

Abstrakt

Spolu se zvyšujícími se nároky na konkurenceschopnou a udržitelnou železniční infrastrukturu stoupá v poslední době také poptávka po tichých, trvanlivých a spolehlivých řešeních železničního svršku, splňujících náročné předpoklady jak pro použití v rámci vysokorychlostních tratí, tak i na konvenční železnici. Jedním z nejprogresivnějších systémů, který splňuje tato náročná kritéria je systém pevné jízdní dráhy s integrovanou kontinuálně podepřenou kolejí (KPK). Kolejnice jsou v rámci takového systému umístěny do žlabu a upevněny prostřednictvím polymerního materiálu, aplikovaného v tekutém stavu in-situ. Upevnění nevyžaduje použití žádných ocelových částí drobného kolejiva a po vytvrnutí se vyznačuje velmi nízkou hlučností, příznivým dynamickým chováním, vysokou trvanlivostí a recyklovatelností. Spolu s četnými výhodami však tento typ upevnění přináší také určité nejistoty a nevýhody. Například není známo, jak se bude systém s KPK chovat v případě omezení dilatačních posunů v širé trati, a především při aplikaci na dilatující mostní konstrukci. U materiálů na bázi polymerů lze navíc očekávat termomechanické chování, projevující se změnou materiálových charakteristik na teplotě a také viskoelastické chování, charakteristické změnou chování materiálů v závislosti na rychlosti deformace upevnění. Systém KPK také umožňuje variabilní provedení příčného řezu s dopadem na interakční chování upevnění. Předložená disertační práce se zabývá právě touto problematikou a definuje ucelenou metodiku pro posouzení interakce KPK s mostní konstrukcí, vycházející z principů kompletní analýzy bezстыkové koleje na mostě. Metodika poskytuje specifická doporučení pro modelování a analýzu interakce KPK s mostem a implementuje původní analytický postup pro určení parametrů interakce (podélných odporů a svislé tuhosti upevnění) se zohledněním geometrického provedení příčného řezu, termomechanického a viskoelastického chování KPK. V metodě je také popsán princip nastavení průběhu interakčních funkcí po délce konstrukce s ohledem na různou rychlost deformace upevnění, která vzniká v důsledku změny teploty a zatížení od kolejové dopravy. Nad rámec standardních kritérií jsou v rámci navržené metody předepsána specifická kritéria, platná pro posouzení KPK v interakci s mostní konstrukcí. Použití metodiky je možné při splnění jasně definovaných limitů.

Klíčová slova: interakce, kontinuálně podepřená kolej, zapuštěná kolejnice, most, bezстыková kolej, embedded rail system, podélný odpor, svislá tuhost, interakční parametry, polymery, termomechanická závislost, viskoelastická, vliv rychlosti deformace, pevná jízdní dráha

Abstract

The demand after silent, durable, and reliable solutions in railway superstructure, applicable in both the high-speed railways and conventional railway tracks, rises to meet the constantly increasing requirements for modern and sustainable railroad infrastructure. One of the most advanced technologies satisfying these criteria is the balastless track system involving the integrated embedded rails (ERS). Such system is created in-situ by placing the rail into a through and fastening it by pouring a polymer-based resin in a liquid state. This type of fastening system is recyclable, doesn't involve any small steel parts and after solidification exhibits extraordinarily low noise level, good dynamic behavior, and increased durability. Along with the advantages, embedded rail systems also exhibit several disadvantages and uncertainties. The main question is how will be the ERS stressed due to its limited expansion movement, especially when being placed on an expandable bridge structure. Considering a polymer-based material involved, thermomechanical and viscoelastic behavior of the ERS must be expected. This means the material properties will change due to temperature and strain rate change. The cross-section of the ERS can also be designed variably, which will have impact on its interaction parameters. These phenomena are the topic of the presented doctoral thesis, which defines a comprehensive method to address the behavior of embedded rail systems in interaction with a bridge. The method is based on principles of complete analysis of interaction between continuously welded rail and a bridge and provides with specific recommendations for modelling and analysis of the combined system comprising of ERS and a bridge. It also implements an original procedure to simulate the ERS interaction parameters (longitudinal resistance and vertical stiffness) considering the variable geometry of ERS cross-section and thermomechanical and viscoelastic properties of ERS. Furthermore, the method also clarifies how to arrange the interaction parameters along the bridge length to respect the variable strain-rate in the ERS, caused by different loading types like temperature change or traffic loads. Above standard criteria the method sets specific ones for designing an ERS in interaction with bridge and clearly specifies the limits of its usage.

Key words: interaction, continuously supported rail, embedded rail system, bridge, continuously welded rail, longitudinal resistance, vertical stiffness, interaction parameters, polymers, thermomechanical dependence, viscoelasticity, strain rate effect, balastless track

Poděkování

Těchto pár řádků bych chtěl věnovat všem dobrým lidem, kteří mi v průběhu doktorského studia byli oporou, ať už v dobách standardních, nebo v době probíhající koronavirové pandemie, a umožnili mi tak zdárně dokončit tuto práci.

