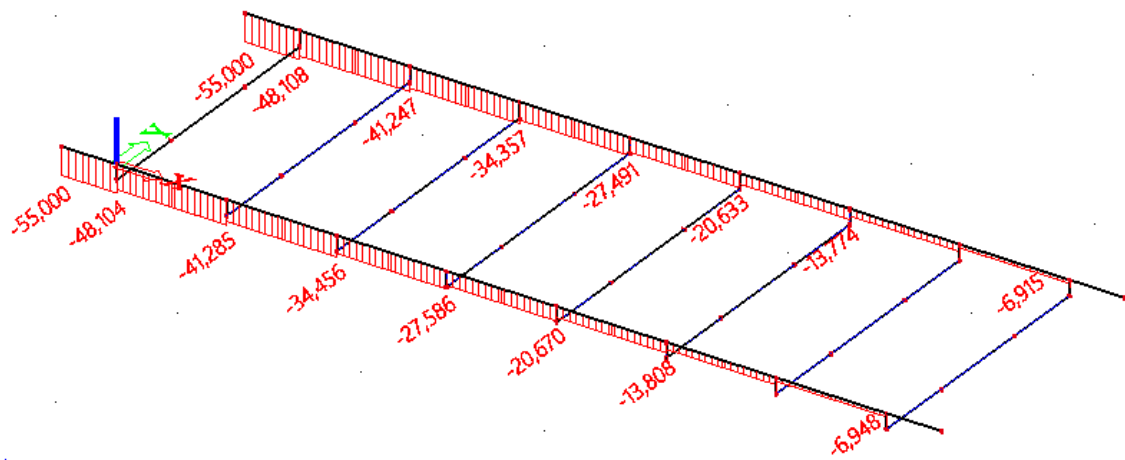
Pro zajímavost přikládám na Obr. 137 celkovou deformaci koleje. Zde je viditelné, že kromě posledního pražce se všechny pražce posouvaly víceméně rovnoměrně, jen poslední zmiňovaný pražec se na levé straně neposunul téměř vůbec, na pravé straně značně méně než ostatní.



Obr. 137: Deformace koleje

Po ověření, že výpočetní model dostatečně přesně vystihuje chování experimentální koleje, jsem chtěl zjistit průběh normálové síly a tím tak i rozložení sil v kolejnicích. Na Obr. 138 jsou zobrazeny průběhy normálových sil v levé i pravé kolejnici při zatížení koleje 110 kN. V ideálním případě totožných tuhostí by normálové síly na levé i pravé kolejnici byly stejné a každá vazba by odebírala sílu  $110/16=6,875$  kN, tzn. že průběh by byl  $55,0 - 48,125 - 41,25 - 34,375 - 27,5 - 20,625 - 13,75 - 6,875 - 0$  kN. Přestože

každá nelineární vazba měla nastavenou jinou tuhost, z průběhu normálových sil je patrné, že se velmi blíží ideálnímu průběhu z Obr. 131.



Obr. 138: Průběh normálové síly v levé a v pravé kolejnici při zatížení 55 kN

#### 4.1.2 Zatížené kolejové lože

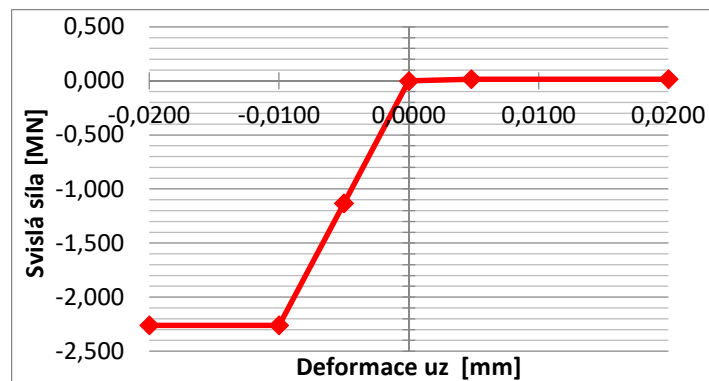
Vzhledem k tomu, že u prvního experimentu byl u nezatížené koleje výpočetně prokázán lineární průběh normálové síly a druhý experiment měl velmi podobné průběhy, přikročil jsem rovnou k ověření zatížené koleje.

##### 4.1.2.1 Rozdělení působící síly do jednotlivých vazeb

Jak již bylo zobrazeno na Obr. 118, průběh normálové síly bych mohl popsat jako bilineární – pod zatíženou kolejí vazby odebírají větší síly než na nezatíženém zbytku koleje. Tento fakt bylo nutné zohlednit i v nastavení tuhostí vazeb ve výpočtovém modelu. Přemýšlel jsem tedy nad možnostmi, jak tuhost celé koleje rozdělit do jednotlivých vazeb se zahrnutím vlivu svislého zatížení.

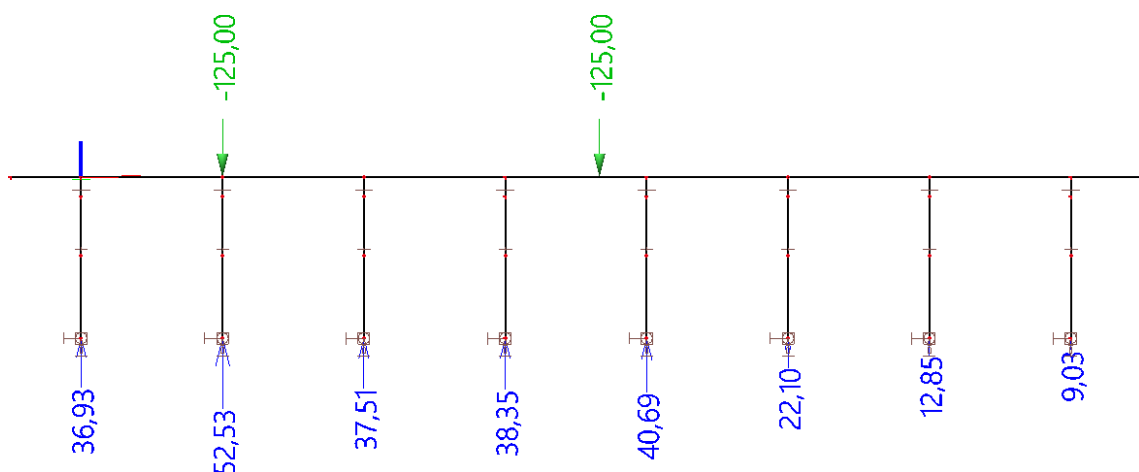
Po zvážení různých možností jsem se rozhodl tuhosti rozdělit v poměru svislého zatížení dané vazby. Ve výpočtovém modelu jsem v podpoře na dolním konci tuhých prutů nastavil ekvivalentní svislou tuhost. Modul přetvárnosti šterkového lože na mostě jsem uvažoval hodnotou  $E_{pl}=100 \text{ MPa}$ . Zatěžovací plocha každého pražce  $A_p$  při šířce pražce 0,22 m, délce 2,60 m, mocnosti šterkového lože pod dolním lícem pražce  $h=0,355 \text{ m}$  a uvažování roznosu v poměru 4:1 se rovná  $0,80 \text{ m}^2$ . Jestliže se svislá síla roznáší ložem s tuhostí  $E_p$  na plochu  $A_p$  na vzdálenosti  $h$ , získáme poté svislou tuhost

jednoho pražce  $k_z=226 \text{ MN/m}$ . Tuto tuhost jsem bral do maximálního posunu 10 mm, poté následoval plastický posun při síle 2260 kN (Obr. 139).



Obr. 139: Svislá tuhost jednoho pražce

Kolej jsem tedy zatížil 4 bodovými silami o velikosti 125 kN a provedl nelineární výpočet, ze kterého jsem získal velikosti reakcí pod každým pražcem (Obr. 140 – pohled z boku).



Obr. 140: Zatížení koleje a reakce jednotlivých pražců

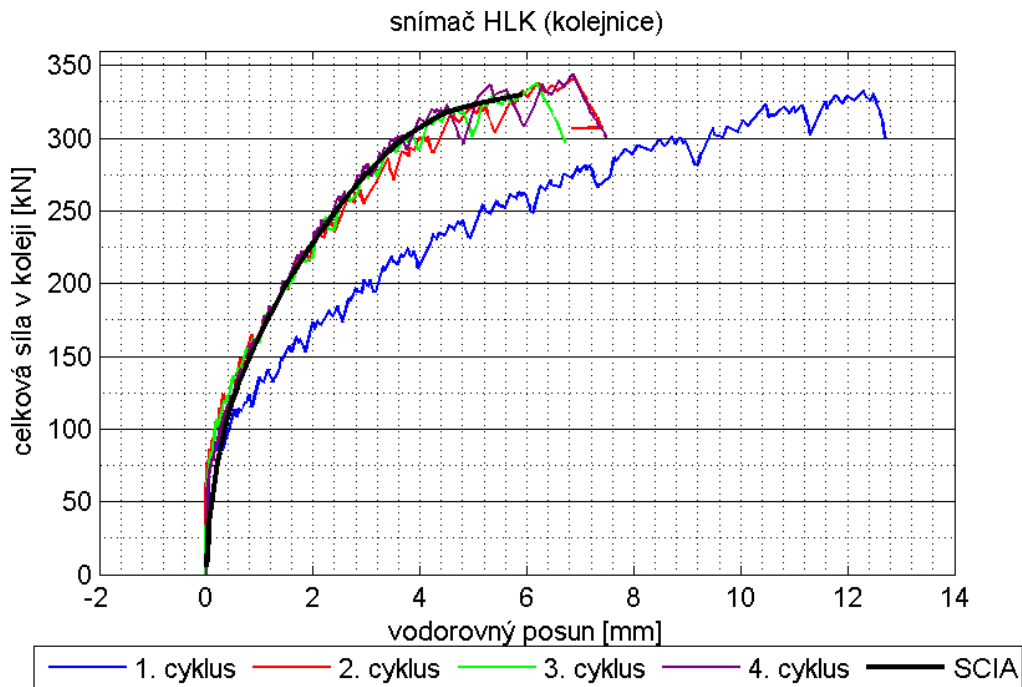
Na každou kolejnici působila tedy celková svislá síla o velikosti 250 kN. Touto hodnotou jsem děлил všechny vzniklé reakce, čímž jsem získal procentuální rozdělení síly na daný pražec (1. pražec 14,77%, 2. pražec 21,01% atd.).

Podle těchto procentuálních rozdělení roznesení svislých sil jsem se rozhodl rozdělit i působící zatěžovací sílu během experimentu. Využil jsem tedy již zpracovaných jednotlivých kroků, kde jsem vždy znal působící sílu a posun kolejnice, pražce a posun v upevňovadle. Právě tuto působící sílu jsem do programu Scia vkládal v procentuálním zastoupení dle rozložení svislých sil. Došlo-li tedy při zatížení koleje 330 kN k posunu

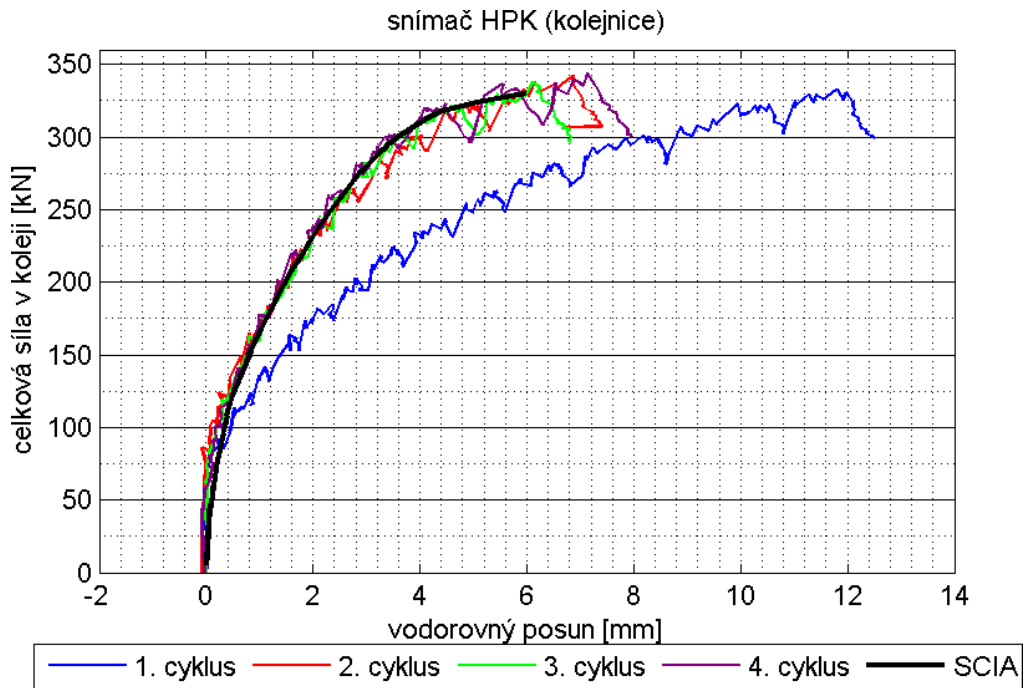
pravé strany 1. pražce 3,18 mm, vložil jsem hodnoty posunu 3,18 mm při síle  $330 \cdot 0,5 \cdot 0,1477 = 24,37$  kN.

#### 4.1.2.2 Porovnání shody mezi experimentem a výpočtem

Po provedení nelineárního výpočtu jsem tak získal hodnoty posunů jednotlivých uzlů v kroku 3 kN. Všechny tyto hodnoty jsem poté zpracoval do tabulky, z níž jsem je vkládal do grafů z měření a mohl tak porovnat jejich shodu. Na Obr. 141 vidíme shodu posunu kolejnice v místě hlavy levé kolejnice získaného experimentálním měřením a výpočtem v programu Scia. Na Obr. 142 je pak graf z měření v místě hlavy pravé kolejnice.

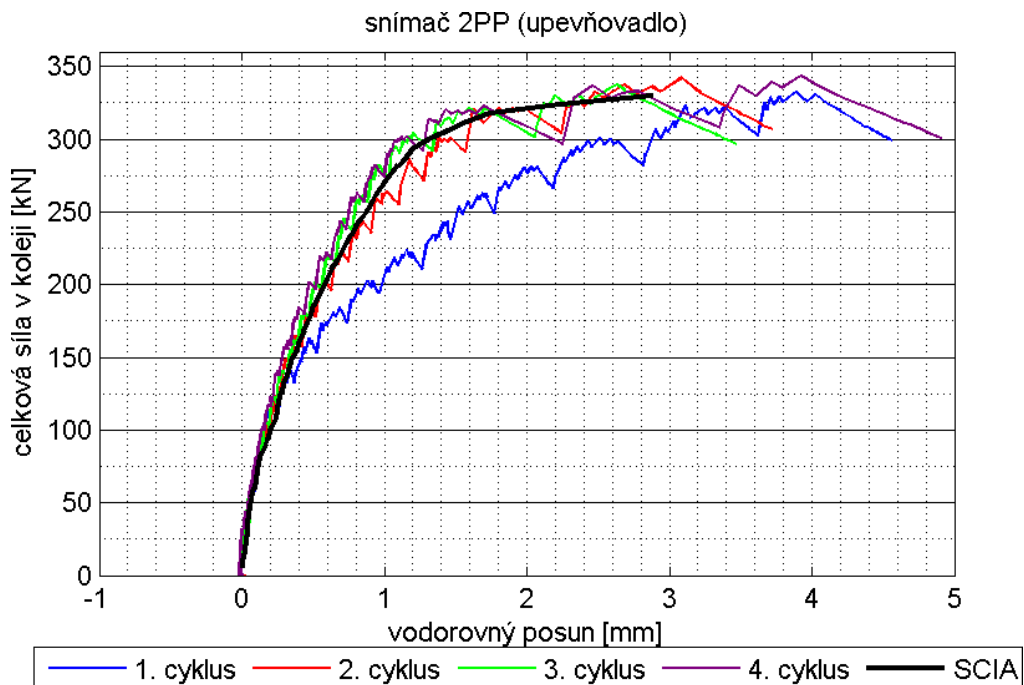


Obr. 141: Shoda výpočetního modelu s experimentem v místě hlavy levé kolejnice

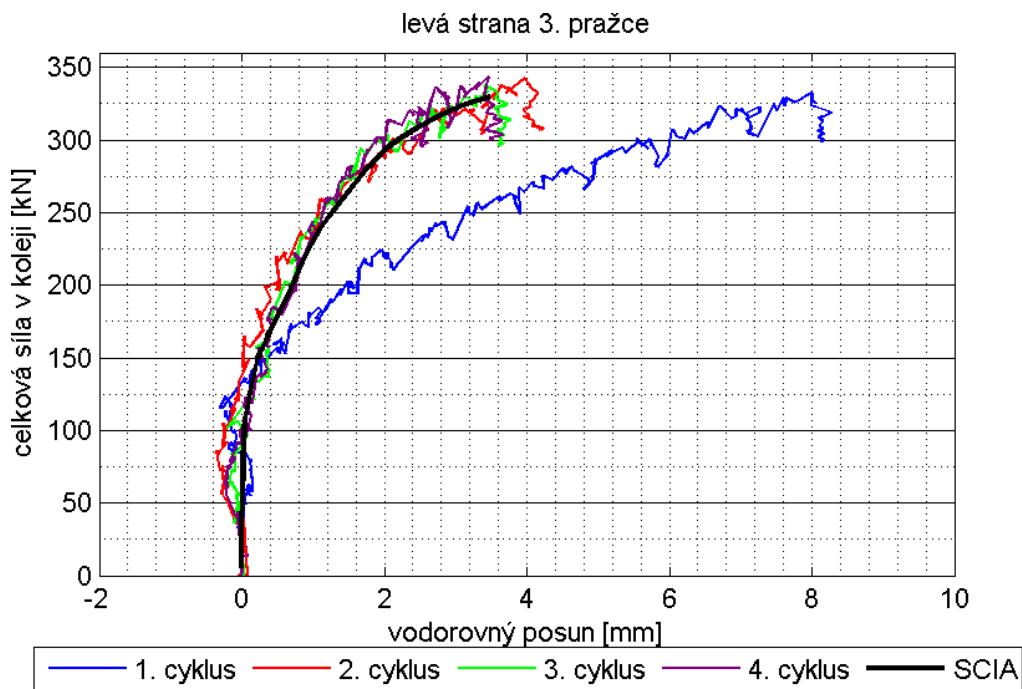


Obr. 142: Shoda výpočetního modelu s experimentem v místě hlavy pravé kolejnice

Takováto vysoká míra shody byla zjištěna ve všech místech u všech prvků koleje, ovšem pro přehlednost zde uvádím pouze příklad pro upevňovadlo na pravé straně 2. pražce (Obr. 143) a pro posun levé strany 3. pražce (Obr. 144).



Obr. 143: Shoda posunu upevňovadla na pravé straně 2. pražce z výpočetního modelu a z experimentu



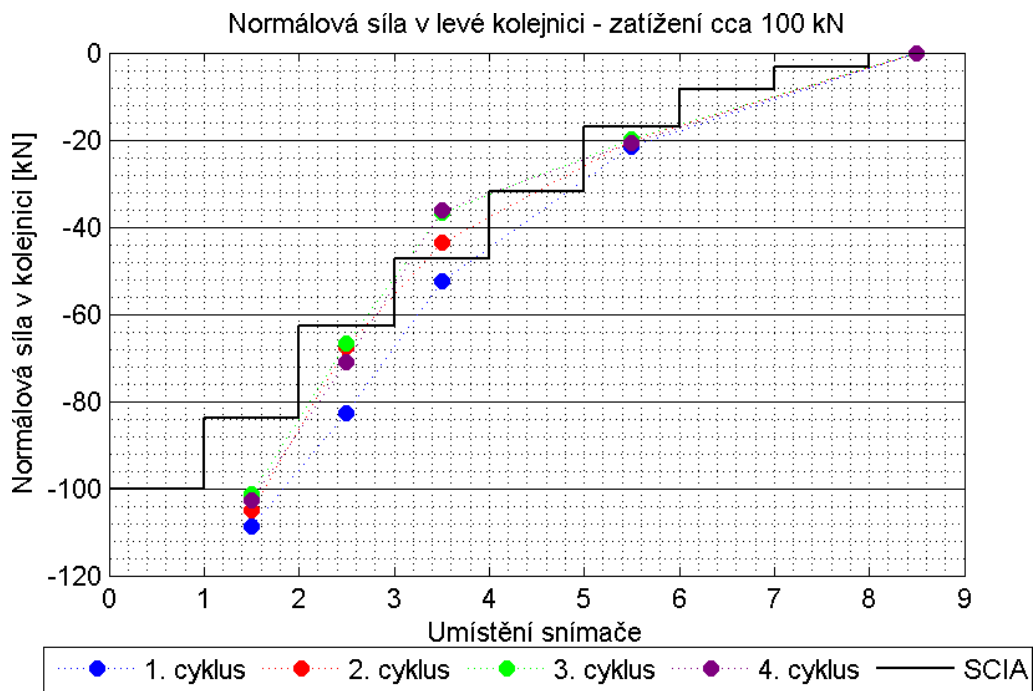
Obr. 144: Shoda posunu levé strany 3. pražce z výpočetního modelu a z experimentu

#### 4.1.2.3 Průběh normálové síly

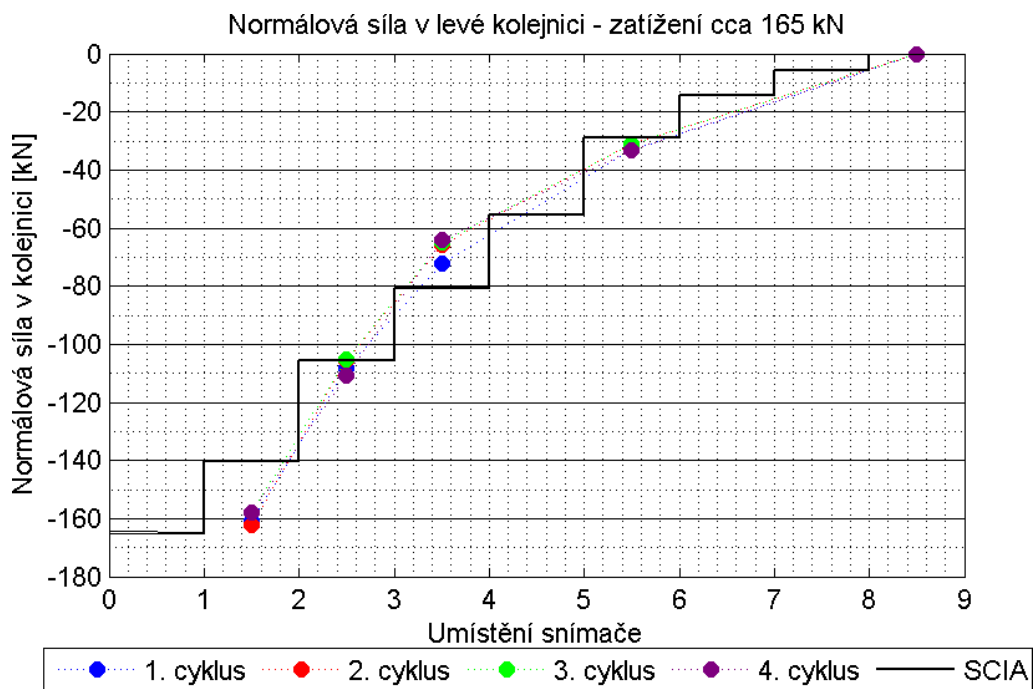
V takto sestaveném a shodou posunů ověřeném modelu jsem vzal zatížení ve zmiňovaných krocích, provedl opět nelineární výpočet a z výsledků získal průběhy normálových sil. Tyto hodnoty jsem si zpracoval do tabulky, abych je mohl zpracovat v grafu, do kterého lze též zanést tenzometry naměřené hodnoty. Jelikož jsou naměřené hodnoty při nižším zatížení více „rozházené“, pro příklad uvedu grafy levé kolejničky ze dvou kroků.