Potřebné zázemí pro vznik práce poskytla Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí při Fakultě stavební Českého vysokého učení technického v Praze, kde byla práce zpracována. Katedře děkuji za zajištění nezbytné materiální a softwarové podpory. Všem pracovníkům katedry bych chtěl navíc poděkovat za vřelý přístup, pomoc a rady, které mi v průběhu zpracování práce a celého doktorského studia poskytli.

Zvláštní poděkování bych chtěl věnovat svému školiteli doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, Ph.D. za jeho osobní přístup, cenné připomínky a rady při řešení problémů a zejména za vytvoření zcela nadstandardních podmínek, nejen pro tvorbu disertační práce, ale také s ohledem na umožnění spolupráce na řadě mimořádných projektů v rámci výzkumné i projekční praxe v ČR i zahraničí. Zejména díky tomu jsem získal nenahraditelné zkušenosti, tolik potřebné pro výzkumnou či projekční činnost.

Dále bych chtěl poděkovat Ing. Richardu Kerekešovi, Dipl. Ing. Hubertu Schwindovi a dalším pracovníkům firmy edilon)(sedra za dobrou spolupráci, za věnování zkušebních vzorků pro experimentální analýzu systému kontinuálně podepřené koleje a také za cenné rady při řešení specifických problémů při experimentální analýze tohoto systému. Také děkuji Ing. Miroslavu Vokáčovi, Ph.D. a pracovníkům Kloknerova ústavu za pomoc při realizaci experimentů.

V neposlední řadě děkuji prof. Rwey-Hua Cherngovi a kolegům z National Taiwan University of Science and Technology nejen za cenné rady a poskytnutí širšího vhledu do problematiky spolehlivosti stavebních konstrukcí, ale také za zprostředkování dobrých podmínek při studijním pobytu na Taiwanu, který mě zásadně obohatil jak z hlediska profesního, tak z hlediska osobního.

Práce by nemohla vzniknout bez podpory grantů centra kompetence CESTI TE01020168 a grantů SGS 161 – 1611677A134 a SGS14/126/OHK1/2T/11. Také za tuto podporu bych chtěl poskytovatelům velmi poděkovat.

Práci věnuji mým nejbližším, rodině a přátelům, na které jsem se mohl v těžkých chvílích nejvíce spolehnout a kteří mi byli zásadní oporou v době, kdy práce spěla ke konci pomaleji, než bylo plánováno.

Praha, červenec 2021

Vojtěch Stančík

Obsah

1	Úvod	6
1.1	Motivace.....	6
1.2	Kontinuálně podepřená kolej.....	8
1.3	Předmět disertační práce	9
2	Současný stav problematiky.....	10
2.1	Princip podélné interakce	10
2.2	Parametry ovlivňující interakci.....	13
2.2.1	Vnější zatížení.....	13
2.2.2	Provedení mostovky.....	16
2.2.3	Tuhost spodní stavby	20
2.2.4	Možnosti redukce míry interakce BK a mostu	20
2.2.5	Geometrické uspořádání mostu a koleje	23
2.3	Posouzení interakce mezi BK a mostem	25
2.3.1	Posouzení interakce na základě limitních přírůstků napětí	25
2.3.2	Metoda kompletní analýzy.....	27
2.3.3	Specifika posouzení v rámci normalizace platné v ČR.....	30
2.3.4	Posouzení interakce v rámci evropské normalizace	34
2.3.5	Průzkum odborné literatury.....	36
2.4	Kontinuálně podepřená kolej.....	39
2.4.1	Vlastnosti polymerů	40
2.4.2	Modelování a vývoj systémů KPK.....	43
2.4.3	Experimentální analýza KPK	45
3	Cíle disertační práce a metody jejich dosažení	48
4	Experimentální analýza systémů KPK.....	50
4.1	Stanovení interakčních parametrů systému ERS Corkelast v laboratoři.....	50
4.1.1	Popis experimentu	50
4.1.2	Princip vyhodnocení interakčních parametrů.....	54
4.1.3	Vyhodnocené interakční parametry	57
4.2	Materiálové zkoušky komponent systému KPK	61
4.2.1	Zkoušené komponenty upevnění.....	61
4.2.2	Popis zkoušení	63
4.2.3	Vyhodnocení experimentu	68
4.2.4	Materiálové parametry elastické zálivky kontinuálního upevnění	71
4.2.5	Materiálové parametry podložky pod patu kolejnice	75
4.2.6	Materiálové parametry vylehčovací PVC trubky	79
4.2.7	Materiálové parametry vylehčovacího PUR bloku.....	81
4.3	Změna interakčních parametrů při cyklickém zatížení	84