Na následujících grafech je černou čarou zobrazen průběh z nelineárního výpočtu v programu Scia a barevnými body naměřené hodnoty z jednotlivých cyklů. Je nutné podotknout, že se jedná o hodnoty upravené pomocí 9. tenzometru, který byl použit jako nový kompenzační tenzometr. Na Obr. 145 je graf při zatížení koleje 200 kN, na Obr. 146 pak průběh při maximálním zatížení koleje.





Obr. 145: Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 200 kN



Obr. 146: Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 330 kN

Při prohlédnutí obou grafů lze říci, že poměrně vysokou shodu s výpočtem vykazují tenzometry mezi 2. a 3. pražcem a mezi 5. a 6. pražcem. Naopak největší rozdíl mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami je mezi 1. a 2. pražcem. Na grafech je ovšem vidět, že naměřená hodnota je stejná, ba dokonce vyšší než působící síla, takže zůstává otázkou, jak moc jsou tyto výsledky důvěryhodné. Na základě měření i výpočtů lze však

s poměrně vysokou jistotou konstatovat, že svislé zatížení výrazně zvyšuje tuhost jednotlivých vazeb a tím tak i celkovou tuhost zatížené koleje.

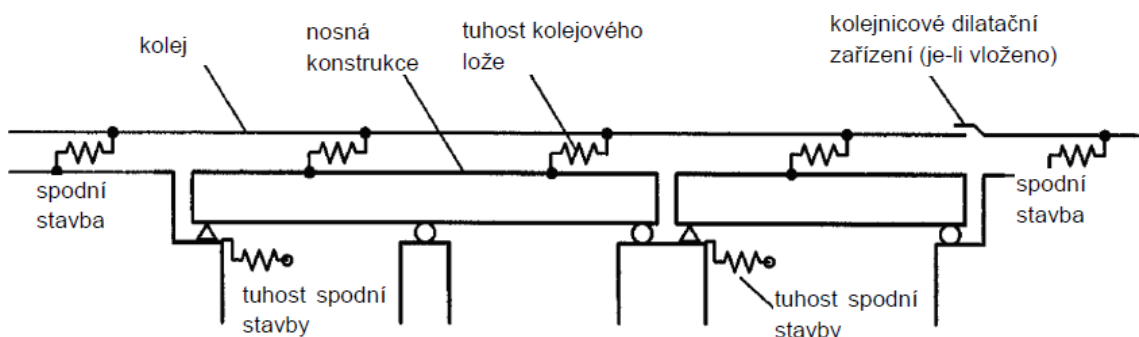
## 4.2 Interakce koleje na mostě

Jak již bylo řečeno, používání BK na zemním tělese je víceméně bezproblémové a je již dostatečně ověřeno používáním. Je nutné pouze dodržet základní předepsané principy, jako je např. správná teplota zřízení BK, aby se předešlo většímu teplotnímu namáhání a nemohlo tak dojít ke ztrátě stability či k lomu kolejnic. Dalším předepsaným parametrem je minimální poloměr oblouku, neboť se snižujícím se poloměrem se zvyšují vznikající radiální síly a mohlo by tak opět dojít k porušení koleje.

Pokud je BK převáděna na mostním objektu, dochází ke vzájemnému silovému spolupůsobení a ovlivňování (tzv. interakci) mostní konstrukce a koleje. Tato interakce je nazývána jako kombinovaná odezva mostní konstrukce a koleje a je nutné ji vždy posoudit společně s návrhem mostu.

Velikost vzájemně přenesené síly je závislá na několika parametrech, jako je zejména způsob oddělení koleje a mostu pomocí KDZ, konstrukční uspořádání mostu – tj. zdali se jedná o rámovou konstrukci, trámovou apod., a statické uspořádání mostu – integrální most, řada prostých nosníků, spojitá konstrukce apod. [18]

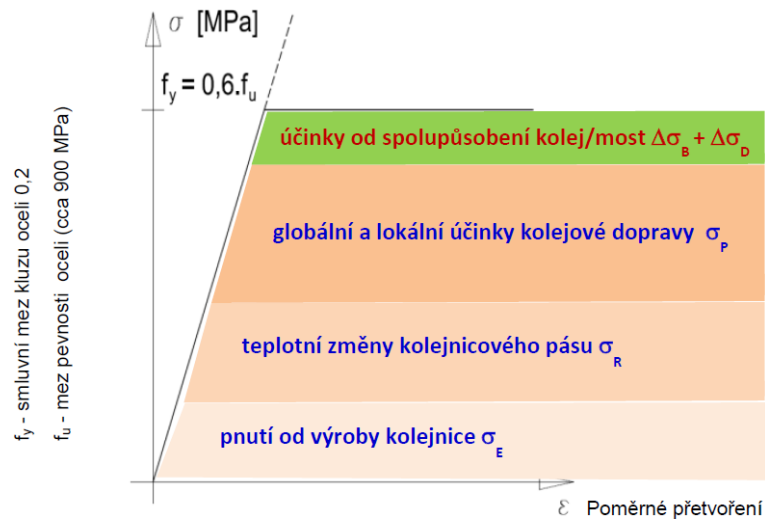
Přenos sil z mostu do koleje vzniká při rozdílném posunu NK a koleje. Velikost tohoto posunu určuje, jak velká síla vznikne v jednotlivých vazbách mezi mostem a kolejí a délka mostní konstrukce udává, kolik vazeb bude spolupůsobit, tzn. jak velká celková síla se vzájemně přenesou. Zjednodušené schéma interakce koleje a mostní konstrukce je přiloženo na Obr. 147.



Obr. 147: Základní schéma interakce koleje a mostu [18]

Posouzení kombinované odezvy mostu a koleje obecně spočívá v ověření napjatosti v kolejnicích. Vzhledem k tomu, že v kolejnici vzniká napětí již při výrobě, další značné

napětí pak vzniká změnou teploty v kolejnicových pásech a účinky kolejové dopravy. Všechny tyto napětí vznikají v kolejnicích jak na mostě, tak i na zemním tělese a posouzení kombinované odezvy se jimi již dále nezabývá. Interakce mostní konstrukce a koleje je tedy posuzována na mezní přírůstky napětí, na které zbývá v kolejnici rezerva před dosažením 60% meze pevnosti  $f_u$  (Obr. 148). Dále jsou posuzovány deformace, které na mostní konstrukci vznikají vlivem proměnných zatížení dopravou.



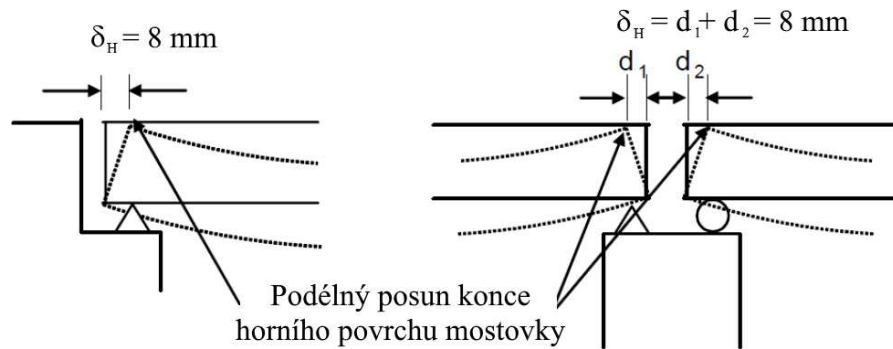
Obr. 148: Jednotlivé složky celkového napětí v kolejnici [18]

Norma ČSN EN 1991-2 omezuje přídavná namáhání kolejnic od interakce mostu a koleje od proměnných zatížení hodnotami 72 MPa v tlaku a 92 MPa v tahu. Nižší tlaková hodnota je omezena z toho důvodu, že při větším namáhání nehrozí sice přímé poškození kolejnice, ale mohlo by dojít ke ztrátě stability celé koleje. Tyto podmínky ovšem platí pouze za předpokladu, že jsou použity kolejnice UIC 60 v pevnostech minimálně 900 MPa, kolej je zřízena v přímé trati nebo oblouku s poloměrem minimálně 1500 m, kolej je zřízena v konsolidovaném kolejovém loži s mocností min. 30 cm pod spodním lícem pražce a tyto pražce mohou mít maximální osovou vzdálenost 65 cm. [14]

Norma ČSN EN 1991-2 v rámci kombinované odezvy dále stanovuje maximální přípustné posuny NK. Vlivem rozjezdových a brzdných sil nesmí posun  $\delta_B$  pro BK, bez nebo s maximálně jedním KDZ na jednom konci NK, překročit hodnotu 5 mm. Posun  $\delta_B$  je definován jako „relativní podélné posunutí mezi koncem NK a přilehlou opěrou, nebo relativní podélné posunutí mezi dvěma následujícími NK“. [14]

Vlivem svislého zatížení od kolejové dopravy nesmí posun  $\delta_H$  překročit hodnotu 8 mm, přičemž tato hodnota opět platí pro BK s maximálně jedním KDZ. Posun  $\delta_H$  je

definován jako „podélné posunutí horního povrchu NK na konci NK od deformace NK“ (Obr. 149). [14]

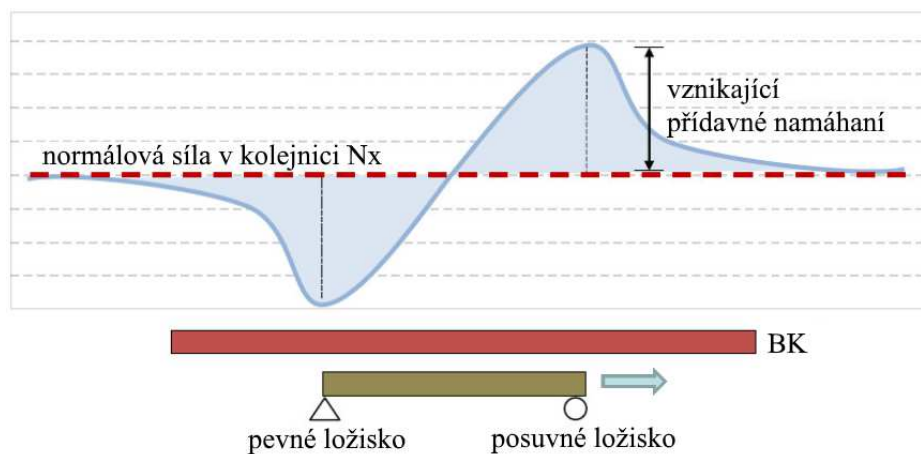


Obr. 149: Omezení vodorovného posunu mostovky vlivem svislého zatížení [19]

Dle rychlosti drážních vozidel je omezeno svislé posunutí horního povrchu NK  $\delta_v$  vzhledem k okolním konstrukcím hodnotou 3 mm pro rychlosti  $V \leq 160$  km/h a 2 mm pro rychlosti  $V > 160$  km/h. [14]

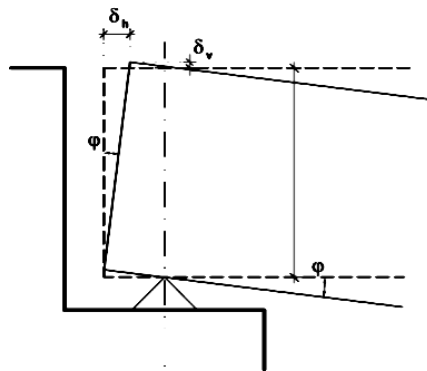
#### 4.2.1 Vliv interakce mostu a koleje

Pokud se BK nachází na mostním objektu, vlivem proměnných zatížení jsou do kolejnice vnášena přídatná napětí, jejichž velikost musí být posouzena společně s návrhem mostu. Vlivem teplotních změn dochází k dilatacím NK a ta do průběžné BK koleje vnáší přídatná napětí. Při ohřátí NK dochází na dilatujícím konci k tlakovému namáhání, naopak při ochlazení NK vzniká v kolejnicových pásech tahové napětí. Nad pevným ložiskem vzniká u prostých nosníků vždy opačné namáhání (Obr. 150).

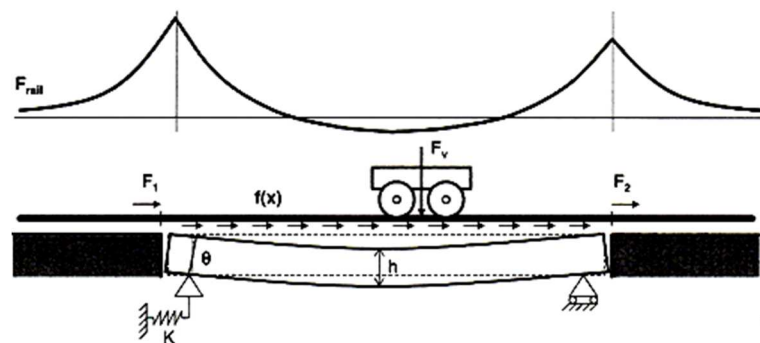


Obr. 150: Vznik přídatných namáhání kolejnic vlivem interakce mostu a koleje [18]

Vlivem svislých proměnných zatížení dochází k průhybu NK. Spolupůsobením NK a koleje přes jednotlivé vazby ze soustavy vzniká jakýsi Vierendeelův nosník, jehož horní pásnici tvoří kolejnicové pásy a dolní pásnici samotná NK. Při působení tohoto svislého zatížení tedy dojde ke vzniku tlakové síly v kolejnicích, ovšem vlivem natočení konců NK (Obr. 151) dochází k redukci tlakové síly a dochází tak ke vzniku tahových sil nad podporami (Obr. 152).

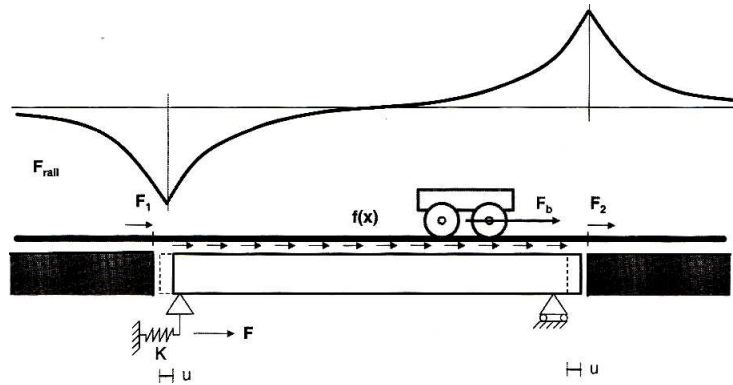


Obr. 151: Natočení konce NK vlivem působení svislého zatížení



Obr. 152: Vliv působení svislého zatížení [20]

Poslední uvažované zatížení je horizontální, jedná se tedy o brzdné a rozjezdové síly. Vodorovné účinky vyvolávají v kolejnicových páslech v závislosti na poloze tahové či tlakové namáhání (Obr. 153) a přes šterkové lože se přenášejí do NK. Zde způsobují posunutí konců NK, které je v rámci kombinované odezvy koleje také posuzováno.



Obr. 153: Vliv brzdných a rozjezdových sil [20]

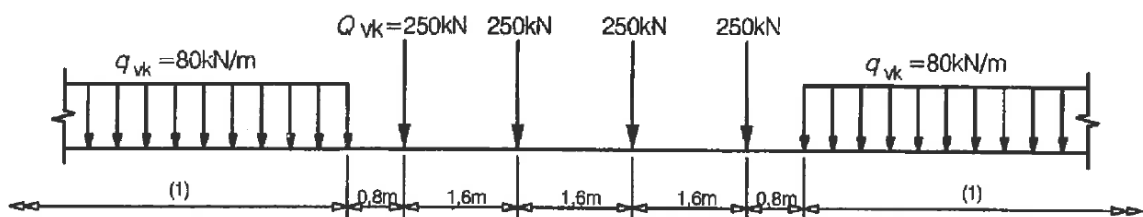
## 4.2.2 Zatížení koleje na mostě

### 4.2.2.1 Zatížení NK teplotou

V normě ČSN EN 1991-2 je stanoveno, že teplotní změny NK  $\Delta T_N$  se mají uvažovat dle normy EN 1991-1-5. V POZNÁMCE 2 je uvedeno, že pro zjednodušené výpočty lze změnu teploty NK uvažovat hodnotou  $\Delta T_N = \pm 35$  K. Vzhledem k faktu, že v mých výpočtech nejde o výpočet konkrétního mostu, ale spíše o sledování vlivů na odezvu kolejnic, budu uvažovat pouze tyto hodnoty. [14]

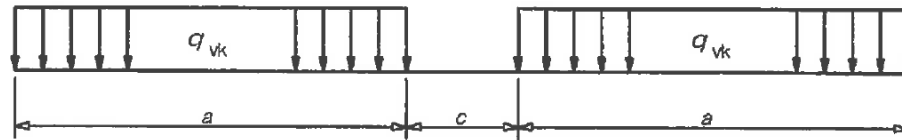
### 4.2.2.2 Svislé zatížení dopravou

Dvoukolejný most bude svisle zatěžován modely LM71 (Obr. 154) buď na jedné, nebo současně na obou kolejích. Jelikož se jedná o spojitou mostní konstrukci, norma vyžaduje použití i modelu SW/0 na jedné či na obou kolejích současně. Model SW/2, který reprezentuje zatížení těžkou nákladní dopravou a je nutné ho uvažovat jen pro určené tratě, nebude ve výpočetních modelech použit. Parametry z Obr. 155 pro model SW/0 jsou:  $q_{vk} = 133$  kN/m,  $a = 15,0$  m a  $c = 5,3$  m. Dalším zatěžovacím stavem bude zatížení modelem LM71 na jedné koleji v kombinaci s modelem SW/0 na druhé koleji.



Obr. 154: Model zatížení LM71 [14]





Obr. 155: Schéma zatížení pro modely SW/0 a SW/2 [14]

#### 4.2.2.3 Vodorovné zatížení brzdými a rozjezdovými silami

Rozjezdové a brzdné síly se uvažují jako rovnoměrné spojitě zatížení v temenech kolejnicových pásů. Rozjezdové síly jsou stanoveny jako spojitě zatížení  $Q_{lak}=33 \text{ kN/m}$  na příčinnující délce, ovšem jejich celkový účinek je omezen maximální silou  $1000 \text{ kN}$ . Brzdné síly tvoří spojitě zatížení s menší hodnotou  $Q_{lbk}=20 \text{ kN/m}$ , avšak jejich celkový účinek může být až  $6000 \text{ kN}$ . [14]

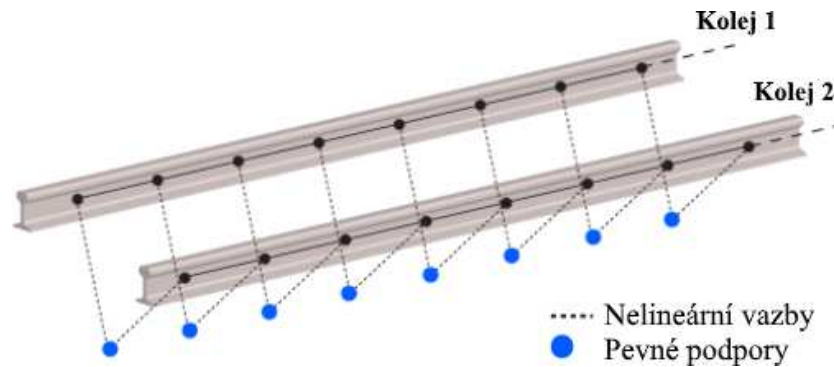
Pro výpočet odezvy koleje budou tyto vodorovné síly aplikovány pouze v místech svislých zatížení, tzn. v místech vyššího odporu zatížené koleje. Na mostě nebude uvažován stejnosměrný provoz na obou kolejích, tím pádem mohou být vzájemně kombinovány pouze brzdné a rozjezdové síly.

#### 4.2.3 Popis výpočetního modelu

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

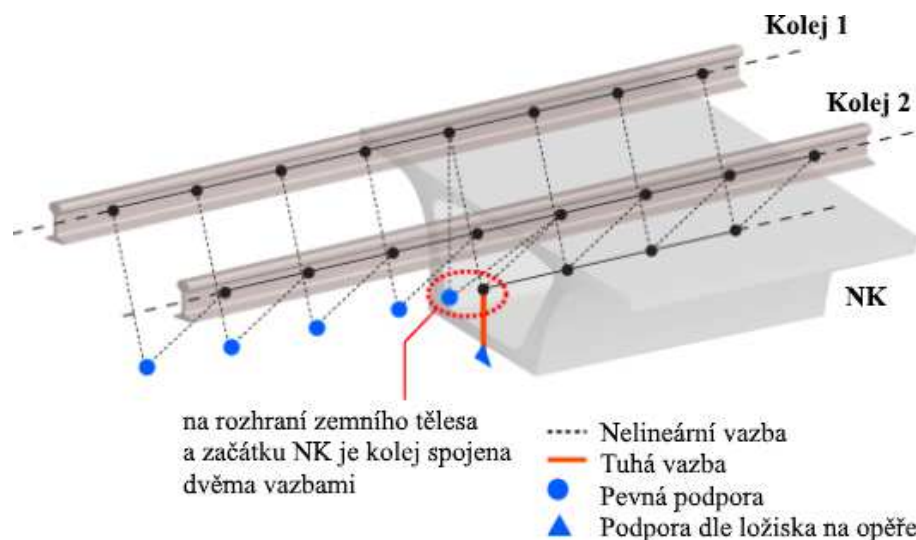
Po vyplnění všech těchto položek Midas sám vygeneruje námi navolený model. Ten se skládá z prutů tvořených vybranými průřezy, které jsou vzájemně spojovány tuhými nebo nelineárními vazbami. Na Obr. 156 je znázorněno modelování koleje před a

za mostem na zemním tělese. Jednotlivé pruty jsou spojeny vazbami s nelineárním chováním.