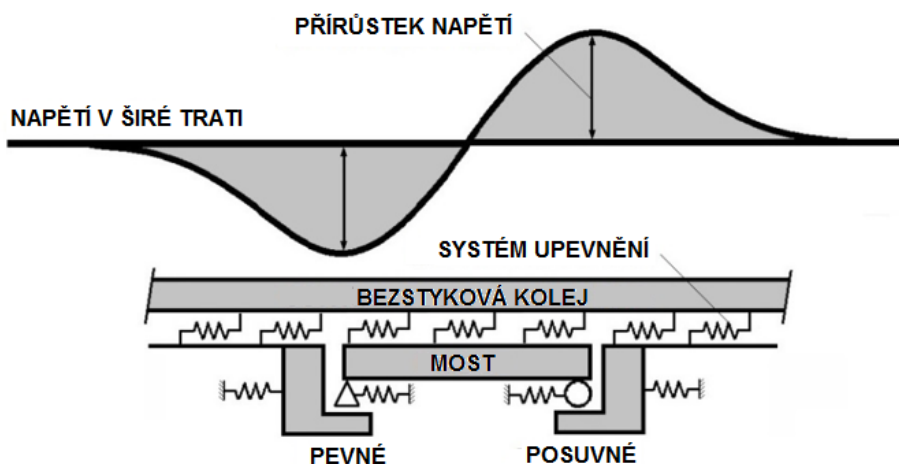
4.3.1	Popis experimentu.....	84
4.3.2	Princip vyhodnocení	87
4.3.3	Výsledky cyklické zkoušky.....	88
5	Numerická analýza systémů KPK	92
5.1	Validace numerického modelu upevnění KPK.....	93
5.1.1	Popis numerického modelu	93
5.1.2	Výsledky validace.....	96
5.2	Parametrická analýza pro odvození interakčních funkcí	99
5.2.1	Variety příčných řezů.....	101
5.2.2	Posuzované parametry KPK.....	103
5.2.3	Princip vyhodnocení vlivu parametrů.....	108
5.2.4	Výsledky parametrické analýzy.....	112
5.3	Namáhání komponent systému KPK	132
5.3.1	Elastická zálivka upevnění	134
5.3.2	Podložka pod patu kolejnice.....	139
5.3.3	PVC trubka	140
5.3.4	Polyuretanový blok.....	141
5.4	Parametrická analýza rychlosti deformace upevnění	143
5.4.1	Parametrická analýza rychlosti podélné deformace upevnění	143
5.4.2	Parametrická analýza rychlosti svislé deformace upevnění KPK.....	166
6	Metoda kompletní analýzy KPK v interakci s mostní konstrukcí	170
6.1	Princip posouzení.....	170
6.1.1	Variety numerické analýzy.....	171
6.1.2	Zohlednění vlivu degradace KPK.....	174
6.2	Základní předpoklady použití metody	175
6.2.1	Potřebné vstupní materiálové charakteristiky	175
6.2.2	Limity pro použití metody	176
6.3	Uvažovaná zatížení a kombinace.....	178
6.3.1	Zatížení pro analýzu kombinované odezvy KPK a mostu.....	178
6.3.2	Kombinace zatěžovacích stavů	179
6.4	Určení interakčních parametrů	180
6.4.1	Rozdělení interakčních parametrů po délce konstrukce	180
6.4.2	Stanovení interakčních funkcí symetrických průřezů.....	182
6.4.3	Stanovení interakčních funkcí složených průřezů	190
6.4.4	Určení rychlosti relativní deformace v upevnění od zatížení dopravou.....	191
7	Závěr	194
7.1	Sumarizace nových vědeckých poznatků	194
7.2	Náměty na budoucí výzkum	198
	Seznam obrázků.....	201

Seznam tabulek	207
Literatura.....	210
PŘÍLOHA A: Parametry pro verifikaci metody simulace interakčních funkcí	216
PŘÍLOHA B: Výsledky validace metody simulace interakčních funkcí.....	220
PŘÍLOHA C: Příklad použití metody kompletní analýzy KPK v interakci s mostem	226
C.1 Parametry systému kontinuálně podepřené koleje.....	226
C.1.1 Geometrické parametry KPK:.....	226
C.1.2 Materiálové parametry KPK:	228
C.2 Zatěžovací stavy	229
C2.1 ZS1, ZS2 – zatížení rovnoměrnou teplotou koleje – <i>R</i>	230
C2.2 ZS3, ZS4 – zatížení rovnoměrnou teplotou mostu – <i>D</i>	230
C2.3 ZS5 – Svislé zatížení od dopravy – <i>P</i>	231
C2.4 ZS6, ZS7 – Vodorovné zatížení rozjezdovými silami – <i>B</i>	231
C2.5 Kombinace zatížení	232
C.3 Stanovení interakčních parametrů.....	232
C3.1 Interakční parametry v širé trati	232
C3.2 Interakční parametry na mostě.....	233
C.4 Posouzení limitních deformací – MSP.....	241
C.5 Posouzení limitních napětí – MSÚ	245
C.5.1 Posouzení při oteplení konstrukce	246
C.6 Závěr.....	250

1 Úvod

1.1 Motivace

Železniční doprava ve světě zažívá v porovnání s ostatními druhy dopravy za posledních 50 let poměrně značný rozvoj. Důvodem je zejména obecně silící poptávka po rychlém, spolehlivém a trvale udržitelném způsobu dopravy. Pomineme-li nákladné a velmi specifické konstrukce využívající technologii magnetické levitace, daří se veškeré nároky v rámci železniční infrastruktury již od 50. let minulého století plnit zejména díky využití technologie **bezстыkové koleje (BK)** a také díky významnému rozvoji systémů **upevnění kolejnic**. Bezстыková kolej se zřizuje svařením dlouhých kolejnicových pásů za účelem vyloučení kolejnicových styků. Průběžným svařením vznikne rovný povrch temene kolejnicového pásu, který je výhodný s ohledem na redukci dynamického namáhání jak spodní stavby, tak samotného kolejového vozidla. Trať s použitou BK tedy umožní značné snížení hluku při zvýšení rychlosti dopravy a redukci nákladů spojených s opravou železniční infrastruktury a také opravy vozidel železničního vozového parku. Použití BK je tedy nezbytné zejména při realizaci vysokorychlostních železničních tratí, stejně tak jako je výhodné při rekonstrukcích stávajících tratí. Na druhou stranu zřízení BK přináší také nevýhody. Průběžným svařením je totiž vyloučena možnost dilatačního pohybu kolejnice, což má za následek nárůst přídavných napětí, které se následně se projeví v největší míře při vedení BK přes mostní konstrukci.



Obr. 1.1: Přírůstek napětí v důsledku aplikace bezстыkové koleje na mostní konstrukci

Ze vzájemné interakce BK s mostem vyplývají výrazné přírůstky normálového napětí v koleji. Při dosažení **limitních hodnot napětí** v kolejnici dochází k jejím poruchám. Opakovaným cyklickým namáháním na úrovni limitních tahových napětí dojde k únavovému lomu kolejnice. Na druhou stranu v případě dosažení limitní úrovně tlakového namáhání dojde k vybočení celé koleje. Zde je nutné poznamenat, že zmíněné chování se výrazně liší v závislosti na zvoleném typu mostovky. Například riziko vybočení koleje hrozí bezprostředně zejména v případě mostovek s kolejovým ložem, kde je hlavními veličinami, které definují odpor kolejového roštu vůči vybočení, vodorovná torzní tuhost realizovaná v systému kolejnicového upevnění k pražci a příčný odpor šterkového lože vůči posunutí. Na mostovkách s přímým upevněním je uložení v příčném směru tužší a riziko vybočení je tedy menší. Spolupůsobení mezi kolejí a mostem však negativně ovlivňuje také další aspekty návrhu mostní konstrukce. Zejména se jedná o náklady spojené s nutnými dimenzemi spodní stavby a ložisek. V případě tuhých upevnění koleje může dojít k výraznému přenosu horizontální síly do mostní kon-

strukce, mající v konečném důsledku zcela zásadní význam při návrhu dimenzí spodní stavby, případně mostních ložisek. Současný trend zvyšování traťových rychlostí v rámci železniční infrastruktury v důsledku znamená také velkorysejší směrové poměry tratí, které jsou logicky spojeny s nutností realizace dlouhých mostních estakád, což samozřejmě ještě zvyšuje nároky na kvalitní hodnocení míry interakce mezi BK a mostem.



Obr. 1.2: Poruchy bezstykové koleje (vlevo: lom kolejnice; vpravo: vybočení koleje) [1]

Motivací pro výzkum je snaha prodloužit dilatační délky mostních konstrukcí bez použití nákladných a poruchových kolejových dilatačních zařízení. Při dostatečné znalosti tohoto fenoménu je možné celkově snížit náklady spojené s realizací železniční mostní konstrukce optimálním návrhem uspořádání nosné konstrukce, dimenzí spodní stavby a uspořádání ložisek. Pro kvalitní návrh a realizaci železniční trati je třeba kolejnici vhodným způsobem upevnit v rámci konstrukce železničního svršku. Základní vlastností, kteréhokoli **systému upevnění kolejnice** je zajištění pevného a zároveň dostatečně pružného spojení kolejnice s podpurným prvkem – prazcem nebo deskou. Optimální systém upevnění by však měl také splňovat další požadavky, které mohou být v některých případech ve vzájemném rozporu.

Požadavky kladené na systémy upevnění kolejnic:

- **Zajištění stability kolejnice:**
Upevnění má poskytnout dostatečný odpor vůči svislým a příčným vodorovným silám a být schopné přenést podélné síly vznikající například při interakci konstrukce železničního spodku s BK. V případě uspořádání železničního svršku formou kolejového roštu musí upevnění zajistit dostatečnou rámovou tuhost za účelem vyloučení možného vybočení koleje. Svislá tuhost má být naladěna tak, aby byla schopna minimalizovat dynamické vlivy způsobené přejezdem kolejového vozidla.
- **Výroba a údržba:**
Realizovaná kolej by měla být proveditelná jak v přímé, tak v oblouku železniční trati, na mostech, v tunelech, ve výhybce, ve stanici i na železničním přejezdu. Montáž upevnění má být jednoduchá a jednotlivé prvky drobného kolejiva jednoduše vyměnitelné. Vlastnosti upevnění mají zajistit přijatelný vývoj opotřebení kolejnicové podpory od působících kolových sil.
- **Ekonomické hledisko:**
Trvanlivost a životnost kolejnicového upevnění by měla být co největší a náklady spojené s případnou rekonstrukcí co nejmenší. Ideální jsou systémy s menším počtem součástí drobného kolejiva.