Obr. 156: Modelování koleje před a za mostem [19]

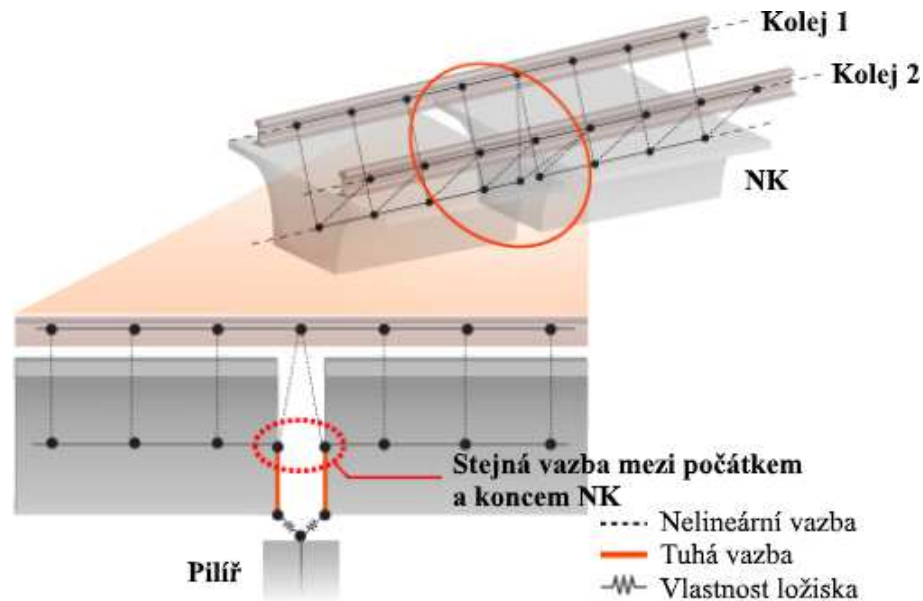
Na Obr. 157 je ukázáno modelování koleje nad opěrou. Před opěrou je kolej modelována stejně jako na Obr. 156. Na mostě nejsou nelineární vazby svedeny do podpory, ale jsou upevněny do uzlů prutů NK. Na rozhraní zemního tělesa a NK jsou pruty koleje propojeny dvojicí nelineárních vazeb s poloviční tuhostí. Jedna z těchto vazeb vychází z podpory na zemním tělese, druhá z krajního prutu NK. Z krajního uzlu krajního prutu NK vede kolmo dolů tuhý prut ke spodnímu líci NK, kde je vytvořena podpora s vlastnostmi ložiska na opěře.



Obr. 157: Modelování koleje na rozhraní zemního tělesa a mostní konstrukce [19]

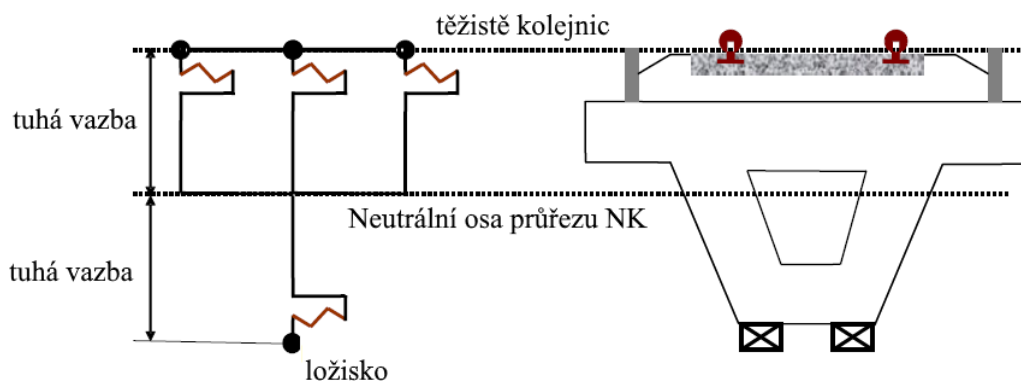
Na Obr. 158 je znázorněno modelování rozhraní dvou NK nad pilířem. Pilíř je tvořen svislým prutem, z jehož horního konce vedou vazby k oběma NK. Vlastnosti těchto vazeb odpovídají nastavenému chování ložisek (posuvné, neposuvné). Mezi spodním lícem NK a těžištěm průřezu opět vede tuhá vazba, na jejímž konci je upevněn

samotný prut NK. Z obou prutů NK vedou nelineární vazby s poloviční tuhostí do stejného uzlu prutu kolejnice.



Obr. 158: Modelování rozhraní mezi dvěma NK [19]

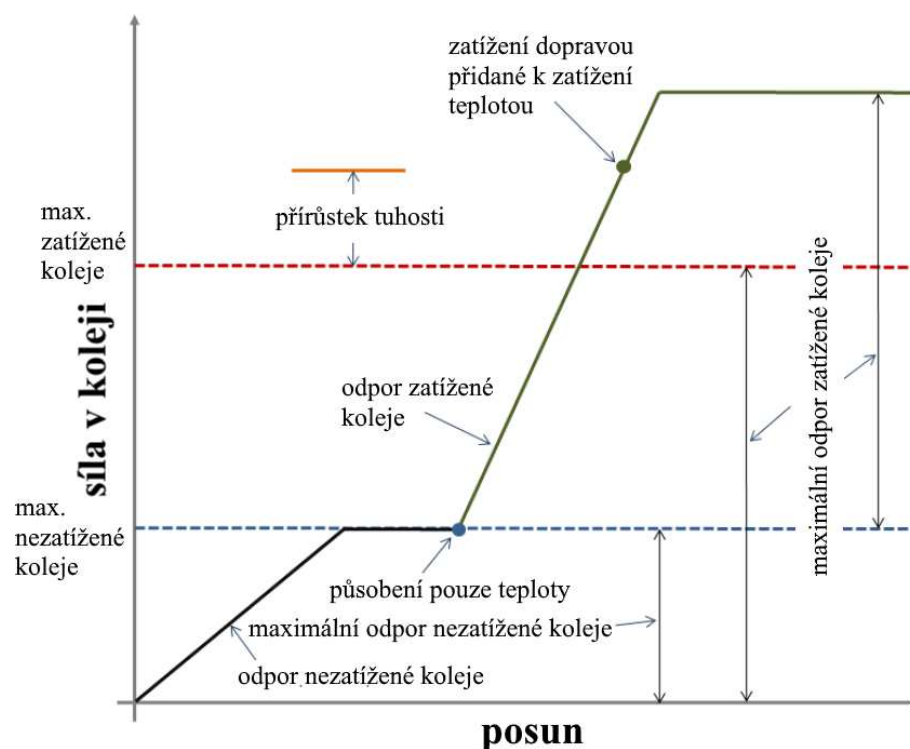
Na Obr. 159 je znázorněna jedna z možností spojení prutů v příčném řezu. NK může být modelována prutem v těžišti průřezu. V tom případě vedou tuhé vazby od spodního líce NK k jejímu těžišti, kde je tedy vodorovný prut NK a z něj vedou vazby s nelineární pružinou ke kolejnicím. Pokud ovšem budeme chtít získat výsledky posunu horního líce NK, nemůžeme vzít přímo posuny uzlů. Posun horního líce NK bychom museli vypočítat jako součet posunu  $u_x$  uzlu v těžišti průřezu se součinem sinu natočení konce NK  $\varphi$ , a vzdáleností mezi těžištěm a horním lícem průřezu ( $u_x + \sin(\varphi) \cdot z_t$ ). Druhou možností je vkládat pruty NK přímo v horním lící průřezu. Pro kontrolu jsem vyzkoušel obě možnosti a rozdíl ve výsledcích je zanedbatelný.



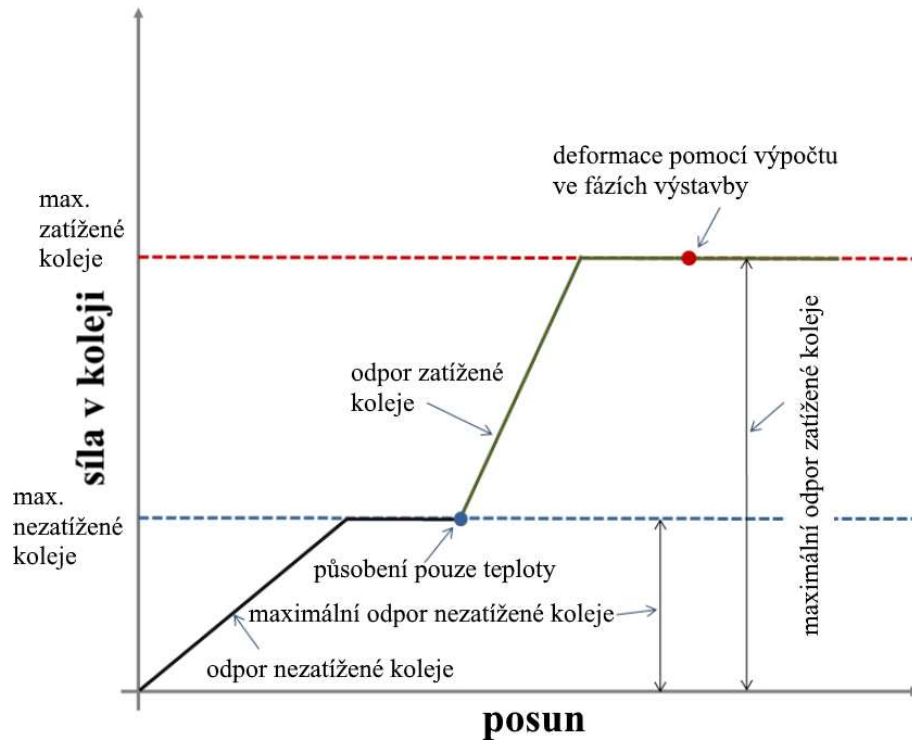
Obr. 159: Vazby mezi kolejnicí, NK a spodní stavbou v příčném řezu [19]

Jak již bylo řečeno, na konci průvodce lze vybrat zjednodušenou oddělenou analýzu či kompletní analýzu modelu. Rozdíl mezi těmito možnostmi je ve způsobu výpočtu. U zjednodušené oddělené analýzy (Obr. 160) je nejprve vypočtena deformace a napětí od účinků teploty s použitím tuhostí pro nezatíženou kolej. V druhém kroku je při použití tuhostí pro zatíženou kolej vypočteno posunutí a napětí od účinků dopravy. Tyto dva oddělené výsledky jsou následně sečteny. Tím ovšem dochází ke zvýšení odporu koleje a vznikají tak větší napětí. Posouzení je tím pádem sice na straně bezpečné, ovšem návrh může být též předimenzovaný a tím pádem neekonomický.

Druhým způsobem výpočtu je kompletní analýza (Obr. 161). V té jsou použity fáze výstavby. V první fázi je konstrukce s tuhostí nezatížené koleje zatěžována teplotou. Následuje druhá fáze, do které jsou převzaty hodnoty posunů z první fáze a jsou vypočteny účinky dopravy na zatíženou kolej. Jelikož výpočty nejsou oddělené, je v koleji zachován stanovený maximální odpor. To vede k příznivějším výsledkům a k ekonomičtějšímu návrhu celého mostního objektu s BK.



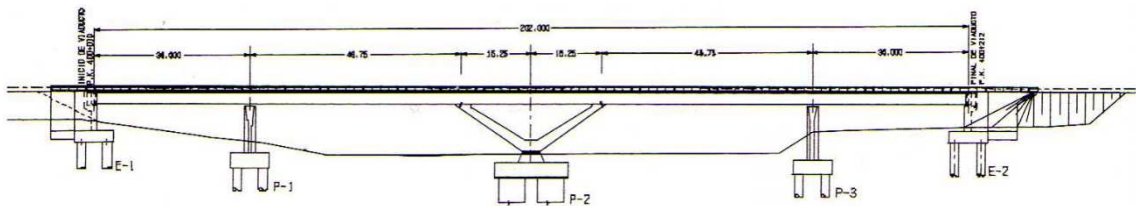
Obr. 160: Výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou [19]



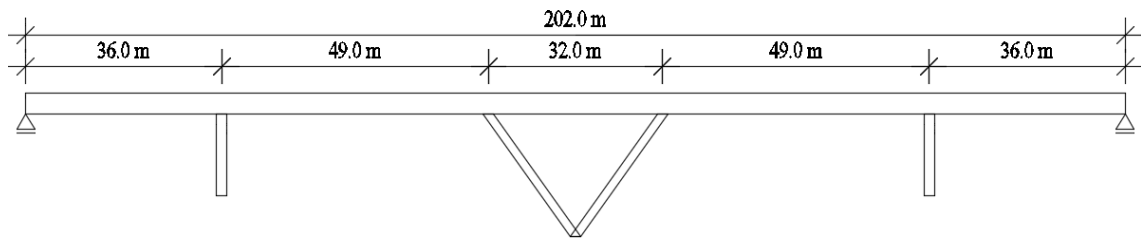
Obr. 161: Výpočet kompletní analýzou modelu [19]

#### 4.2.4 První varianta mostní konstrukce

Jako první varianta k posouzení kombinované odezvy byl vybrán návrh mostu pro VRT přes řeku Llobregat u Martorellu ve Španělsku. Tento most byl navržen, avšak dle dostupných informací byla nakonec realizována jiná konstrukce. Jako předběžný návrh je však dostačující. Podélný řez mostu je na Obr. 162, zjednodušené schéma (pro přehlednost 1,5x převýšené) je na Obr. 163.

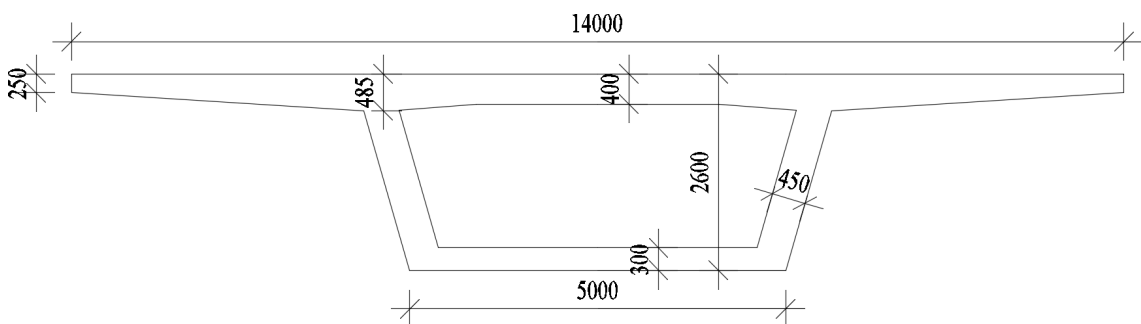


Obr. 162: Most pro VRT přes řeku Llobregat u města Martorell (Španělsko)[20]



Obr. 163: Podélné schéma mostu (1,5x převýšené)

K tomuto konkrétnímu mostu jsem nenalezl výkres příčného řezu. Maximální rozpětí činí 49,0 m, ale jelikož je NK tuze spojena se vzpěradlem, použil jsem nižší průřez (Obr. 164) s poměrem rozpětí ku výšce průřezu  $L/18,8$ , což je pro železniční mosty velice štíhlý průřez. Pilíře i vzpěradla jsem zvolil obdélníkového průřezu se shodnou šířkou spodní desky NK a výškou 2 m.



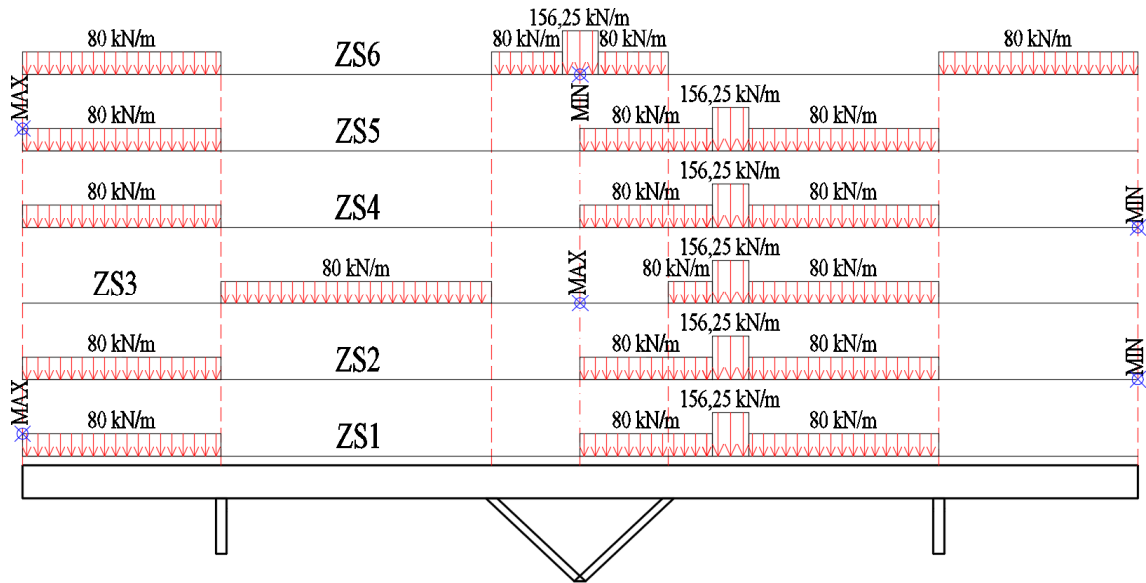
Obr. 164: Příčný řez v první variantě

Jelikož je na takovéto konstrukci nemožné předem určit rozhodující polohu zatížení, použil jsem model s konstantní tuhostí koleje po celé délce a na něm hledal pomocí pohyblivého zatížení nejnepríznivější zatěžovací stavy (dále jen ZS). Jednotlivé ZS jsou popsány v Tab. 2 a graficky znázorněny na Obr. 165.

Zatěžovací stav	Působící zatížení	Hledané napětí
ZS1	2x model LM71	Maximum
ZS2	2x model Lm71	Minimum
ZS3	2x LM71 + ohřátí NK $\Delta T_{NK}=+35$ K	Maximum
ZS4	2x LM71 + ohřátí NK $\Delta T_{NK}=+35$ K	Minimum
ZS5	2x LM71 + ochlazení NK $\Delta T_{NK}=-35$ K	Maximum
ZS6	2x LM71 + ochlazení NK $\Delta T_{NK}=-35$ K	Minimum

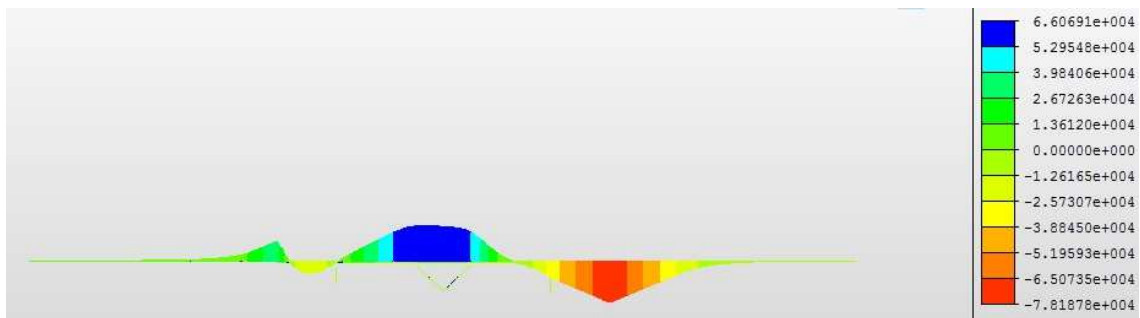
Tab. 2: Popis jednotlivých zatěžovacích stavů



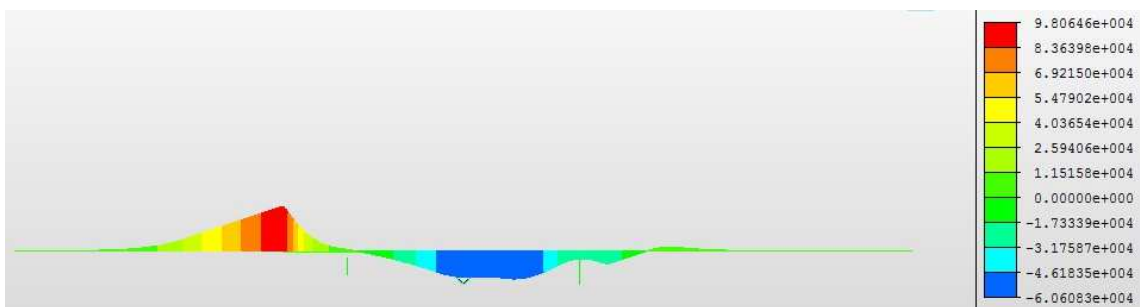


Obr. 165: Zatěžovací stavy pro proměnná zatížení dopravou

Po zatížení modelu všemi zatěžovacími stavy a zobrazení všech výsledků jsem zjistil, že minimální napětí - -78,2 MPa vzniká v ZS4 (Obr. 166), naopak maximální normálové napětí - +98,1 MPa v ZS5 (Obr. 167).