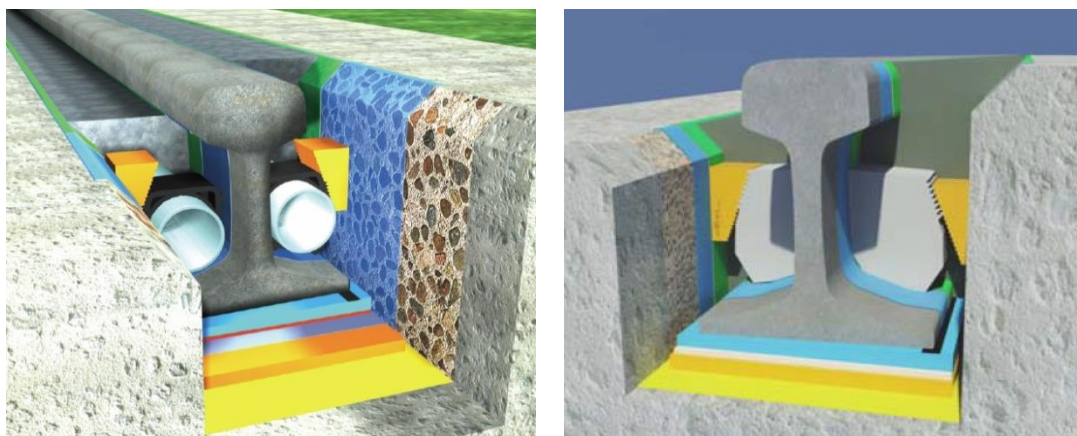
Celková kvalita železniční tratě je vždy do značné míry ovlivněna stavem mostních konstrukcí či tunelů, které jsou součástí této trati. Bohužel značná část stávajících mostních konstrukcí je na konci své

životnosti, a proto bude v nadcházejícím období jejich sanace nevyhnutelná. Řešením, které umožní jak konstrukci vysokorychlostních tratí, tak stavebně a ekonomicky přívětivou rekonstrukci stávající starší mostní konstrukce, může být použití progresivního **kontinuálního způsobu upevnění koleje** pomocí elastické zálivky.

1.2 Kontinuálně podepřená kolej

Znalost chování klasických systémů upevnění koleje je z hlediska návrhu v současné době dostatečná. Rozvoj vysokorychlostních tratí (VRT) však přinesl do železničního a mostního stavitelství nový trend v podobě realizace železniční trati formou pevné jízdní dráhy (PJD). Zkušenosti z provozovaných tratí prokázaly větší spolehlivost a trvanlivost PJD v porovnání s klasickým kolejovým ložem, kde při zvětšující se rychlosti dochází ke zhušťování a zředňování šterku, vypadávání drobného kolejiva a případně také změně příčného rozchodu. V současnosti nejznámějšími systémy PJD je japonský Shinkansen a německá Rheda, jejichž hlavní charakteristikou je přímé diskrétní upevnění kolejnice na betonovou desku. V 70. letech minulého století začal v Nizozemsku výzkum kontinuálně podepřené koleje (KPK) – systému spojitého elastického upevnění koleje v pevné jízdní dráze. Výzkum a provoz na zkušebních tratích ukázaly velký potenciál tohoto systému, neboť velmi dobře splňuje všechny požadavky kladené na systémy upevnění kolejnic (viz 1.1) i v případě aplikace ve VRT. Kontinuálně podepřená bezстыková kolej je totiž uložena elasticky v podélném, příčném i svislém směru, což má za následek pozitivní vliv na snížení hluku a dynamických účinků v železniční trati. Výhodou je také absence drobného kolejiva, recyklovatelnost elastického materiálu upevnění a elektrická izolace kolejnice. Při použití systémů kontinuálně podepřené koleje na mostě lze dosáhnout významné redukce stavební výšky, což při aplikaci na ocelové mostovce vede na mostovku s nejnižší možnou stavební výškou. V souhrnu jde tedy o spolehlivý systém s estetickým vzhledem, dlouhou životností a výbornými provozními vlastnostmi. Existuje několik typů systémů kontinuálního podepření:

- Elastická kontinuální upevnění bez použití jakýchkoli ocelových upevňovačů (systémy ERS): Tyto systémy lze aplikovat in-situ, nebo v mostárně pomocí elastické zálivky v tekuté formě. Případně je lze použít ve formě elastických prefabrikátů.
- Systémy s klasickým upevněním, dodatečně opatřené elastickým spojitým upevněním: Po vytvoření klasického ocelového diskrétního upevnění je kolej buď přímo na staveništi zalita elastickou zálivkou, nebo opatřena spojitým elastickým prefabrikátem. Tyto systémy představují rozhraní mezi diskrétními systémy upevnění a výše zmíněnou variantou a nejsou předmětem výzkumu v rámci této disertační práce.