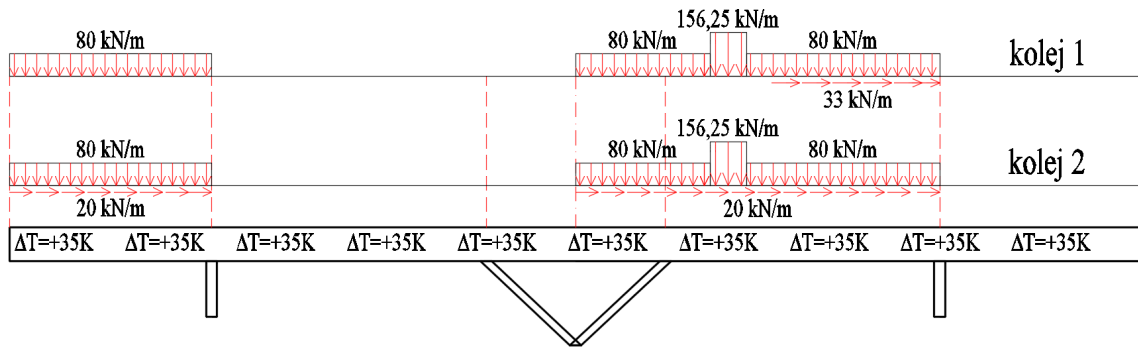
Obr. 166: Minimální napětí v kolejnici ze ZS4



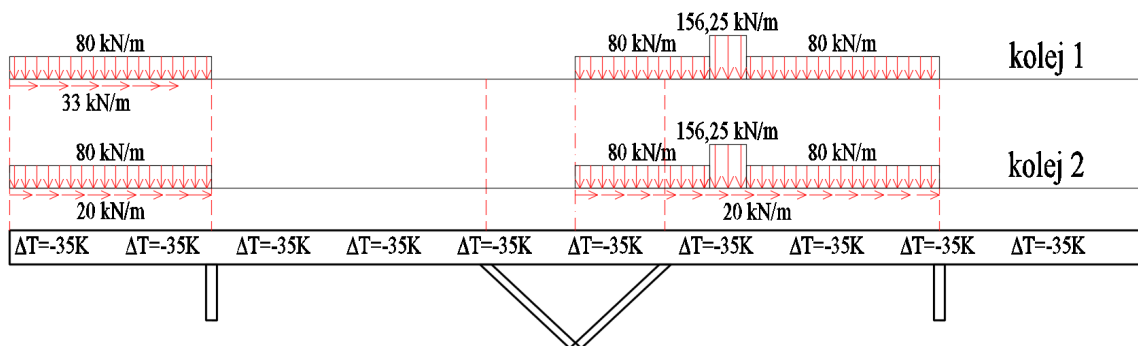
Obr. 167: : Maximální napětí v kolejnici ze ZS5

V těchto zatěžovacích stavech ovšem ještě nejsou zahrnuty účinky brzdných a rozjezdových sil. Ty jsem ručně umisťoval do nejkritičtějších míst. Na Obr. 168 jsou

horizontální síly umístěny k pravému okraji, kde vzniká největší tlakové namáhání. Na Obr. 169 jsou naopak situovány k levému kraji, kde vyvozují největší tahové napětí.



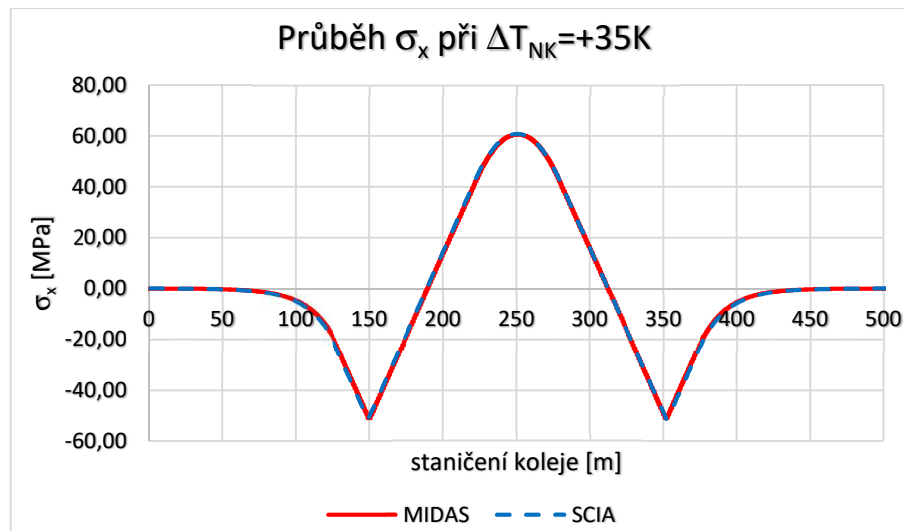
Obr. 168: Zatěžovací stav pro získání nejmenšího normálového napětí



Obr. 169: Zatěžovací stav pro získání největšího normálového napětí

#### 4.2.5 Porovnání získaných výsledků

Vzhledem k tomu, že model mostu byl v programu vytvářen pomocí průvodce, rozhodl jsem se nejprve zkontrolovat jeho správné fungování. V programu Scia jsem si tedy vytvořil totožný model. Pro srovnání výsledků jsem použil nejjednodušší zatížení, a to sice ohřátí NK o +35K. Výsledky jsem vložil do tabulky a následně z nich udělal v grafu jejich průběh (Obr. 170). Při stejném zatížení z programu Scia získáme výsledky  $\sigma_{x,max}=60,77 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{x,min}=-51,51 \text{ MPa}$ . Výpočtem v programu Midas získáme výsledky  $\sigma_{x,max}=60,50 \text{ MPa}$  a  $\sigma_{x,min}=-50,90 \text{ MPa}$ . Po porovnání jak grafů, tak i max./min. hodnot si můžeme být jistí, že automaticky vytvářený model koleje na mostě plně koresponduje s vlastně vytvořeným a nastaveným modelem a můžeme ho tak bez obav použít.

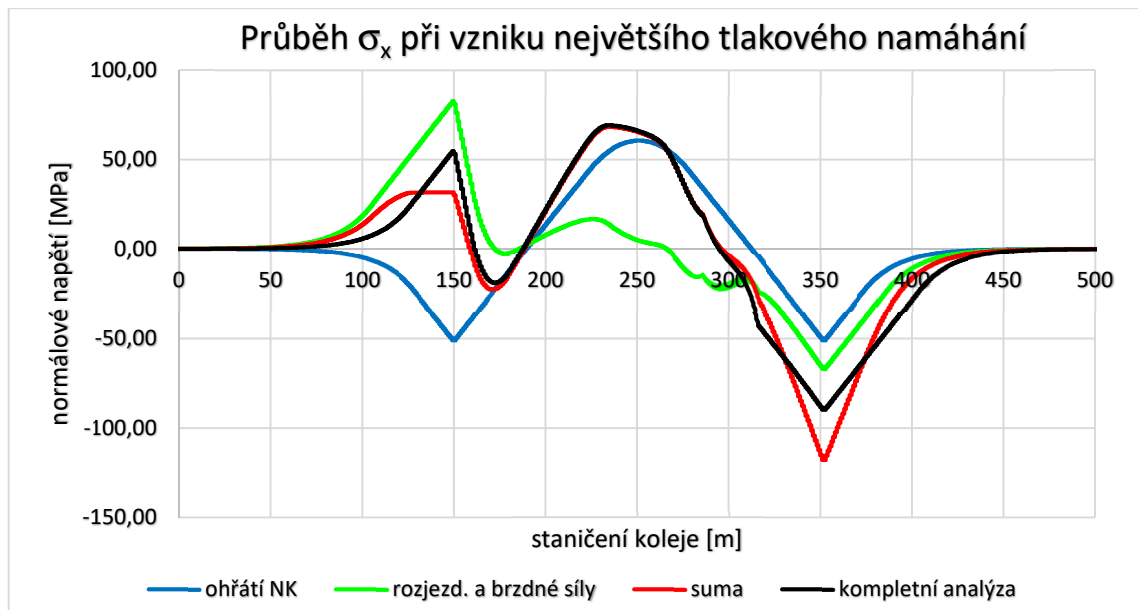


Obr. 170: Porovnání výsledků z programů Scia a Midas

#### 4.2.5.1 Výsledky dle norem UIC 774-3 a ČSN EN 1991-2

Pro vyhodnocení přídavných napětí v kolejnicích byla použita tuhost  $20 \text{ kN/m}$  pro nezátíženou kolej a  $60 \text{ kN/m}$  pro zatíženou kolej, oboje při posunu  $u_0=2 \text{ mm}$ . Hned na začátku chci uvést, že jelikož v další kapitole budou použity experimentální odpory, které byly naměřené při charakteristickém zatížení, i pro sledování vlivu odporu a jednotlivých prvků mostní konstrukce budou ve výpočtech použity charakteristické hodnoty zatížení teplotou i účinků dopravy.

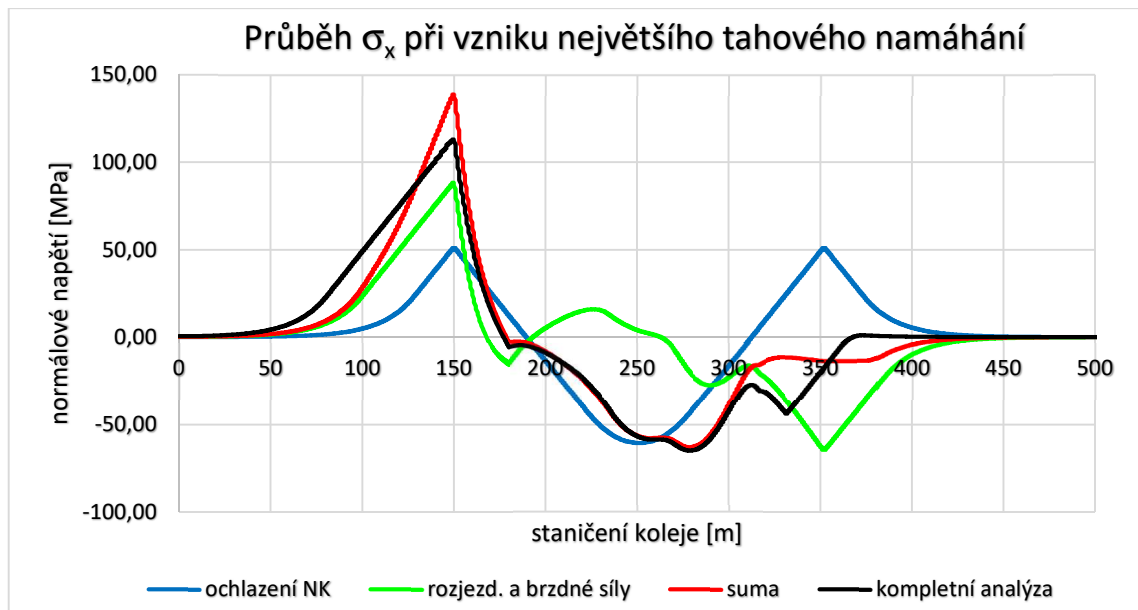
Na grafu na Obr. 171 jsou zobrazeny výsledky jak pro výpočet zjednodušenou kompletní analýzou, tak i pro kompletní analýzu pomocí fází výstavby. Při výpočtu kompletní analýzou získáváme největší tlakové namáhání kolejnic  $-89,80 \text{ MPa}$ , výpočtem ve dvou krocích napětí  $-117,90 \text{ MPa}$ . V odděleném výpočtu tedy vzniká o 31% větší napětí. Jak bylo popsáno v Obr. 160, v odděleném výpočtu má kolej odpor místo  $60 \text{ kN/m}$   $80 \text{ kN/m}$ . To je tedy nárůst o 33%, což poměrně přesně koresponduje s nárůstem napětí.



Obr. 171: Průběh normálového napětí v kolejnicích  $\sigma_{x,min}$

Při návrhu mostní konstrukce by měla být použita kompletní analýza, neboť poskytuje reálnější výsledky. Při použití analýzy ve dvou krocích by mohlo dojít k nadhodnocení výsledků a zbytečnému předimenzování návrhu. V tomto případě však i použitím kompletní analýzy vzniká v kolejnicových pásech přídavné tlakové napětí - 89,90 MPa, což o 25% převyšuje maximální povolené namáhání. Takový návrh mostu by musel být buď upraven, nebo by musela být minimálně navržnuta další opatření, např. instalace KDZ.

Dalším kritériem pro správný návrh BK na mostě je posouzení přídavných tahových napětí (Obr. 172). Na grafu je opět vidět, že použitím kompletní analýzy dosáhneme o cca 20% menších napětí, což vede k úspornějšímu návrhu. Ovšem tento návrh by ani použitím kompletní analýzy nevyhověl, neboť maximální napětí 92 MPa s hodnotou 113,0 MPa překračuje o 23%.

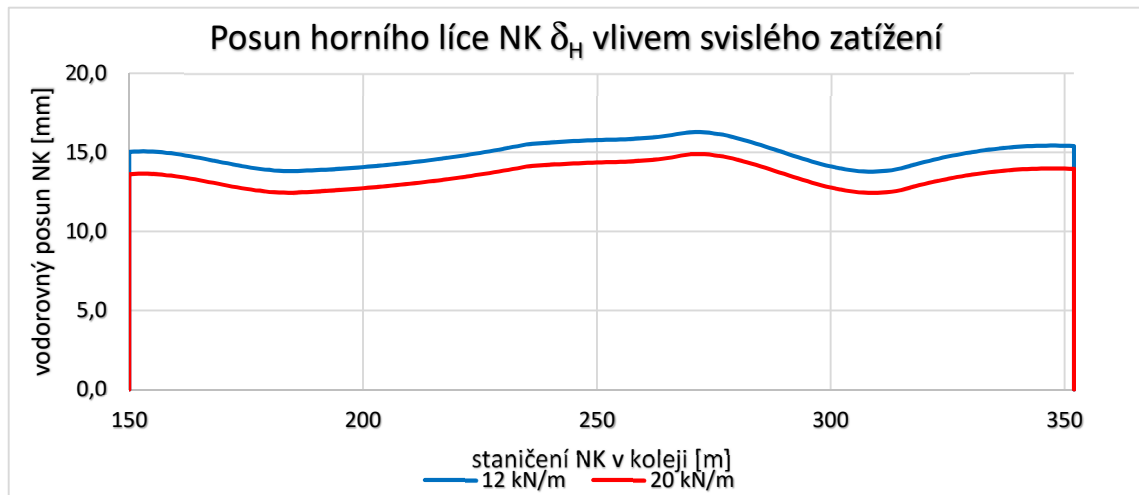


Obr. 172: Průběh normálového napětí v kolejnicích  $\sigma_{x,max}$

Jak norma UIC 774-3, tak ČSN EN 1991-2 požaduje ještě posouzení posunů horního líce NK. Působením svislým proměnným zatížením dopravou vzniká průhyb, který ovlivňuje natočení konce NK a tím i posunutí horního líce NK. V místě působení tohoto zatížení se uvažuje tuhost zatížené koleje, tzn. 60 kN/m. Zbylý úsek má tuhost nezatížené koleje. Zde však vyvstává otázka, jaká tuhost má být správně použita. Zatímco norma ČSN stanovuje podélný odpor nezatížené koleje jednotnou hodnotou 20 kN/m, norma UIC připouští 2 možnosti. Pro dobře udržovanou kolej udává stejnou hodnotu 20 kN/m, pro průměrně udržovanou kolej předepisuje pouze 12 kN/m.

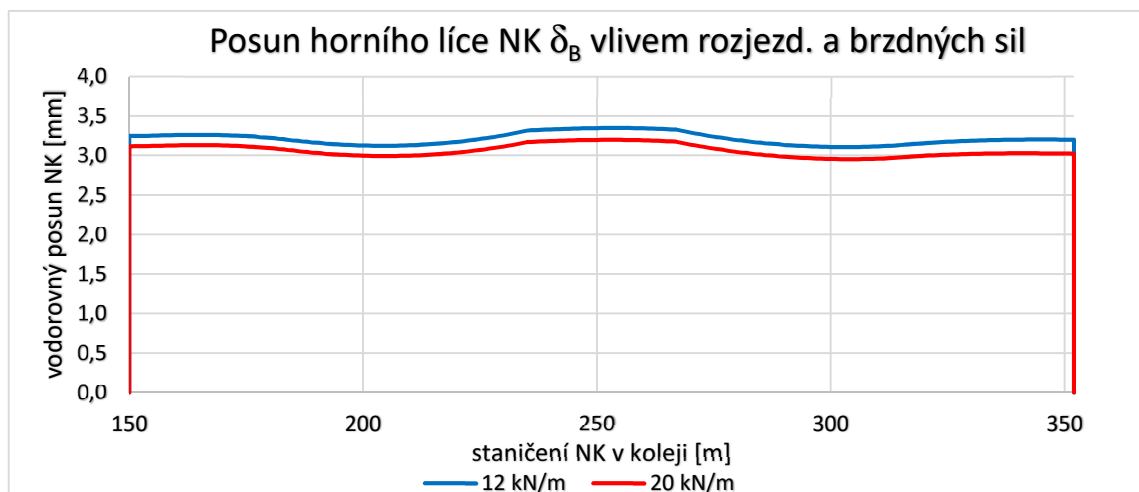
Průběh a zejména maximální hodnota odporu koleje určuje, jak velké síly se budou mezi mostem a kolejí přenášet. Při posuzování napětí je tedy nepříznivější hodnota 20 kN/m, neboť v kolejnicových pásech dojde ke vzniku většího přídavného napětí. Přesně opačná situace je u posudku posunů NK. Zde je naopak nepříznivější nižší tuhost, která přispívá k větším posunům NK. Při navrhování dle normy ČSN má projektant ulehčené rozhodování a použije stejný odpor nezatížené koleje pro výpočet jak napětí v kolejnicích, tak i pro výpočet posunu horního líce NK. Při navrhování dle normy je na projektantovi, kterou hodnotu použije pro konkrétní typ výpočtu, neboť norma toto rozdělení používání striktně neudává. Podle výše popsaného chování je ovšem vždy na straně bezpečné použít menší odpor pro ověření posunů a větší odpor pro posouzení přídavného napětí. Na Obr. 173 je znázorněn posun horního líce NK při působení nejnepříznivějšího svislého zatížení, a to jak pro odpor 12 kN/m (modrou čarou), tak i pro odpor 20 kN/m (červenou čarou). Na grafu je vidět, jak větší odpor koleje snižuje

posun NK, a to sice o hodnotu pohybující se od 1,33 od 1,45 mm. Avšak ani při použití většího odporu posun normou omezený na 8 mm nevyhoví, z toho důvodu budou v dalších variantách přijata jistá opatření.



Obr. 173: Vodorovný posun horního líce NK vůči opěře při svislém zatížení dopravou

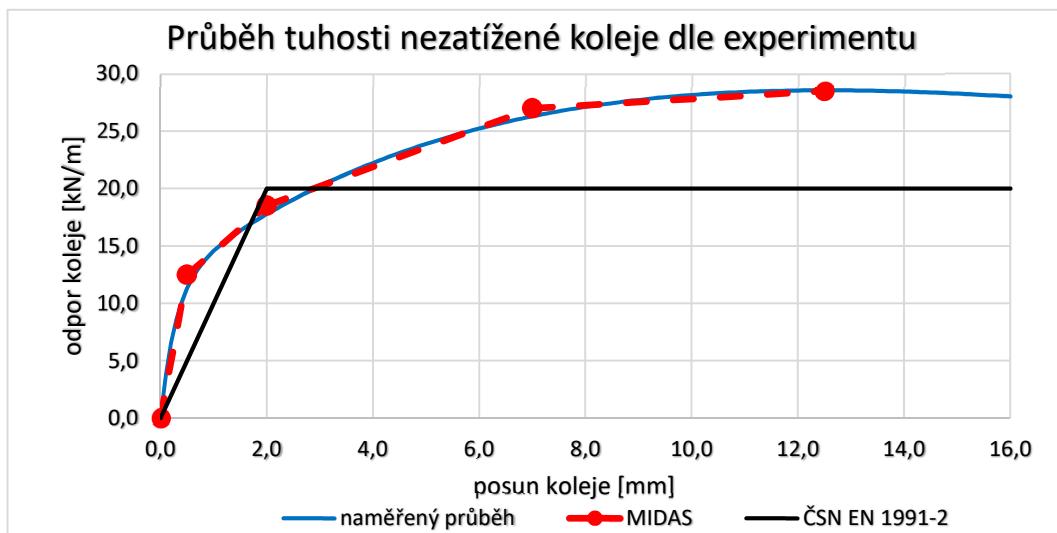
Stejně jako u posouzení posunu vlivem svislého zatížení, i u posouzení vlivem brzdných a rozjezdových sil jsem použil obě varianty tuhostí nezatížené koleje. Na grafu na Obr. 174 můžeme opět vidět, jak použití větší tuhosti koleje (červenou čarou) opět snižuje posuny NK. Ovšem v tomto případě se nejedná o tak velký rozdíl, ale pouze o cca 0,13 až 0,18 mm. Takováto konstrukce by v obou v případech pro posouzení maximálního posunu 5 mm vyhověla.



Obr. 174: Vodorovný posun horního líce NK vůči opěře při zatížení brzd. a rozjezd silami

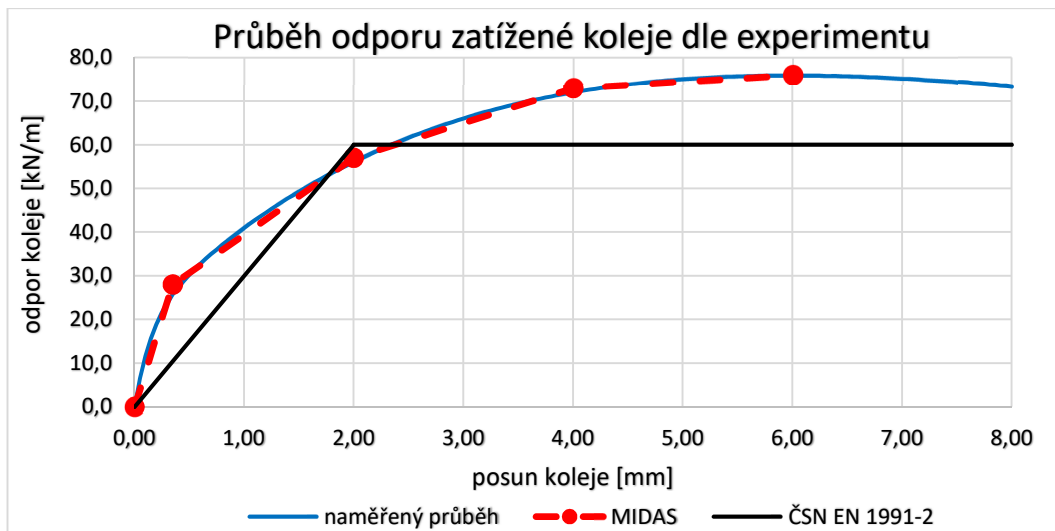
#### 4.2.5.2 Porovnání výsledků při použití experimentálního odporu

Jak bylo popsáno v předcházející kapitole, použitý odpor koleje má poměrně velký vliv na výsledky výpočtu. Z vyhodnocení našeho experimentu vyšlo, že naměřené odpory byly vyšší než normové, rozhodl jsem se je zanechat do výpočtu a výsledky následně vzájemně porovnat. Z důvodu, že mám k dispozici plynulou křivku, musel jsem ji pro zadání do programu Midas zjednodušit. Midas umožňuje vybrat buď symetrický, nebo nesymetrický průběh. Jelikož při ochlazování a ohřívání NK dochází k opačným posunům, zvolil jsem symetrický průběh pro kladné i záporné posuny. U zvoleného symetrického průběhu tuhosti lze ovšem zadat pouze 5 bodů křivky, resp. nula + 4 další body. Tyto 4 body jsem ručně umisťoval do grafu tak, aby se vzniklý průběh co nejvíce podobal experimentálnímu odporu. Takto sestavený průběh odporu nezátížené koleje je na Obr. 175, průběh pro zatíženou kolej pak na Obr. 176.