Obr. 1.3: Typická řešení systémů kontinuálně podepřené koleje ERS. Na obrázku je uveden systém Edilon ERS HR firmy edilon)(sedra ve dvou modifikacích: vlevo – vylehčení pomocí PVC trubky, vpravo vylehčení pomocí polyuretanového bloku (nebo bloku z recyklované pryže) – převzato z [2]

1.3 Předmět disertační práce

Disertační práce se zabývá pouze systémy KPK, které se provádí **zalitím kolejnic in-situ**, bez použití upevňovačů. Kolejnice se v tomto případě umístí na připravenou podložku do ocelového, či betonového žlabu, do kterého se následně upevní také vylehčovací prvky (PVC trubky, polyuretanové bloky) a následně se vše zalije elastickou zálivkou v tekutém stavu. Zálivka je samozhutnitelná a v řádu několika hodin tuhne do požadovaného stavu. Použitý materiál zálivky je zpravidla dvousložkový na bázi polyuretanu, či elastomeru, případně s přídavkem korku či jiných aditiv. Pro zlepšení dynamických vlastností lze patu kolejnice vypodložit několika vrstvami elastických podložek. Žlab může být konstruován jak v definitivní podobě integrací do mostovky, tak pomocí dvojice úhelníků, přišroubovaných k desce železničního svršku prostřednictvím VP šroubů. Druhé řešení umožňuje také pozdější směrovou rektifikaci koleje.

V tuzemských podmínkách je aplikace systémů kontinuálně podepřené koleje (KPK) potenciálně zajímavá na mostních objektech, kde se její příznivé vlastnosti projeví možná více než v širé trati. Tímto opatřením by mělo být možné dosáhnout vyšších traťových rychlostí při redukci hluku, dynamických účinků i při dosažení minimální stavební výšky, což platí jak pro nové, tak pro stávající mostní konstrukce. Systémy kontinuálního podepření samozřejmě počítají s aplikací bezстыkové koleje. Při aplikaci kontinuálně podepřené bezстыkové koleje na mostě potom jistě dojde k významným přírůstkům napětí vlivem interakce s mostní konstrukcí (Obr. 1.1). Při posouzení KPK je tedy třeba zohlednit fenomén **interakčního chování systému kolej – most** a určit interakční parametry kontinuálního podepření, neboť současně platí evropské normy žádná relevantní doporučení neobsahují, nebo jsou uvedené hodnoty diskutabilní. Znalost interakčních parametrů, popisujících přenos sil mezi bezстыkovou kolejí a konstrukcí železničního spodku je nejdůležitější podmínkou pro provedení korektní analýzy. Z hlediska posouzení KPK je třeba prověřit zejména vliv nelineárních vlastností materiálu elastické zálivky, tedy jeho viskoelastické vlastnosti, vliv teploty a také vliv variability geometrického provedení KPK na zmíněné interakční parametry. Při dosažení limitní hodnoty napětí může dojít k únavovému lomu kontinuálně podepřené kolejnice, či nepřijatelným deformacím z důvodu klopení a vybočení kolejnice ve svislé rovině. Na druhou stranu vybočení celé koleje v příčném směru z důvodu tuhého příčného podepření ve žlabu nehrozí. Také je třeba omezit deformaci elastické zálivky, aby nedošlo k jejímu plastickému přetváření. Současně dostupná literatura bohužel neuvádí doporučení pro posouzení výše zmíněných vlivů.

Disertační práce se věnuje právě této problematice s cílem objasnit interakční chování systémů KPK i se zohledněním termomechanického a viskoelastického chování materiálů použitých v rámci tohoto typu upevnění. Výstupem je **metoda**, umožňující kompletní analýzu kontinuálně podepřené koleje v interakci s mostní konstrukcí. Nejdůležitější součástí této metody je vývoj postupu pro relativně jednoduchou simulaci interakčních funkcí s použitím materiálových a geometrických součinitelů. Je zřejmé, že při tvorbě metody je třeba vyjít z obecných principů posouzení interakce bezстыkové koleje s mostem a nad rámec této problematiky poskytnout specifická doporučení pro KPK. Práce tedy vychází v první řadě z podrobné analýzy dostupné odborné literatury v oblasti obecné problematiky interakce bezстыkové koleje s mostem a ve druhé řadě se konkrétněji zaměřuje na problematiku systémů KPK a souvisejícího chování materiálů na bázi polymerů. Je třeba zmínit, že výzkum v oblasti interakce systémů kontinuálního podepření s mostní konstrukcí (či konstrukcí železničního spodku) je bohužel v rané fázi a informace v odborné literatuře jsou v tomto případě poměrně kusé.

2 Současný stav problematiky

V dnešní době je pro všechny typy kolejového upevnění při konstrukci nové tratě i při rekonstrukci v zásadě vždy použita bezстыková kolej. Fenomén interakce mezi BK a mostem vykazuje podobné chování pro všechny existující systémy upevnění a samozřejmě je také ovlivněn stejnými parametry. Interakce kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí je tudíž speciálním případem v rámci komplexní problematiky interakce BK s mostem. Z tohoto důvodu je třeba v prvním kroku výzkumu důkladně analyzovat **obecné chování bezстыkové koleje při jejím vedení na mostě** a nelze se zabývat pouze otázkami úzce spojenými s problematikou kontinuálního podepření koleje. V následujících odstavcích jsou popsány principy a možnosti numerického modelování interakce BK s mostem. Dále jsou diskutovány obecné parametry ovlivňující míru důsledků tohoto jevu na návrh systému kolej – most a na závěr jsou uvedeny dosavadní poznatky z výzkumu systémů kontinuálního podepření koleje. Fenomén interakce BK – most je v současnosti stále velice diskutované téma. Motivací pro výzkum je snaha prodloužit dilatační délky mostních konstrukcí bez použití nákladných a poruchových kolejových dilatačních zařízení a také snížit náklady na výstavbu z důvodu redukce dimenzí nosné konstrukce mostu a jeho spodní stavby.

Počátky používání bezстыkové koleje v železniční trati se datují do první poloviny dvacátého století, kdy byly nejprve kolejnicové styky nahrazovány kolejnicemi délek až 70 m. V roce 1935 byla v Německu poprvé svařením vytvořena kolejnice o délce 1000 m. Od této doby začal probíhat teoretický výzkum chování bezстыkové koleje v širé trati. Postupné zavádění bezстыkové koleje do evropských železničních tratí bylo podmíněno rozvojem technologie svařování kolejnic a také návrhem nových kolejnicových profilů. V průběhu dvacátého století se začala běžně zřizovat kolejnice o délce 800 m na jejímž okraji byla umístěna kolejová dilatační zařízení. Do konstrukce BK byly v průběhu času zavedeny také lepené izolované styky a přivařené výhybky.

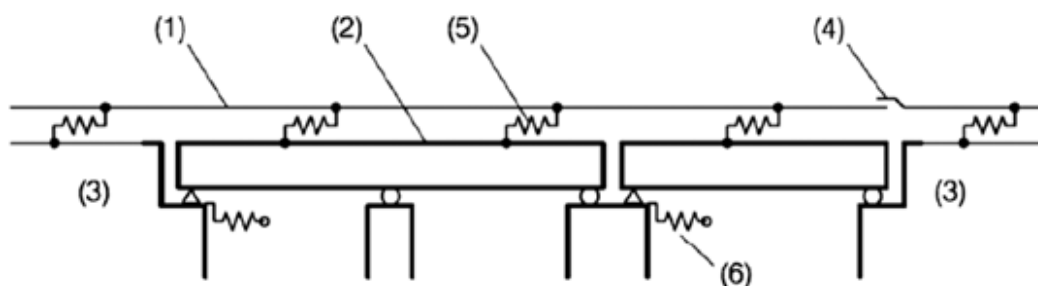
Zřizování nekonečných pásů BK znemožňovaly zejména nevyhovující poloměry směrových oblouků na některých tratích a **také specifické chování BK při jejím vedení na mostě**. Z tohoto důvodu v poslední době v rámci dané problematiky probíhá rozsáhlý výzkum. Dosavadní zkušenosti s aplikací BK na mostech jsou shrnuty v řadě evropských norem. V České republice jsou platné drážní předpisy SŽDC S3 [3] a SŽDC S3/2 [4] upravující podmínky návrhu bezстыkové koleje v širé trati i na mostní konstrukci. Interakci mezi mostem a BK upravuje také ČSN EN 1991-2 [5] a mostní vzorový list MVL 150 [6]. Mezinárodními předpisy řešícími tuto problematiku jsou CEN/TR 17231 [7] a UIC 774-3 [8], platný v rámci členských států mezinárodní železniční unie UIC. Pro posouzení BK na mostě mohou být významné také další evropské národní normy [9], [10], [11], které v některých případech zavádějí jiné alternativní návrhové postupy. Co se týče literatury, jsou velice významné zejména publikace Frýby [12], či komplexní Esveldova kniha *Modern Railway Track* [13]. Další významné publikace jsou uvedeny v kapitole 2.3.5.

2.1 Princip podélné interakce

Před návrhem železničního mostu je třeba vždy nejprve vhodným způsobem navrhnout koncepční řešení mostu z hlediska jeho příčného, podélného i půdorysného uspořádání. Právě v této fázi návrhu mostní konstrukce se významným způsobem uplatní posouzení bezстыkové koleje na mostě. V případě nevyhovujícího řešení je třeba koncepci mostu optimalizovat, což může být poměrně náročný úkol, protože míra interakce závisí na celé řadě parametrů, které se dají rozdělit do tří základních skupin:

- Vnější zatížení:
Přírůstek napětí ovlivní vodorovné zatížení od změny teploty, brzdných či rozjezdových sil a také svislé zatížení od kolových sil kolejového vozidla.
- Parametry ovlivňující velikost relativního posunu kolej – most:
Mezi parametry ovlivňující relativní posun kolej – most u_x patří například svislá tuhost nosné konstrukce, vodorovná tuhost spodní stavby, geometrické uspořádání koleje, podélné uspořádání nosné konstrukce s ohledem na dilatační délky konstrukce, a také volba upevnění kolejnice na mostě, která zároveň definuje i geometrické uspořádání mostovky.
- Nelineární tuhost a podélný odpor vůči posunutí v rámci systému upevnění:
Míra podélného odporu koleje je ovlivněna zejména typem zvoleného upevnění koleje k mostu. Další vlastností upevnění je změna vodorovné tuhosti při svislém přitížení.