Obr. 175: Experimentem zjištěný odpor nezátížené koleje

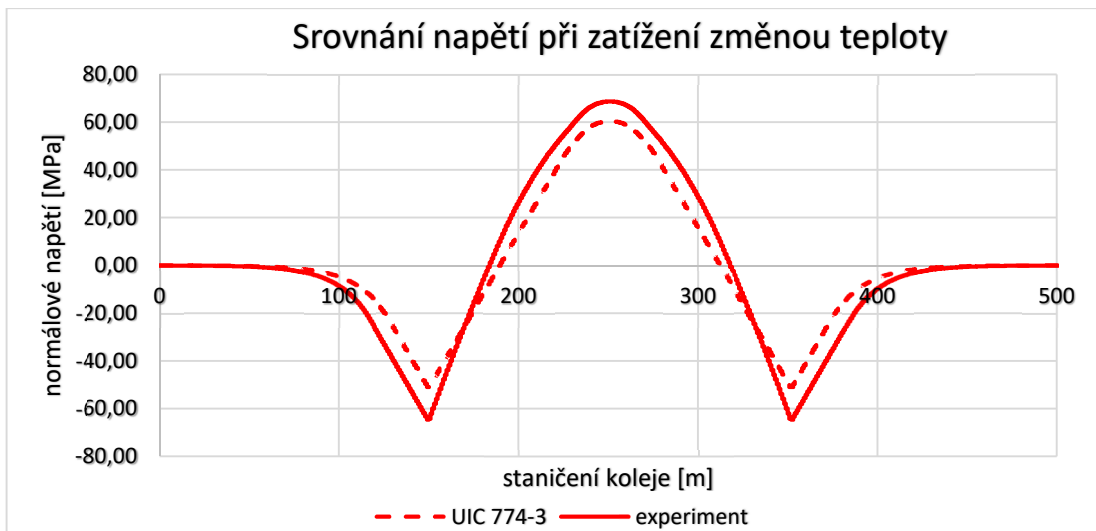




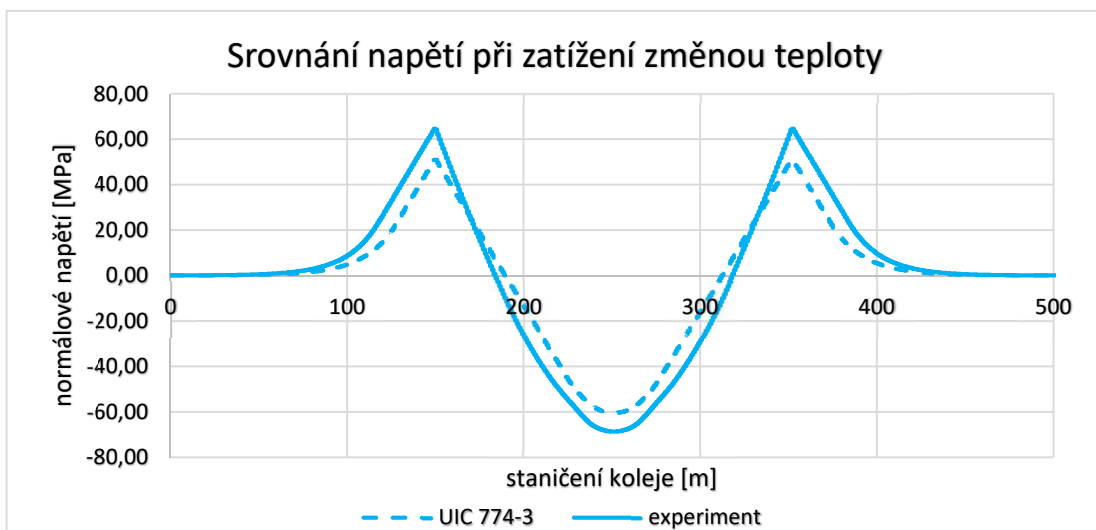
Obr. 176: Experimentem zjištěný odpor zatížené koleje

Bilineární průběh odporu byl tedy nahrazen odpory z grafů na Obr. 175 a na Obr. 176. Jelikož náš experiment byl prováděn na konstrukci představující kolej na mostě, je důležité poznamenat, že průběh odporu koleje byl změněn **pouze** v části koleje **na mostě**. Odpor koleje na zemním tělese zůstal nezměněn. Zatížení, statické schéma, průřezy, zkrátka vše ostatní zůstalo zachováno. U modelu s pozměněnou tuhostí byla provedena kompletní analýza a výsledky následně vzájemně porovnány.

Na Obr. 177 a na Obr. 178 jsou znázorněna napětí při teplotní změně NK. Konkrétně na prvním grafu při ohřátí NK (červené čáry), na druhém grafu při ochlazení NK (modrými čarami). Při ohřátí NK se tlakové napětí v krajních částech mostu sníží ze -50,9 MPa na -64,6 MPa (nárůst napětí o 27%) a ve střední části mostu se tlakové napětí zvýší z 60,5 MPa na 68,7 MPa (nárůst o 14%). Jelikož je konstrukce osově souměrná, při ochlazení došlo na krajích mostu k navýšení tahového napětí o 27% z 50,9 MPa na 64,6 MPa. Ve střední části byla situace stejná jako u ohřátí, pouze s tím rozdílem, že u ochlazení se jednalo o tlakové napětí.

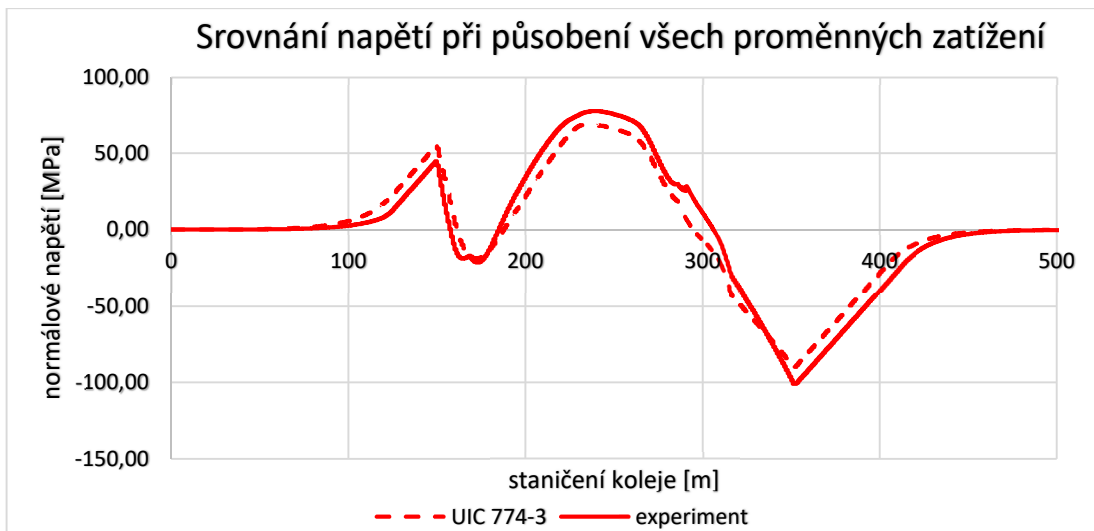


Obr. 177: Průběh přídavného napětí při ohřátí NK

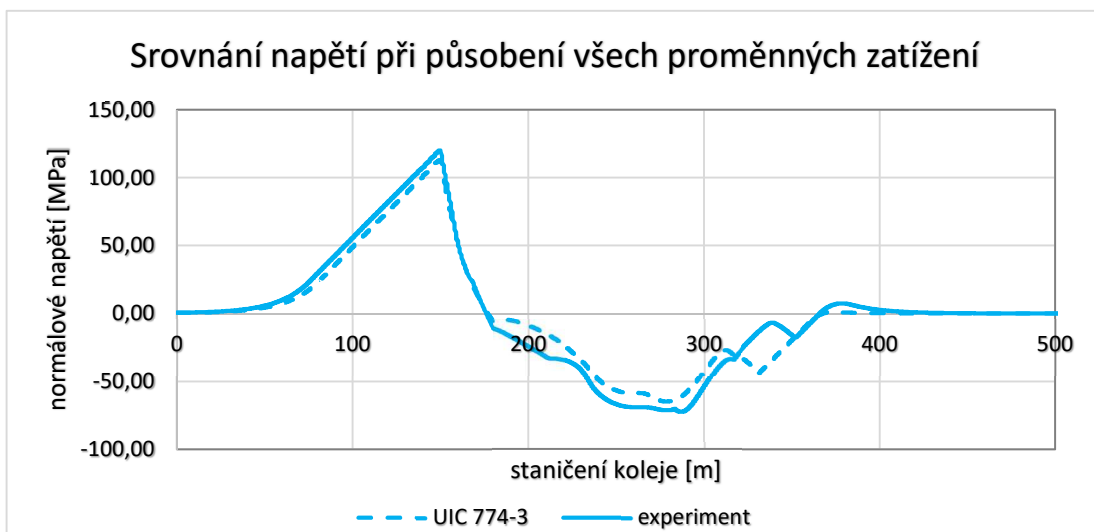


Obr. 178: Průběh přídavného napětí při ochlazení NK

Po zahrnutí účinků dopravou získáme graf průběhu, který je pro ohřátí NK zobrazen na Obr. 179, pro ochlazení NK pak na Obr. 180. Při zatížení ohřátím NK a zahrnutí účinků dopravy, získáme použitím experimentální tuhosti o 12% větší napětí (z -89,9 MPa na -101,0 MPa). Při ochlazení NK v kombinaci s účinky dopravy nastává v kritickém místě nárůst napětí o 6%, a to sice z hodnoty 113,0 MPa na 120,0 MPa.



Obr. 179: Průběh přídatného napětí při ohřátí NK a působení zatížení dopravou



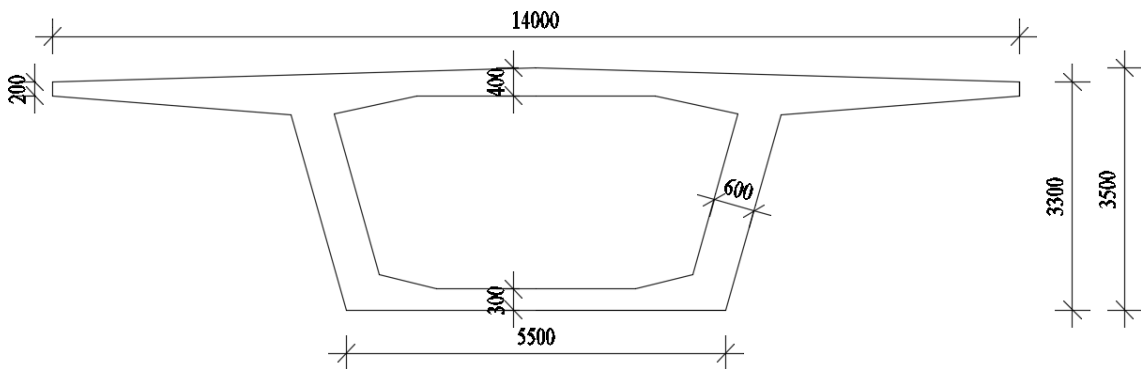
Obr. 180: Průběh přídatného napětí při ochlazení NK a působení zatížení dopravou

Při vyhodnocování napětí v kolejnicových pásech a posunů NK jsem si všiml několika rozhodujících faktorů. Zaprvé, přestože dilatační délka 101 m přesahuje normou danou hodnotu  $L_T=90\text{ m}$ , přídatné napětí od účinků teploty na NK vyčerpá přibližně 70% limitních hodnot. 30% tedy připadá na účinky dopravy. Jelikož snížení účinků teploty je možné pouze kompletní změnou statického schématu či opatřením v podobě použití svorek se sníženou držebností nebo KDZ, zaměřil jsem se na účinky zatížením dopravou. Z důvodu, že vlivem brzdných a rozjezdových sil dochází pouze k malým posunům NK, které vyhovují kritériím na maximální hodnotu posunu, rozhodl jsem nejprve pozměnit průřez NK.

## 4.2.6 Upravené varianty prvního modelu

### 4.2.6.1 Vyšší tuhost NK

Jak bylo řečeno v popisu první varianty, nejprve byl použit průřez s výškou 2600 mm, což činí štíhlostní poměr  $L/18,8$ . Z výsledků výpočtu je patrné, že vlivem nižší tuhosti napětí v kolejnicích nevyhoví. Podle kapitoly 2.5.1 pro španělské betonové železniční mosty jsem poměr výšky průřezu ku rozpětí zvolil v rozmezí  $L/12$  až  $L/17$ , konkrétně tedy  $L/14$ . Průřez byl převzat z Obr. 12. Oproti prvotnímu je zvětšena výška v nejvyšším bodě z 2600 mm na 3500 mm, vrchní hrany konzoly mají od spodního líce dolní desky výšku 3300 mm (Obr. 181). Touto úpravou došlo k navýšení plochy příčného řezu, tudíž i množství betonu o 23%, avšak ohybová tuhost vzrostla o 124%.



Obr. 181: Zvětšený průřez NK

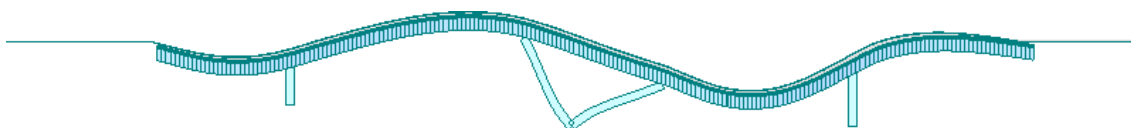
S takto upraveným průřezem jsem provedl nový nelineární výpočet. Při porovnání napětí vlivem účinků teploty (max./min. napětí  $\pm 59,6$  MPa) logicky docházím k závěru, že zvýšení ohybové tuhosti NK téměř nezměnilo výsledky účinkem ohřátí či ochlazení NK.

Odlišná situace nastává při zahrnutí zatížení účinky dopravy. Zde se tahové napětí snížilo ze 113,0 MPa na 98,1 MPa (86,8%) a tlakové napětí se zmenšilo z -89,8 MPa na -79,6 MPa (88,6%). Podobný úbytek napětí jsem zaznamenal při použití experimentálních tuhostí, zde došlo k úbytku tahového napětí na 91%, tlakového napětí o 11%.

Zajímavé je však srovnání posunů horního líce NK, kde jsou zahrnuty pouze vlivy zatížení dopravou. Při uvažování odporu koleje 12 kN/m vlivem svislého zatížení došlo v předchozím případě k posunům 16,3 mm, zvýšením tuhosti NK se však tento posun snížil na hodnotu 8,9 mm (o 45,4%). Při odporu koleje 20 kN/m byl tento pokles

z 14,9 mm na 8,2 mm (o 45%). Zvýšení tuhosti NK mělo na posun horního líce vlivem rozjezdových a brzdných sil naprosto minimální dopad, zde došlo ke snížení pouze v řádu desetin mm.

Jelikož ani takovýto návrh mostní konstrukce by z hlediska kombinované odezvy koleje, jak už velikostí přídatných napětí či posunů NK, nevyhověl, přikročil jsem k další úpravě konstrukce. Jak je vidět na Obr. 182, k podélným posunům horního líce NK dochází nejen vlivem natočení konců NK, ale v důsledku nesymetrického zatížení dochází k deformacím středního vzpěradla posouvá se tak i celá NK. Proto jsem se v další variantě rozhodl vrátit k původnímu průřezu a naopak zvýšit tuhost spodní stavby.

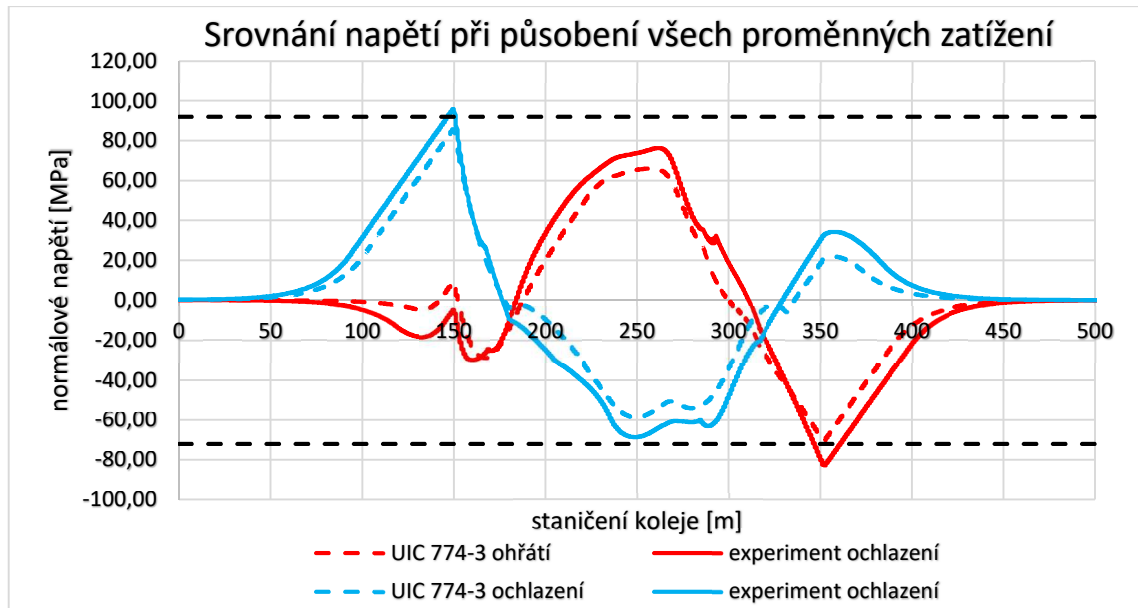


Obr. 182: Deformace vlivem svislého proměnného zatížení

#### 4.2.6.2 Vyšší tuhost spodní stavby

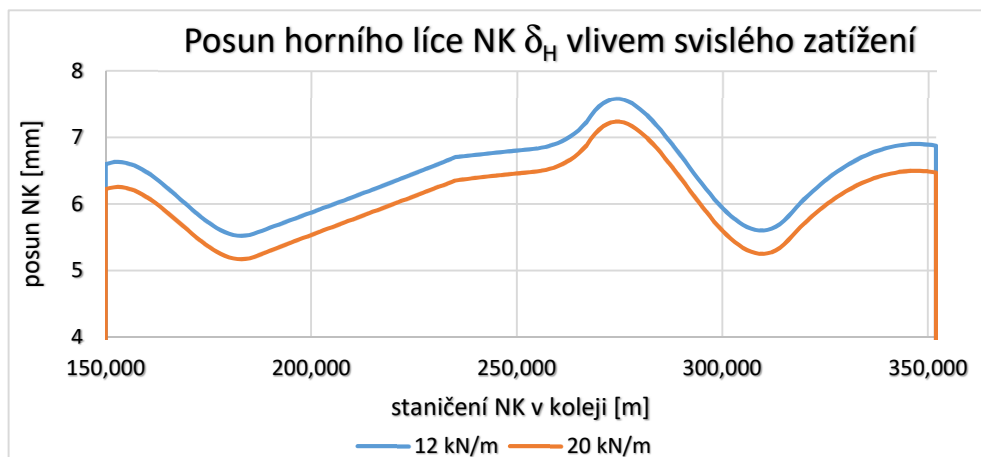
V první variantě byl pilíř uvažován jako plný obdélníkový průřez s rozměry 5x2 m. Jelikož jsem nyní chtěl výrazně zvýšit jeho tuhost bez ohledu na reálnou proveditelnost, provedl jsem dvojnásobné zvětšení na rozměry 5x4 m, čímž je podle vzorce  $\frac{1}{12}bh^3$  jeho tuhost 8x větší.

Po změně průřezu vzpěradla a pilířů (jejich tuhost nemá na výsledky vliv) jsem opět provedl nelineární výpočet a výsledky z něj jsou na grafu na Obr. 183. Na tomto grafu je patrné, že při ztužení vzpěradla došlo k ještě výraznějšímu snížení přídatných napětí, než tomu bylo u zvýšení tuhosti NK. V případě použití tuhostí dle normy přídatné napětí na posouzení odezvy BK vyhoví. Při použití průběhu odporu získaného experimentem ovšem vzniká větší přídatné namáhání kolejnicových pásů a napětí v tomto případě stále přesahuje stanovené limity.



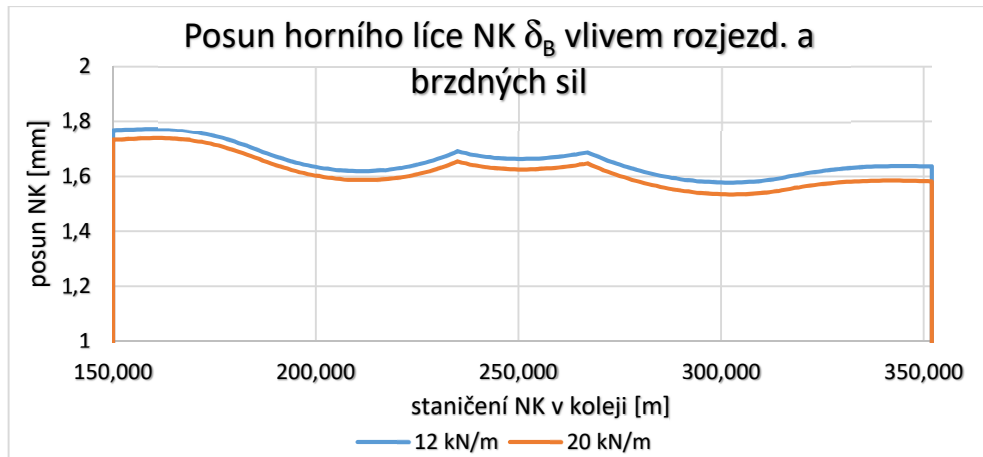
Obr. 183: Průběh napětí  $\sigma_x$

Ztužení spodní stavby má příznivý vliv i na velikost posunu horního líce NK. Vlivem vyšší tuhosti vzpěradla nedochází k tak velkým posunům celé NK a návrh by v tomto případě vyhověl i na toto posouzení.



Obr. 184: Posunutí horního líce NK při ztužení spodní stavby

Stejně tak jako u posunutí horního povrchu NK vlivem svislých zatížení, i v případě posunutí vlivem brzdných a rozjezdových sil došlo k výraznějšímu zlepšení výsledků ztužením spodní stavby než při modifikaci NK.

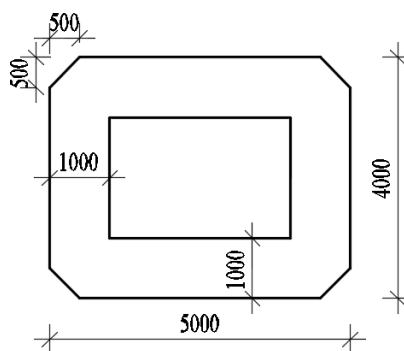


Obr. 185: Posunutí horního líce NK při ztužení spodní stavby

#### 4.2.6.3 Ztužení celé mostní konstrukce

V předchozích kapitolách 4.2.6.1 a 4.2.6.2 je popsán vliv ztužení jednotlivých prvků výpočtového modelu mostní konstrukce. Ovšem použitý průřez vzpěradla byl velice masivní a výsledky vycházely na hraně dovolených přídavných namáhání, kolej s experimentálním odporem nevyhověla vůbec. Z toho důvodu jsem se rozhodl udělat poslední variantu, kde bude ztužená jak NK, tak i spodní stavba.

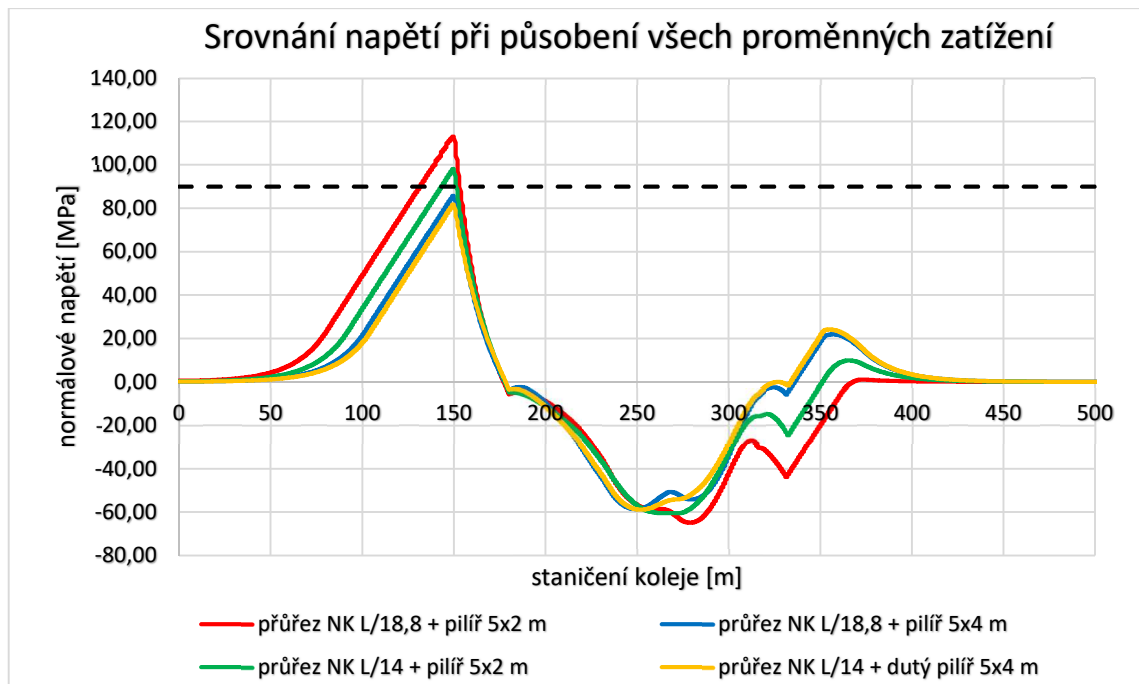
Vzhledem k tomu, že pilíř byl opravdu masivní a téměř neproveditelný a že nyní bude navíc ztužena i NK, použil jsem vzpěradlo se stejnými vnějšími rozměry, ovšem dutého průřezu (Obr. 186). Průřez NK s výškou  $L/14$  byl převzat z kapitoly 4.2.6.1.



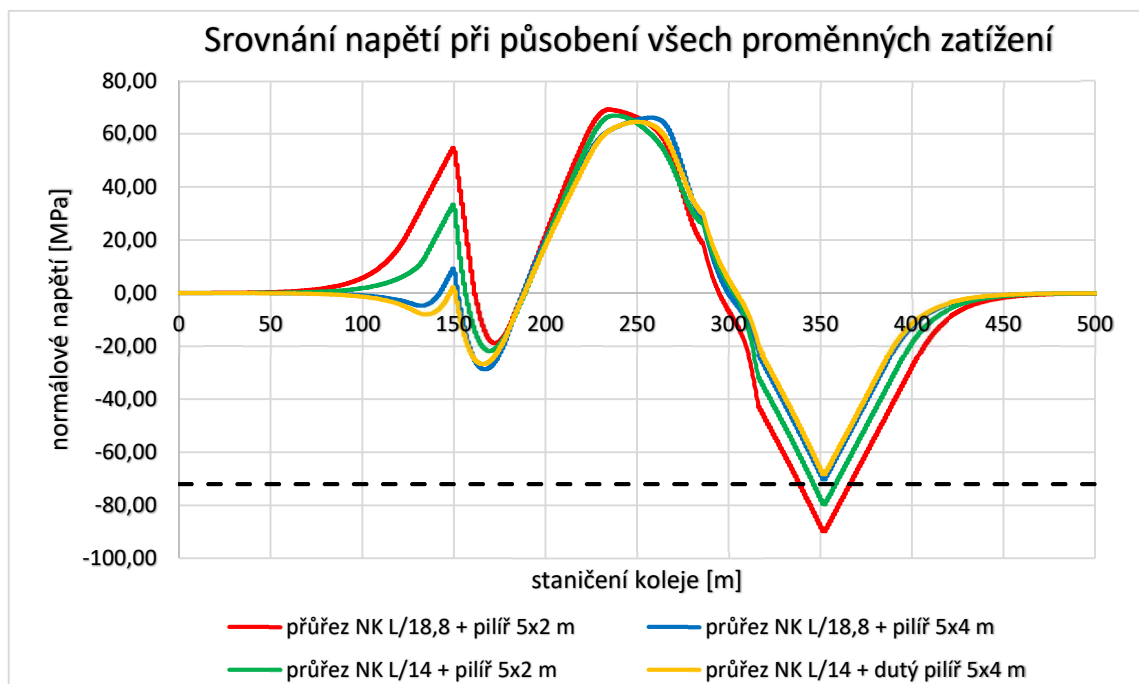
Obr. 186: Dutý průřez ztuženého vzpěradle

Výsledky z tohoto výpočetního modelu (žlutou čarou) jsou společně s předchozími modely prezentovány na grafu na Obr. 187 (pro vznikající největší tahová namáhání) a na grafu na Obr. 188 pro největší tlaková namáhání.





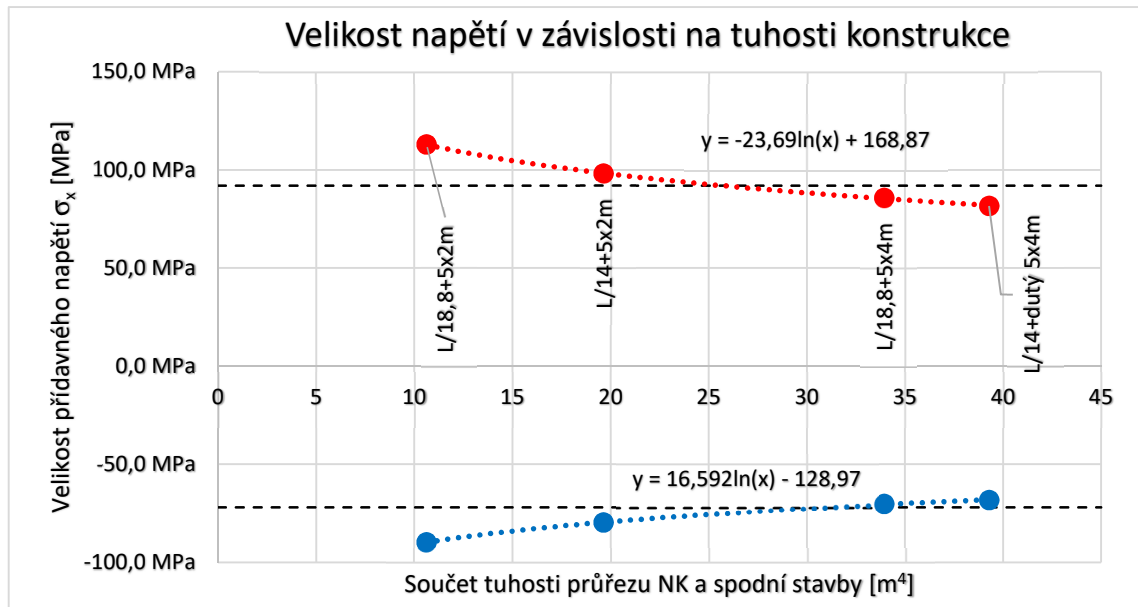
Obr. 187: Průběh největšího přídavného napětí



Obr. 188: Průběh nejmenšího přídavného napětí

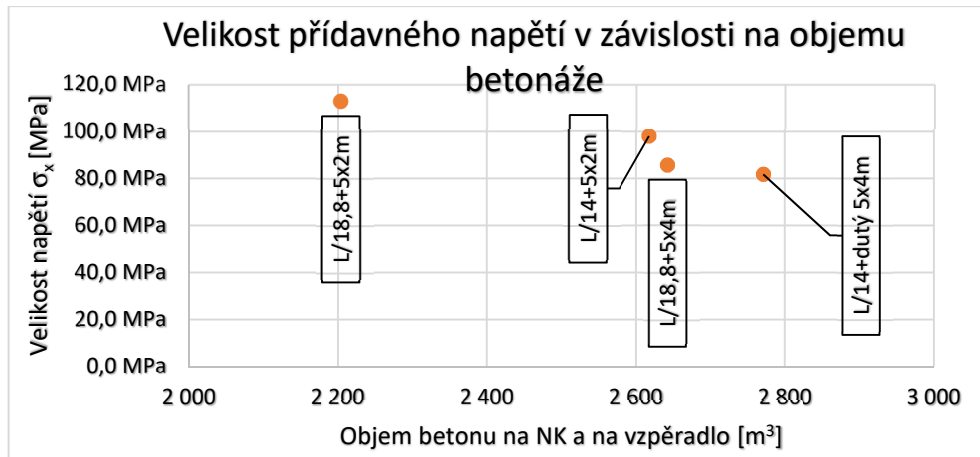
Na obou grafech je patrné, že v tomto případě vzniklo sice nejmenší přídavné napětí, ovšem jeho hodnota se téměř neliší od varianty, ve které bylo provedeno ztužení pouze spodní stavby. Jelikož vzpěradlo má délku 2x cca 20 m, zatímco NK 202 m, je důležité zvážit i ekonomické aspekty ztužování mostní konstrukce.

Jelikož každý prvek má svoji tuhost, rozhodl jsem se udělat orientační graf závislosti napětí na tuhosti (Obr. 189). Na vodorovné ose tohoto grafu je nanesen součet tuhosti průřezu NK a vzpěradla, na svislé ose vznikající přídatné napětí v kolejnicových pásech.



Obr. 189: Graf závislosti přídatného napětí na tuhosti použitých prvků

Zmíněné ekonomické hledisko jsem se pokusil zohlednit na grafu na Obr. 190. Zde je na vodorovné ose nanesen objem betonu [m<sup>3</sup>] potřebný pro zhotovení NK a samotného vzpěradla, na svislé ose pak opět vznikající přídatné napětí. Z grafu je patrné, že ačkoliv nejmenší napětí vzniká u varianty s průřezem NK L/14 a dutým pilířem, rozdíl v napětí oproti variantě s průřezem NK L/18,8 a plným tuhým vzpěradlem není zas tak markantní, ovšem spotřeba betonu je o cca 130 m<sup>3</sup> vyšší. Tento graf nemá sloužit pro konkrétní porovnání, nýbrž jako ilustrace, že k dosažení stejných výsledků existuje několik možností, je ovšem pak důležité zhodnotit též jejich výhodnost.



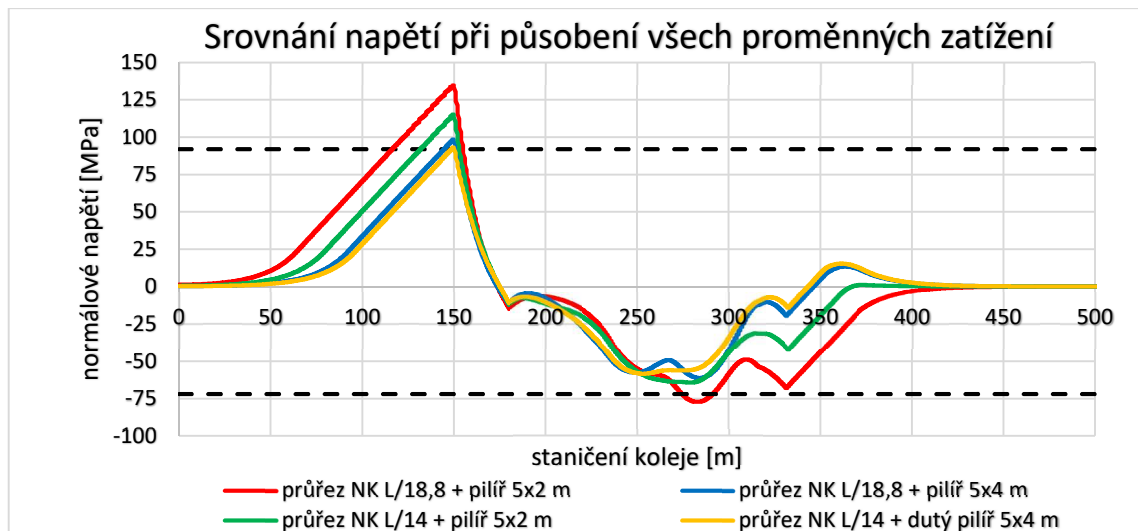
Obr. 190: Graf závislosti přídatného napětí na objemu betonáže

#### 4.2.7 Zahrnutí součinitelů zatížení

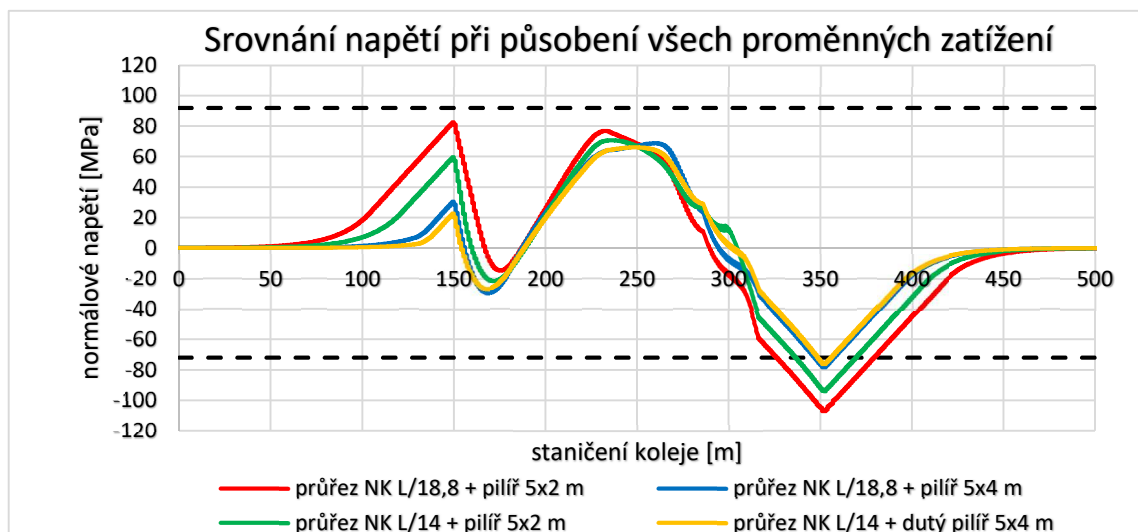
Doposud byl sledován pouze vliv parametrů mostní konstrukce a použití rozdílných odporů koleje na vznik přídatných napětí v BK. Z důvodu, že experimentální odpor byl měřen pod zatížením cca 250 kN na nápravu, byly ve výpočetních modelech rovněž uvažovány charakteristické hodnoty zatížení. Při reálném posuzování kombinované odezvy je však nutné uvažovat součinitele spolehlivosti zatížení a kombinace.

Zatížení změnou teploty NK zůstává beze změny, neboť dle ČSN EN 1991-2 je součinitel zatížení teplotou  $\gamma_T=1,0$ . Zásadní rozdíl nastává u zatížení dopravou. Zde je podle normy ČSN EN 1900 součinitel spolehlivosti zatížení na železničních mostech  $\gamma_F=1,45$ . Součinitel kombinace pro stanovení napětí v kolejnicích se má uvažovat  $\psi_{0,i}=1,0$ . [14]

Vlivem zvětšení zatížení dopravou dochází k nárůstu napětí v kolejnicových pásech. Na Obr. 191 jsou zobrazeny průběhy maximálních přídatných napětí, na Obr. 192 pak průběhy minimálních napětí. Je logické, že vlivem zvýšení zatížení dojde k nárůstu napětí.

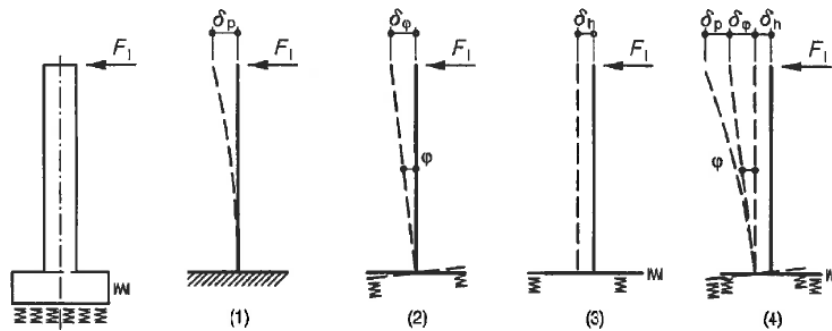


Obr. 191: Průběh maximálních napětí



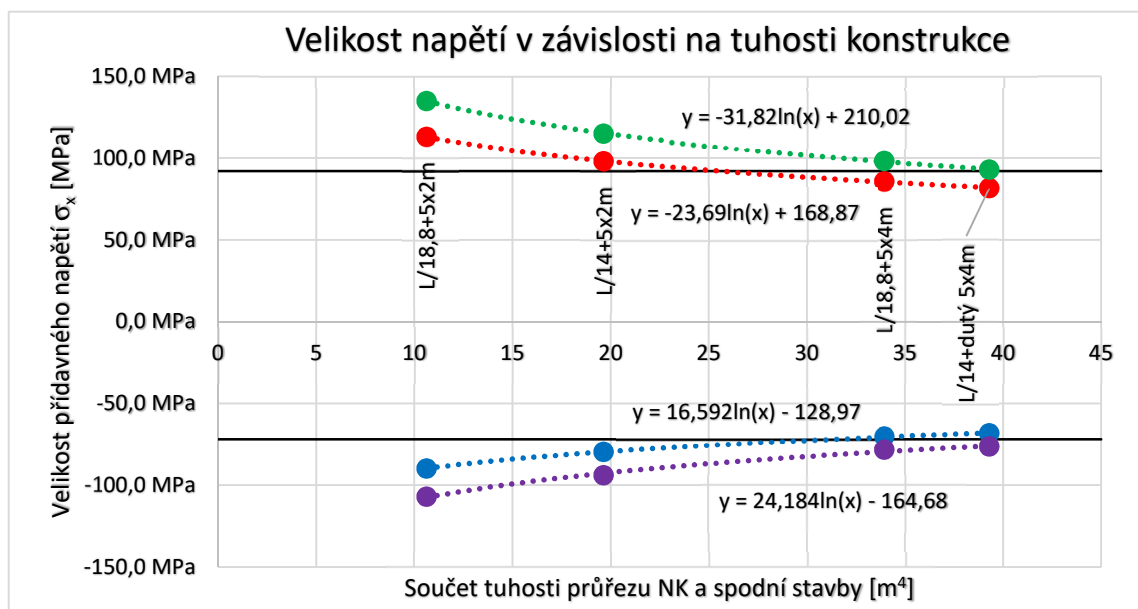
Obr. 192: Průběh minimálních napětí

Již při sledování jednotlivých vlivů vyšlo napětí těsně pod maximální přípustnou hranicí. Je tedy poměrně logické, že při navýšení zatížení dopravou téměř o 50% došlo ve všech případech k překročení těchto limitů a žádná z konstrukcí nevyhověla. Je však nutné si uvědomit, že se jedná o velmi zjednodušený návrh. Při detailním posuzování by musela být vzata v potaz i tuhost založení pilířů (Obr. 193). Ta se skládá primárně z ohybu samotného pilíře (1), sekundárně z pootočení základu (2) a celkového posunutí základu (3). Na posledním kroku (4) je suma těchto posunů. Jelikož v mých modelech byla uvažována pouze tuhost (1), ve skutečnosti by došlo ještě k navýšení přídavného napětí. Na druhou stranu je ve výpočtech uvažována změna NK o  $\Delta T_N = \pm 35 K$ , což je poměrně konzervativní hodnota a při návrhu by za jistých okolností mohla být snížena.



Obr. 193: Celková tuhost jednotlivého pilíře

Jelikož mám zpracovány výsledky přídavného napětí pro kolej s tuhostí dle normy jak pro charakteristické hodnoty zatížení, tak návrhové, je zajímavé si je vzájemně porovnat. Na Obr. 194 (což je Obr. 189 s přidanými body s aplikovaným návrhovým zatížením) je vidět, že ačkoliv zatížení dopravou bylo zvětšeno o 45%, nárůst napětí je maximálně 19%, neboť dominantní zatížení teplotou zůstalo nezměněno. Další jev, který možná na první pohled není tak patrný, je právě procentuální změna napětí u jednotlivých modelů. Zatímco u prvních dvou nejméně tuhých modelů nárůst napětí činil 19%, u dvou posledních pak už jen 12%. Z tohoto faktu lze usoudit, že kdybychom byli schopni navrhnout a hlavně postavit extrémně tuhou konstrukci, vliv svislého zatížení by byl téměř eliminován.



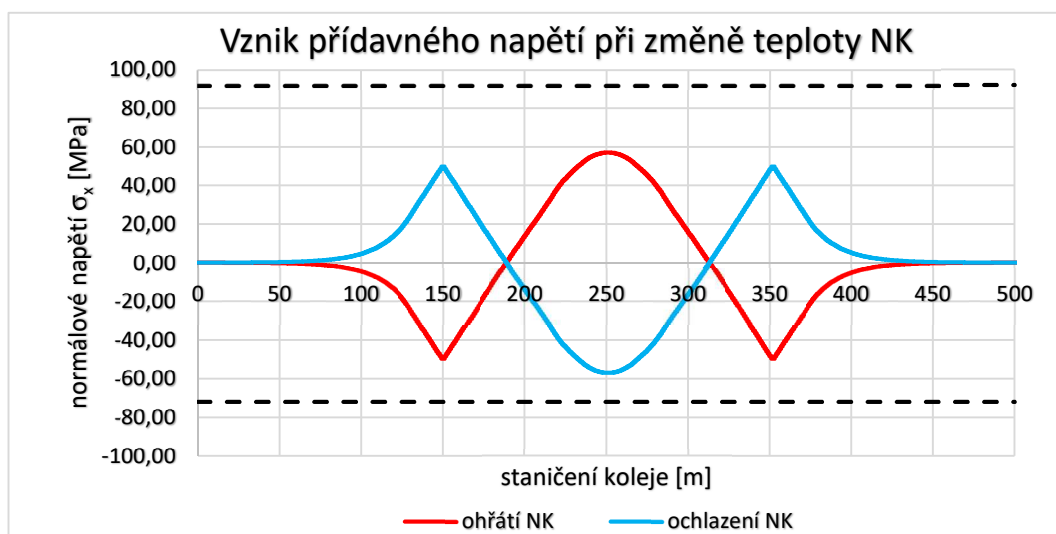
Obr. 194: Porovnání výsledků s charakteristickým a návrhovým zatížením

#### 4.2.8 Pozměněné schéma mostní konstrukce

Z důvodu, že při zahrnutí součinitelů zatížení v návrhu nevyhověla ani „nejtužší“ konstrukce, namísto neustálého zvětšování jednotlivých průřezů jsem se rozhodl poupravit schéma celé mostní konstrukce.

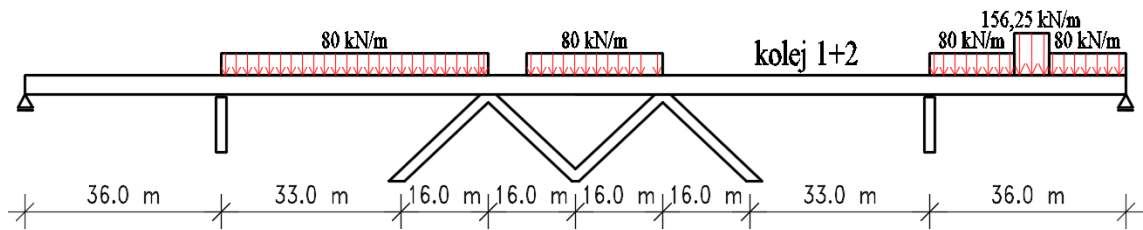
Aby nedošlo k výrazné změně statického schématu a porovnání obou variant by tak bylo poměrně irelevantní, k původní vzpěradlové konstrukci jsem doplnil pouze 2 šikmé vzpěry. Tím nebyla NK uprostřed podepřena vzpěradlem ve tvaru „V“, nýbrž dvěma podporami ve tvaru „A“. Jelikož jsem předpokládal, že touto úpravou dojde k výraznému navýšení tuhosti, použil jsem průřez s výškou  $L/14$  (Obr. 181), ovšem vzpěradlo jsem ponechal obdélníkového průřezu  $5 \times 2$  m.

Jelikož došlo ke změně konstrukce, nechal jsem na konstrukci nejprve působit změnu teploty NK  $\Delta T_N = \pm 35$  K (Obr. 195). V programu Midas jsem pak opět definoval 3 pohyblivá zatížení – zatížení LM71 na jedné nebo obou kolejích, zatížení SW/0 na jedné nebo obou kolejích a kombinaci zatížení LM71 na jedné koleji se zatížením SW/0 na druhé koleji.

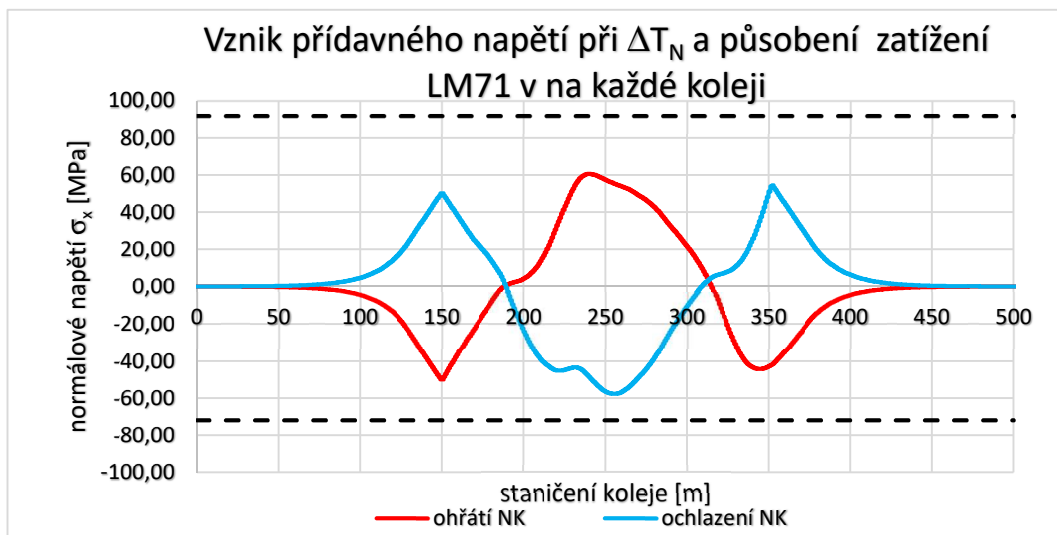


Obr. 195: Vliv změny teploty NK na napětí v kolejnicích

Obě zatížení jsem nechal působit v kombinaci a sledoval polohu nejnepříznivějšího zatížení (Obr. 196). Poloha tohoto zatížení se, stejně jako u varianty se vzpěradlem, shodovala jak pro vyvolání maximálního tahového, tak i tlakového napětí. Výsledky kombinace tohoto zatížení s kladnou i zápornou změnou teploty jsou znázorněny na grafu na Obr. 197.

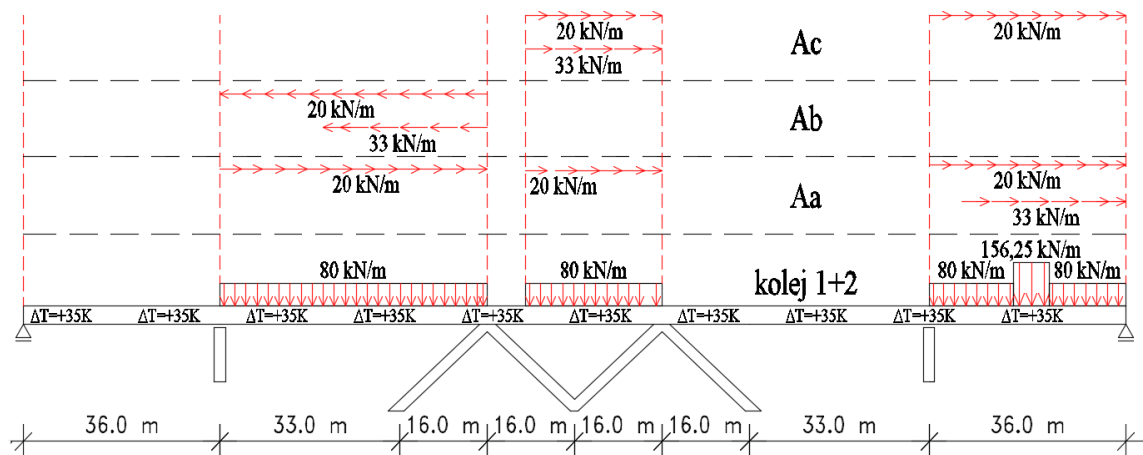


Obr. 196: Schéma mostní konstrukce a poloha nejnepříznivějšího zatížení



Obr. 197: Zatížení změnou teploty NK a 2 modely LM71

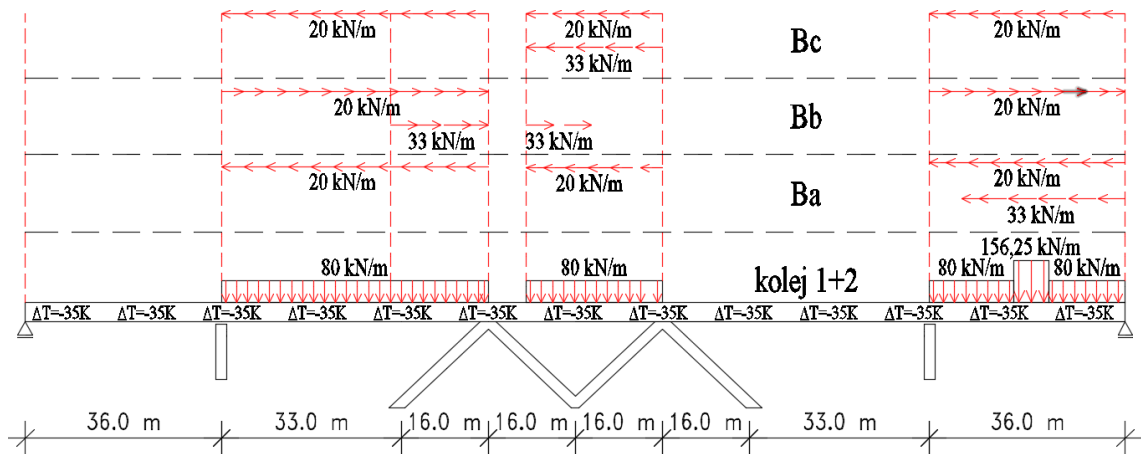
Jelikož obálkou změn teploty NK vznikají téměř rovnocenná maxima/minima ve 3 místech konstrukce, účinky brzdných a rozjezdových sil jsem uvažoval v 6 zatěžovacích stavech. Při ohřátí NK (Obr. 198) jsem v ZS Aa chtěl docílit maximálního tlakového namáhání na pravém konci mostní konstrukce. V ZS Ab a Ac jsem naopak cílil na vytvoření největšího tahového namáhání nad 1. podporou „A“ zleva. Tyto vodorovné síly byly vždy samozřejmě kombinovány s účinky změny teploty a svislého zatížení.



Obr. 198: Zatěžovací stavy při ohřátí NK

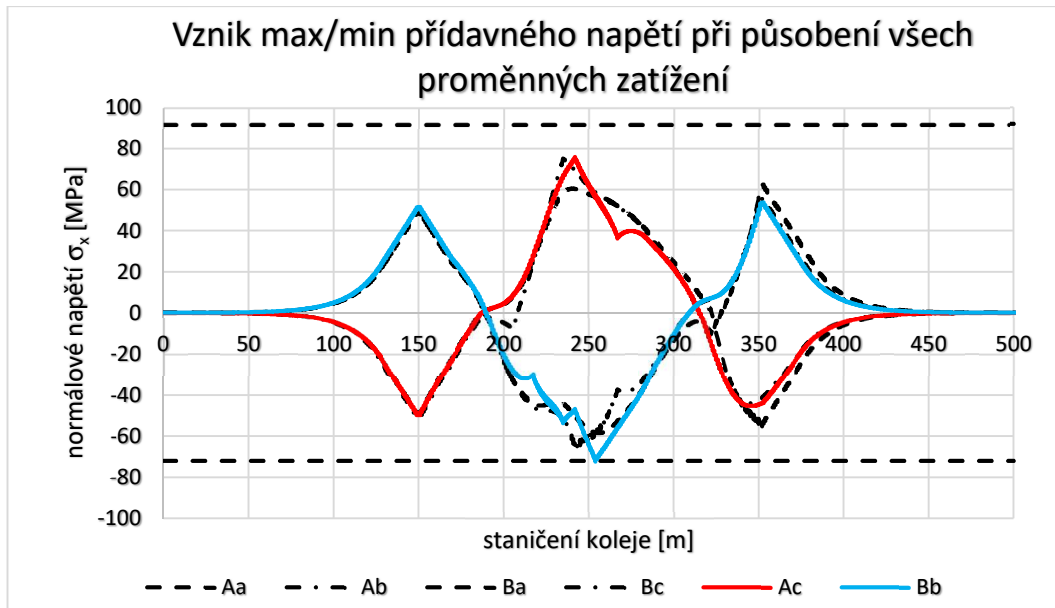


Dalším krokem bylo vyhodnocení napětí naopak při ochlazování NK (Obr. 199). Podobně jako v předešlém případě, byly v prvním zatěžovacím stavu umístěny vodorovné síly na pravý kraj mostu, kde v tomto případě mají vyvolávat největší tahové napětí. Další dva ZS (Bb a Bc) pak cílí na vyvolání největšího tlakového namáhání kolejnic ve střední části mostu.



Obr. 199: Zatěžovací stavy při ochlazení NK

Všech 6 ZS bylo zahrnuto do nelineárního výpočtu a výsledky z každého ZS byly vyneseny do grafu na Obr. 200. Na tomto průběhu je vidět, že na rozdíl od konstrukce se vzpěradlem, zde dochází vlivem velké tuhosti k extrémům napětí ve střední části konstrukce. Je samozřejmé, že jednotlivé ZS byly umístovány ručně dle největšího napětí vlivem změny a svislého zatížení, tudíž pomocí malých úprav zatížení by bylo možno dosáhnout ještě větších extrémních hodnot, ovšem pro ilustraci vlivu tuhosti je v tomto případě takovýto výpočet dostačující. Tyto úpravy by ovšem musely být provedeny pomocí softwaru, jež umožňuje pohyblivé zatížení LM71 aplikovat společně s vodorovnými účinky.



Obr. 200: Extrémní účinky proměnného zatížení

Ovšem i pomocí tohoto zjednodušeného určování ZS jsem našel takovou pozici zatížení, která vyvodí účinek větší, než jsou stanovené limity napětí. ZS Bb uvažující ochlazení konstrukce, umístění svislých sil dle maxima pohyblivého zatížení a umístění vodorovných sil vyvolávající největší tlak ve střední části vyvolá v kolejnici tlak - 72,3 MPa, což o 0,3 MPa překračuje daný limit.

Jak již bylo řečeno u předchozí varianty, ve skutečnosti by musely být zahrnuty tuhosti založení spodní stavby, tření v ložiscích, kroucení NK, ale naopak by mohl být upraven rozsah teplot. Záleží tedy vždy na konkrétním případě, umístění mostní konstrukce, na možnostech založení a umístění spodní stavby, na požadované světlé výšce pod mostem, která ovlivňuje možnosti použití větších průřezů atd.

## 5 Závěr

V úvodu této práce byly zdokumentovány mostní konstrukce pro vysokorychlostní tratě v různých zemích světa. Pro každý stát jsou popsány jeho typizované konstrukce, jejich výhody i nevýhody. Na železničních mostech pro vysokorychlostní tratě je preferována průběžná bezстыková kolej s absencí kolejových dilatačních zařízení, neboť se zde drážní vozidla pohybují velmi vysokou rychlostí a jakákoliv diskontinuita koleje představuje potencionální riziko. Jsou zde kladeny vysoké nároky na tuhost nosné konstrukce i spodní stavbu, aby bylo dosaženo minimálních svislých i podélných deformací, čímž je minimalizováno vznikající přídatné napětí v kolejnicových pásech. I na velmi tuhé konstrukci však v kolejnicových pásech vznikají velká napětí vlivem teplotních změn nosné konstrukce, která je vhodným konstrukčním uspořádáním nutno eliminovat. Právě vhodné konstrukční uspořádání či příznivé konstrukční detaily jsou na těchto postavených a provozovaných mostech ukázány. Dále jsou popsány některé významné mosty na velká rozpětí, které se pro vysokorychlostní tratě podařilo navrhnout a úspěšně realizovat.

V rámci kombinované odezvy koleje a mostu, jak je již slyšet v názvu, má na velikost generovaných přídatných napětí v kolejnicových pásech vliv nejen samotná mostní konstrukce, ale zejména parametry převáděné koleje. Z toho důvodu byly v rámci této diplomové práce provedeny dva experimenty na stanovení odporu nezátížené koleje a jeden experiment byl uskutečněn na koleji zatížené simulovaným nápravovým tlakem. Během všech experimentů byly na několika místech měřeny lineárními potenciometrickými snímači polohy posuny kolejnice vůči okolnímu prostředí a vůči hornímu povrchu vybraných prážců. Na stojině kolejnice byly nalepeny odporové foliové tenzometry pro měření normálového napětí v kolejnicích. Kolej byla v čele kolejnic zatěžována a posunována hydraulickými lisami. U všech experimentů byl vyhodnocen podélný odpor koleje v závislosti na působícím zatížení. Průběh odporu nezátížené i zatížené koleje byl porovnán s hodnotami používanými ve výpočtech dle českých i zahraničních norem.

Naměřené hodnoty byly vyhodnoceny nejen matematicky, ale byly zadány do výpočetního softwaru, kde bylo při stejném zatížení ověřováno chování celé koleje. Po ověření shody s experimentem byly z modelu přebírány jednotlivé výsledky a zpětně porovnávána jejich shoda s naměřenými údaji.

V poslední části této diplomové práce byly jak normové, tak i experimentální parametry koleje aplikovány ve výpočetních modelech reálných mostních konstrukcí. Byl sledován jejich vliv na velikost napětí v kolejnicových pásech i na posun horního líce nosné konstrukce. Dále byly upravovány jednotlivé prvky celé mostní konstrukce a opět byl vyhodnocován jejich vliv na interakci koleje na mostě. V rámci výpočtu byly stejné prvky použity v pozměněné mostní konstrukci a byl vyhodnocen vliv takovéto úpravy.

Limitními parametry pro posouzení koleje na mostě jsou tedy velikost vzniklého přídatného napětí a posuny horního líce nosné konstrukce. Z vyhodnocení jednotlivých variant je zřejmé, že vyšší tuhost a větší maximální hodnota odporu vede ke vzniku většího napětí v kolejnicích. Vzhledem k tomu, že při vyhodnocení všech tří experimentů byl zjištěn tužší průběh odporu i jeho vyšší maximální hodnota, při použití hodnot odporu získaného experimentem se rozhodující napětí v kolejnici lišilo až o 10%. Tímto navýšením nastala situace, kdy bezстыková kolej s normovým odporem vyhověla, zatímco s experimentálním odporem již ne. Druhým kritériem je stanovení posunu horního líce nosné konstrukce. Jelikož zahraniční norma UIC 774-3 stanovuje rozdílný odpor koleje pro průměrně a pro dobře udržovanou kolej, ve výpočtech byly uvažovány obě možnosti. Ve vyhodnocení posunů nastává opačný trend, neboť větší odpor koleje poskytuje příznivější výsledky v podobě menších posunů. Avšak pokud chce být projektant na straně bezpečné, měl by ve výpočtech pro posouzení napětí použít větší odpor koleje, pro výpočet posunu nosné konstrukce naopak odpor menší. Ani v jedné ze všech variant však nenastala situace, kdy by použití bezстыkové koleje vyhovělo na omezení napětí, ale nevyhovělo by na omezení posunů nosné konstrukce. Jelikož byl zjištěn odpor experimentální koleje větší než 20 kN/m, je hodnota 12 kN/m až příliš konzervativní a vzhledem k tomu, že o možnosti použití rozhodovalo vždy vyhodnocení přídatných napětí, je dostačující používat jednotnou hodnotu 20 kN/m.

Zřízení bezстыkové koleje na mostě bez kolejových dilatačních zařízení je možné, avšak je nutné s interakcí koleje s mostem již od začátku počítat a přizpůsobovat jí tak návrh celé mostní konstrukce. Největší přídatná napětí vznikají vlivem teplotních změn nosné konstrukce mostu. Dle vyhodnocení jednotlivých výpočtů je zřejmé, že jakákoliv změna průřezu má na napětí od změny teploty minimální vliv. V případě potřeby snížení tohoto napětí je nutné změnit celé statické schéma konstrukce rozdělením nosné konstrukce do více dilatačních celků. Toto řešení je úspěšně používáno na dlouhých estakádách sestavených z prostých polí. Vlivem deformace nosné konstrukce i spodní stavby dochází k celkovým posunům a natočením konců mostovky, což do průběžných

kolejnicových pásů vnáší větší přídatné napětí. Z toho důvodu jsou mosty pro vysokorychlostní tratě velmi robustní konstrukce, které za vzniku malých deformací přenesou svislé i vodorovné zatížení.

V případě, že z jakýchkoliv důvodů není možné dosáhnout takové konstrukce, která by vyhovovala převedení bezстыkové koleje a není povoleno použít kolejová dilatační zařízení, existují v současné době konstrukční opatření, jako jsou betonové nebo ocelové desky přes dilatační spáry či použití svorek se sníženou drážebností v místech největších přídatných napětí. Jelikož je použití nepřerušené bezстыkové koleje na mostech stále větším světovým trendem, věřím, že toto téma bude nadále zkoumáno a použití bezстыkové koleje nadále rozšiřováno.

## Seznam použitých zdrojů

- [1] CALÇADA Rui, DELGADO Raimundo & MATOS António Campos e. *Bridges for high-speed railways*. London: CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-47147-3.
- [2] DAHINTER, Karel. Mosty z předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratích v Německu. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. [online]. Praha: Česká betonářská společnost, 12(4/2012), 20-30. ISSN 1213-3116. Dostupné z: [http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON\\_TKS\\_2012-04.pdf](http://www.betontks.cz/sites/default/files/BETON_TKS_2012-04.pdf)
- [3] Obr. 5 Most přes údolí Fuldy u Morschen [fotografie] [cit. 7.1. 2017] Dostupné z: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/0/05/ICE-Fuldataalbruecke-Morschen.jpg>
- [4] Obr. 6 Saale-Elster-Talbruecke brücke [fotografie] [cit. 7.1. 2017] Dostupné z: [http://static1.mdhl.de/storage/scl/mdhl/automatischer-bildimport/dpa/infoline/wirtschaft/5422206\\_m3w624h416q75v14453\\_urn-newsml-dpa-com-20090101-151108-99-01626\\_large\\_4\\_3.jpg](http://static1.mdhl.de/storage/scl/mdhl/automatischer-bildimport/dpa/infoline/wirtschaft/5422206_m3w624h416q75v14453_urn-newsml-dpa-com-20090101-151108-99-01626_large_4_3.jpg)
- [5] Obr. 10 Výstavba na trati Milán – Bologna z Modena nosníků (typ „f“) [fotografie] [cit. 7.1. 2017] Dostupné z: [https://www.dywidag-systems.com/uploads/pics/DSI\\_Milan\\_Railway\\_01.jpg](https://www.dywidag-systems.com/uploads/pics/DSI_Milan_Railway_01.jpg)
- [6] Obr. 15 Most přes řeku Ebro [fotografie] [cit. 7. 1. 2017] Dostupné z: <https://structurae.net/structures/osera-de-ebro-bridge/photos>
- [7] SOBRINO, Juan. Two steel bridges for the high speed railway line in Spain. *Der Stahlbau* [online]. 2010, 79(3), 181-187 [cit. 2016-06-23]. DOI: 10.1002/stab.201001303. ISSN 00389145.7
- [8] DAI, Gonglian; HU, Nan; LIU, Wenshuo. The recent improvement of high-speed railway bridges in China. In: *IABSE Symposium Report*. International Association for Bridge and Structural Engineering, 2010. p. 8-15.
- [9] YAN, Bin; DAI, Gong-Lian; HU, Nan. Recent development of design and construction of short span high-speed railway bridges in China. *Engineering Structures*, 2015, 100: 707-717. [online]. Dostupné z: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615004265>
- [10] HU, Nan, DAI, Gong-Lian, YAN, Bin, LIU, Ke. Recent development of design and construction of medium and long span high-speed railway bridges in China. *Engineering Structures*, 2014, 74: 233-241. [online] Dostupné z: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614003502>
- [11] VAN'T ZAND, J.; MORAAL, J. Ballast resistance under three dimensional loading. *ERRI D*, 1997, 202. [online]. Dostupné z: <http://www.esveld.com/Download/TUD/Ballast%20tests.pdf>
- [12] ESVELD, Coenraad. *Modern railway track*. 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions, c2001. ISBN 90-800324-3-3.
- [13] Předpis SŽDC S3/2 Bezстыková kolej
- [14] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2015.

- 
- [15] Směrnice UIC 774-3 R (Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations), 2nd edition, October 2001, ISBN 2-7461-0257-9
- [16] FRANCOVÁ, Aneta. *Příčné odpory pražců s plastovými pražcovými kotvami*. Brno: VUT 2013. Bakalářská práce, VUT, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb
- [17] DUBSKÝ, Vladimír. Tuhost upevnění Vossloh. In: *Longitudinal rail restrain.docx, Torsional resistance.docx, Longitudinal rail restrarin WU 7.pdf* [online] martin.vlasak@sudop.cz. Tuesday, April 22, 2014 1:12 PM [cit. 7. 1. 2017] Dostupné z internetu
- [18] VLASÁK, Martin, FOGLAR Marek. Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (metodický základ mvl 150). Praha 2015. [online]. Dostupné z: [http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met\\_komb\\_od\\_kce\\_kol.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/vystupy/download/TA03031099-Met_komb_od_kce_kol.pdf)
- [19] LEE, HyeYeon. Rail structure Interaction Analysis. [online]. Dostupné z: [http://www.idea-rs.com/wp-content/uploads/2015/05/Czech-mbm\\_Rail-Structure-Interaction-Analysis.pdf](http://www.idea-rs.com/wp-content/uploads/2015/05/Czech-mbm_Rail-Structure-Interaction-Analysis.pdf)
- [20] CALÇADA Rui, DELGADO Raimundo & MATOS António Campos e, GOICOLEA José & GABALDÓN Filipe. *Track-bridge interaction on high-speed railways*. London: CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3.



## Seznam obrázků

Obr. 1 : Typický příčný řez spojitého silničního mostu na rozpětí 49 m [1].....	11
Obr. 2 : Typický příčný řez spojitého železničního mostu na rozpětí 50 m [1].....	11
Obr. 3 : Vzorový příčný řez pro základní rozpětí $L = 44$ m [2].....	13
Obr. 4 : Schéma pilíře [2].....	14
Obr. 5 : Most přes údolí Fuldy u Morschen [3] .....	14
Obr. 6 : Saale-Elster-Talbruecke brücke [4] .....	15
Obr. 7 : 2 komorové nosníky (a) a 4 předpjaté V nosníky a in-situ betonová deska (b) [2] .....	18
Obr. 8 : Jednokomorový (c) a dvoukomorový průřez (d) [2] .....	18
Obr. 9 : Čtyři předpjaté I nosníky a in-situ betonovaná deska (e) a U průřez se spodní mostovkou (f) [2] .....	19
Obr. 10 : Výstavba na trati Milán – Bologna z Modena nosníků (typ „f“) [5] .....	19
Obr. 11 : Dutinami vylehčený deskový nosník [2] .....	20
Obr. 12 : Jednokomorový průřez pro větší rozpětí [2].....	20
Obr. 13 : Varianta příčného řezu se spodní mostovkou [2] .....	21
Obr. 14 : Typický příčný řez u mostu Anguera [2].....	21
Obr. 15 : Most přes řeku Ebro [6].....	22
Obr. 16 : Podélný řez mostem Llinars [7].....	22
Obr. 17 : Typický příčný řez [7] .....	23
Obr. 18 : Jednokomorový průřez (vlevo) a dvoukomorový průřez (vpravo) [9].....	23
Obr. 19 : Optimalizace jednokomorového průřezu [8] .....	24
Obr. 20 : Porovnání hlavních parametrů nosníků pro VRT v 6 zemích [9].....	24
Obr. 21 : Porovnání hlavních parametrů nosníků pro VRT v 6 zemích [9].....	25
Obr. 22 : Průřez nad podporou a v poli [9] .....	25
Obr. 23 : Dispozice ložisek na spojitém nosníku [9] .....	26
Obr. 24 : Příklady obloukových mostů pro vysokorychlostní tratě v Číně [10].....	28
Obr. 25 : Příklady hybridních konstrukcí na VRT v Číně [10].....	29
Obr. 26 : Příklad ocelových příhradových oblouků [10] .....	30
Obr. 27 : Mosty se zavěšeným příhradovým nosníkem [10] .....	31
Obr. 28 : Příčné řezy zavěšených mostů s příhrad. nosníkem pro dlouhá rozpětí [10].....	32

Obr. 29 : Pohled shora na celý experiment [11].....	33
Obr. 30 : Příčný řez konstrukcí experimentu [11].....	33
Obr. 31 : Pozice a směr měřených sil [11].....	34
Obr. 32 : Fotografie z experimentu na TU Delfty [12].....	35
Obr. 33 : Příčný odpor koleje ve šterkovém loži [11].....	35
Obr. 34 : Příklad vertikálního posunu koleje s různými zatíženími [11].....	36
Obr. 35 : Srovnání maxima podélného odporu měřeného na modelu koleje a v samostatném testu upevňovačla [11].....	37
Obr. 36 : Podélný odpor „k“ znázorněný jako funkce podélného posunu „u“ [15].....	38
Obr. 37 : Závislost odporu „k“ na podélném posunu kolejnice [15] .....	39
Obr. 38 : Experimenty, předpisy a normy a jejich vzájemné spojení .....	40
Obr. 39 : Příčný řez středním segmentem.....	40
Obr. 40 : Pohled na čelo = pohled na krajní segment .....	41
Obr. 41 : Betonová konstrukce pro zřízení koleje.....	41
Obr. 42 : Roznášecí práh v horní části čela, na fotografii jsou vidět kabely od snímačů vedoucí k měřicí ústředně.....	41
Obr. 43 : Kompletní konstrukce před položením kolejového lože .....	42
Obr. 44 : Zkoušená konstrukce, nad kolejnicemi lešenářské trubky pro nezávislé umístění snímačů.....	43
Obr. 45 : Detail snímače na kolejnici a na pražci .....	43
Obr. 46 : Půdorys zkoušené konstrukce.....	44
Obr. 47 : Podélný řez zkoušené konstrukce .....	44
Obr. 48 : Monitor s aktuálními výsledky měření .....	45
Obr. 49 : Náhled dat získaných z experimentu .....	46
Obr. 50 : Ručně zaznamenané hodnoty před a po přestavbě .....	47
Obr. 51 : Graf z původních naměřených hodnot.....	48
Obr. 52 : Graf po korekci vstupních hodnot .....	48
Obr. 53 : Graf s původními neopravenými nepřesnostmi.....	49
Obr. 54 : Graf s opravenými největšími odchylkami.....	49
Obr. 55 : Posun pravé kolejnice v místě 1. pražce .....	50
Obr. 56 : Posun pravé kolejnice v místě 1. pražce vzhledem k hornímu líčí tohoto pražce.....	50
Obr. 57 : Absolutní posun pravé strany 1. pražce.....	51

Obr. 58 : Rozkreslený 2. zatěžovací cyklus .....	52
Obr. 59 : Příklady pružnoplastického chování s kinematickým zpevněním.....	53
Obr. 60 : Graf posunu levé kolejnice na posledním 8. pražci .....	54
Obr. 61 : Graf posunu pravé kolejnice na posledním 8. pražci.....	54
Obr. 62 : Posun levé kolejnice na 8. pražci.....	55
Obr. 63 : Posun pravé kolejnice na 8. pražci.....	55
Obr. 64 : Posun levé strany posledního pražce vzhledem k betonové konstrukci .....	55
Obr. 65 : Posun pravé strany posledního pražce vzhledem k betonové konstrukci.....	56
Obr. 66 : Rozdíl mezi posunem pravé a levé strany 8. pražce .....	56
Obr. 67 : Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně levé kolejnice.....	58
Obr. 68 : Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně levé kolejnice.....	58
Obr. 69 : Posun levé kolejnice při celkovém zatížení 20 kN.....	59
Obr. 70 : Posun pravé kolejnice při celkovém zatížení 100 kN.....	59
Obr. 71 : Posun levé kolejnice vůči jednotlivým pražcům při zatížení 110 kN na kolej.....	60
Obr. 72 : Posun levých stran pražců vůči bet. kci při zatížení koleje 110 kN .....	61
Obr. 73 : Naměřené průběhy normálové síly .....	62
Obr. 74 : Průběh normálové síly po využití 9. tenzometru jako „nového“ kompenzačního .....	62
Obr. 75 : Posuny měřených bodů na levé kolejnici při zatížení koleje 80 kN.....	63
Obr. 76 : Posuny měřených bodů kolejnice vůči pražci při zatížení koleje 80 kN.....	63
Obr. 77 : Posuny vypočtených posunů levé strany pražce zatížení koleje 80 kN.....	64
Obr. 78 : Skutečný posun kolejnice a předepsaný posun dle UIC 774-3.....	65
Obr. 79 : Graf zaznamenávaných hodnot ze snímače 1PK.....	67
Obr. 80 : Snímač na hlavě levé kolejnice.....	68
Obr. 81 : Snímač na hlavě pravé kolejnice .....	68
Obr. 82 : Pracovní diagramy ze snímače levé a pravé hlavy kolejnice.....	69
Obr. 83 : Zapojení hydraulických zatěžovacích lisů .....	70
Obr. 84 : Vliv nárůstu tlaku a jeho dorovnání vlivem posunem koleje .....	71
Obr. 85 : Pohyb kolejnice v levém upevňovadle na 2. pražci.....	72
Obr. 86 : Pohyb kolejnice v pravém upevňovadle na 2. pražci.....	72
Obr. 87 : Posun kolejnice v levém upevňovadle na posledním pražci.....	73

Obr. 88 : Posun levé strany posledního pražce .....	73
Obr. 89 : Posun kolejnice v pravém upevňovadle na posledním pražci .....	74
Obr. 90 : Posun pravé strany posledního pražce .....	74
Obr. 91 : Posun kolejnice v levých upevňovadlech při zatížení koleje 120 kN.....	75
Obr. 92 : Posun levých stran pražců při zatížení koleje 120 kN .....	76
Obr. 93 : Posun kolejnice v pravých upevňovadlech při zatížení koleje 120 kN .....	76
Obr. 94 : Posun pravých stran pražců při zatížení koleje 120 kN.....	76
Obr. 95 : Výsledky z tenzometru na pravé kolejnici mezi 1. a 2. pražcem.....	77
Obr. 96 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení 120 kN na kolej.....	78
Obr. 97 : Průběh normálové síly při použití 9. tenzometru jako kompenzačního .....	78
Obr. 98 : Vyhodnocení posunu levé kolejnice .....	80
Obr. 99 : Vyhodnocení posunu levé kolejnice .....	80
Obr. 100 : Vzdálenost mezi temenem kolejnice a hákem jeřábu v KÚ .....	82
Obr. 101 : Průběh ohybového momentu na příčnicku .....	84
Obr. 102 : Průběh posouvající síly na příčnicku.....	84
Obr. 103 : Změření tíhy před položením panelu .....	92
Obr. 104 : Skládání panelů včetně proložení mezi vrstvami .....	93
Obr. 105 : Kompletní zatížení koleje .....	93
Obr. 106 : Graf vytvářený přímo během zatěžování koleje .....	94
Obr. 107 : Posun zatížené pravé kolejnice nad 1. pražcem.....	95
Obr. 108 : Všechny snímače pravé kolejnice.....	96
Obr. 109 : Posun pravé kolejnice nad 1. pražcem (cykly se stejným počátkem).....	97
Obr. 110 : Posun pravé kolejnice v upevňovadle na 1. pražci .....	97
Obr. 111 : Posun pravé strany 1. pražce .....	98
Obr. 112 : Rýha v kolejnici způsobená jejím pohybem v upevňovadle.....	98
Obr. 113 : Posun kolejnice = posun v upevňovadle + posun pražce .....	99
Obr. 114 : Tenzometr za 3. pražcem na vnější straně pravé kolejnice.....	100
Obr. 115 : Tenzometr za 5. pražcem na vnitřní straně pravé kolejnice .....	100
Obr. 116 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení 40 kN.....	101
Obr. 117 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při plném zatížení.....	101
Obr. 118 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při plném zatížení s použitím posledního tenzometru jako kompenzačního.....	102
Obr. 119 : Roznos svíslé síly dle ČSN EN 1991-2 [14] .....	102
Obr. 120 : Vyhodnocení posunu levé kolejnice .....	104

Obr. 121 : Vyhodnocení posunu pravé kolejnice.....	104
Obr. 122 : Graf závislosti natočení kolejnice v upevňovadle W14 s elastomerovou podložkou na velikosti kroutícího momentu [17].....	105
Obr. 123 : Zkouška upevňovadla W14 s pryžovou podložkou [17] .....	106
Obr. 124 : Prutový model v programu Scia, dole renderovaný model .....	106
Obr. 125 : Schematické znázornění vazeb v konstrukci koleje .....	107
Obr. 126 : Průběh normálové síly při stejné tuhosti všech vazeb .....	107
Obr. 127 : Tuhosti nelineárních vazeb v programu SCIA .....	108
Obr. 128 : Posun kolejnice, pražců a reakce v podporách .....	109
Obr. 129 : Trend normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 110 kN.....	110
Obr. 130 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při použití 9. tenzometru jako kompenzačního .....	110
Obr. 131 : Průběhy normálových sil .....	111
Obr. 132 : Síly působící na určitou vazbu při průběhu dané normálové síly.....	112
Obr. 133 : Hodnoty pro nelineární vazbu na levé straně 1. pražce .....	113
Obr. 134 : Pracovní digram vytvořený pro nelineární vazbu 1LP .....	113
Obr. 135 : Posun kolejnic v experimentu a ve výpočtovém modelu .....	114
Obr. 136 : Posun levé strany 2. pražce v experimentu a ve výpočtovém modelu ....	115
Obr. 137 : Deformace koleje.....	115
Obr. 138 : Průběh normálové síly v levé a v pravé kolejnici při zatížení 55 kN.....	116
Obr. 139 : Svislá tuhost jednoho pražce.....	117
Obr. 140 : Zatížení koleje a reakce jednotlivých pražců.....	117
Obr. 141 : Shoda výpočetního modelu s experimentem v místě hlavy levé kolejnice.....	118
Obr. 142 : Shoda výpočetního modelu s experimentem v místě hlavy pravé kolejnice.....	119
Obr. 143 : Shoda posunu upevňovadla na pravé straně 2. pražce z výpočetního modelu a z experimentu .....	119
Obr. 144 : Shoda posunu levé strany 3. pražce z výpočetního modelu a z experimentu.....	120
Obr. 145 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 200 kN.....	121
Obr. 146 : Průběh normálové síly v levé kolejnici při zatížení koleje 330 kN.....	121
Obr. 147 : Základní schéma interakce koleje a mostu [18].....	122
Obr. 148 : Jednotlivé složky celkového napětí v kolejnici [18].....	123

Obr. 149 : Omezení vodorovného posunu mostovky vlivem svislého zatížení [19].....	124
Obr. 150 : Vznik přídatných namáhání kolejnic vlivem interakce mostu a koleje [18].....	124
Obr. 151 : Natočení konce NK vlivem působení svislého zatížení .....	125
Obr. 152 : Vliv působení svislého zatížení [20].....	125
Obr. 153 : Vliv brzdných a rozjezdových sil [20].....	126
Obr. 154 : Model zatížení LM71 [14].....	126
Obr. 155 : Schéma zatížení pro modely SW/0 a SW/2 [14] .....	127
Obr. 156 : Modelování koleje před a za mostem [19].....	128
Obr. 157 : Modelování koleje na rozhraní zemního tělesa a mostní konstrukce [19].....	128
Obr. 158 : Modelování rozhraní mezi dvěma NK [19].....	129
Obr. 159 : Vazby mezi kolejnicí, NK a spodní stavbou v příčném řezu [19] .....	129
Obr. 160 : Výpočet zjednodušenou oddělenou analýzou [19] .....	130
Obr. 161 : Výpočet kompletní analýzou modelu [19].....	131
Obr. 162 : Most pro VRT přes řeku Llobregat u města Martorell (Španělsko)[20].....	131
Obr. 163 : Podélné schéma mostu (1,5x převýšené).....	132
Obr. 164 : Příčný řez v první variantě.....	132
Obr. 165 : Zatěžovací stavy pro proměnná zatížení dopravou.....	133
Obr. 166 : Minimální napětí v kolejnici ze ZS4.....	133
Obr. 167 : : Maximální napětí v kolejnici ze ZS5.....	133
Obr. 168 : Zatěžovací stav pro získání nejmenšího normálového napětí .....	134
Obr. 169 : Zatěžovací stav pro získání největšího normálového napětí .....	134
Obr. 170 : Porovnání výsledků z programů Scia a Midas.....	135
Obr. 171 : Průběh normálového napětí v kolejnicích $\sigma_{x,min}$ .....	136
Obr. 172 : Průběh normálového napětí v kolejnicích $\sigma_{x,max}$ .....	137
Obr. 173 : Vodorovný posun horního líce NK vůči opěře při svislém zatížení dopravou .....	138
Obr. 174 : Vodorovný posun horního líce NK vůči opěře při zatížení brzd. a rozjezd silami .....	138
Obr. 175 : Experimentem zjištěný odpor nezatížené koleje .....	139
Obr. 176 : Experimentem zjištěný odpor zatížené koleje .....	140

Obr. 177 : Průběh přídatného napětí při ohřátí NK.....	141
Obr. 178 : Průběh přídatného napětí při ochlazení NK.....	141
Obr. 179 : Průběh přídatného napětí při ohřátí NK a působení zatížení dopravou .....	142
Obr. 180 : Průběh přídatného napětí při ochlazení NK a působení zatížení dopravou .....	142
Obr. 181 : Zvětšený průřez NK.....	143
Obr. 182 : Deformace vlivem svislého proměnného zatížení.....	144
Obr. 183 : Průběh napětí $\sigma_x$ .....	145
Obr. 184 : Posunutí horního líce NK při ztužení spodní stavby .....	145
Obr. 185 : Posunutí horního líce NK při ztužení spodní stavby .....	146
Obr. 186 : Dutý průřez ztuženého vzpěradle .....	146
Obr. 187 : Průběh největšího přídatného napětí.....	147
Obr. 188 : Průběh nejmenšího přídatného napětí.....	147
Obr. 189 : Graf závislosti přídatného napětí na tuhosti použitých prvků .....	148
Obr. 190 : Graf závislosti přídatného napětí na objemu betonáže .....	149
Obr. 191 : Průběh maximálních napětí .....	150
Obr. 192 : Průběh minimálních napětí .....	150
Obr. 193 : Celková tuhost jednotlivého pilíře.....	151
Obr. 194 : Porovnání výsledků s charakteristickým a návrhovým zatížením.....	151
Obr. 195 : Vliv změny teploty NK na napětí v kolejnicích .....	152
Obr. 196 : Schéma mostní konstrukce a poloha nejnepříznivějšího zatížení.....	153
Obr. 197 : Zatížení změnou teploty NK a 2 modely LM71 .....	153
Obr. 198 : Zatěžovací stavy při ohřátí NK.....	153
Obr. 199 : Zatěžovací stavy při ochlazení NK.....	154
Obr. 200 : Extrémní účinky proměnného zatížení .....	155



## Seznam tabulek

Tab. 1 : Hodnoty čtení před a po přestavbě a jejich následná korekce .....	47
Tab. 2 : Popis jednotlivých zatěžovacích stavů .....	132