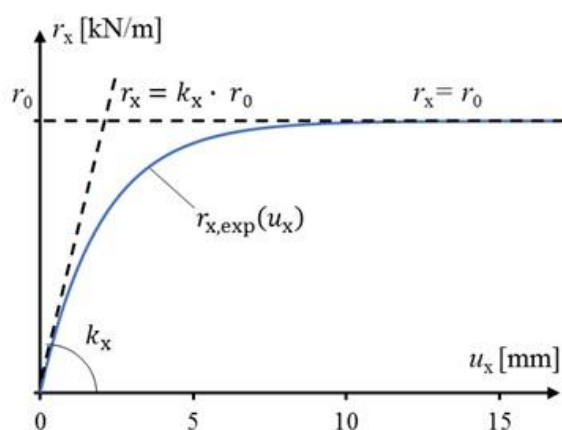
Posouzení bezстыkové koleje je třeba provést na **globálním modelu**, zahrnujícím hlavní nosnou konstrukci mostu, kolej na mostě, spodní stavbu i část širé trati přilehlou k mostu. Typický zjednodušený model pro posouzení spolupůsobení koleje s mostem je uveden na Obr. 2.1. Každá komponenta může být předmětem optimalizace v rané fázi projektu a může tak mít dopad na pozdější celkové náklady spojené s realizací a provozem mostní konstrukce. Je jasné, že aby byl optimalizační proces co nejméně časově náročný, je třeba předběžné posouzení BK na mostě provést co nejjednodušším způsobem, ale zároveň dostatečně přesně a výstižně. Zejména je třeba dbát na geometrickou přesnost modelování upevnění koleje k nosné konstrukci a správné modelování komponent ovlivňujících míru interakce. Stanovení jednotlivých parametrů ovlivňujících interakci je podrobněji popsáno v kapitole 2.2. Při modelování problému lze ve většině případů s výhodou použít zjednodušený 2D model, optimálnější je však vždy použití 3D modelu, který lépe postihne například vodorovnou a svislou tuhost mostovky.



Obr. 2.1: Modelování interakce mezi bezстыkovou kolejí a mostem: (1) kolej; (2) nosná konstrukce; (3) železniční spodek; (4) kolejové dilatační zařízení; (5) tuhost upevnění; (6) tuhost spodní stavby – převzato z [14]

Chování všech komponent ovlivňujících interakci je poměrně dobře známé s výjimkou komponenty reprezentující **tuhost (interakční parametry) upevnění**. Tato komponenta v podstatě popisuje přenos vodorovných i svislých sil mezi kolejí a podpůrnou konstrukcí, a tudíž také určuje míru interakce. Význam správného vystižení chování upevnění je při modelování interakce BK/most zcela klíčový. Bohužel zároveň ohledně interakčních parametrů jednotlivých typů upevnění koleje v rámci příslušného typu mostovky stále panují největší nejasnosti. Z hlediska posouzení přírůstků napětí v kolejnici či vnesení horizontálních sil do spodní stavby a ložisek je zajímavá zejména podélná interakce. Přenos podélných sil se v globálním modelu kombinovaného systému zavede prostřednictvím podélných pružin připojující kolej k mostovce. Přenos sil lze popsat nelineární závislostí podélného odporu kolejnice r_x [kN/m] vůči podélnému relativnímu posunu kolej – most u_x [mm] (Obr. 2.2), kde sklon elastické části grafu definuje vodorovnou tuhost upevnění k_x [kN/mm/m]. Podélný odpor v závislosti na velikosti relativního posunu nelineárně roste až do dosažení limitní hodnoty tzv. plastického odporu r_0 . Při dosažení r_0 již hodnota podélného odporu neroste, zatímco relativní posun u_x se může stále zvětšovat. V rámci modelování různých typů mostovek je třeba do této závislosti zahrnout vlastnosti jednotlivých

komponent, jako například tuhost kolejového lože, upevňovadel či pražců. Možné tuhostní parametry těchto komponent budou popsány dále. Při výpočtu je třeba počítat s tím, že předpisy a odborná literatura uvádí velikost podélného odporu přepočtenou na běžný metr celé koleje. Analytický výpočet kombinované odezvy koleje a mostu je možné provést pomocí známých rovnic (2.1) až (2.4), kde N_x je normálová síla v koleji a q_x je působící vnější podélné zatížení. Vztah (2.3) lépe odpovídá výsledkům experimentu a umožňuje přesnější modelování nelineárního průběhu závislosti podélného odporu na relativním podélném posunu. Dalším významným parametrem popisujícím vzájemnou interakci mezi mostem a bezstykovou kolejí je svislá tuhost k_z [kN/mm/m], zahrnující opět jak tuhost upevnění, tak případných dalších komponent jako jsou pražce či šterkové lože. Svislá tuhost se v případě podélné interakce uplatní pouze v menší míře v některých detailech mostních estakád s navazujícími prostými mostními poli. Na druhou stranu svislá tuhost značně ovlivňuje lokální namáhání kolejnice od ohybu, dynamickou interakci mezi kolejovým vozidlem, kolejí a nosnou konstrukcí, nebo také dynamické poměry přechodu trati z mostní konstrukce do širé trati. Určení a správné modelování výše zmíněných interakčních parametrů různých typů upevnění je tedy základní úlohou výzkumu interakce BK s mostem.



Obr. 2.2: Obecná závislost podélného odporu r_x na relativním posunu kolej – most u_x

$$r_x = \frac{dN_x}{dx} - q_x \quad (2.1)$$

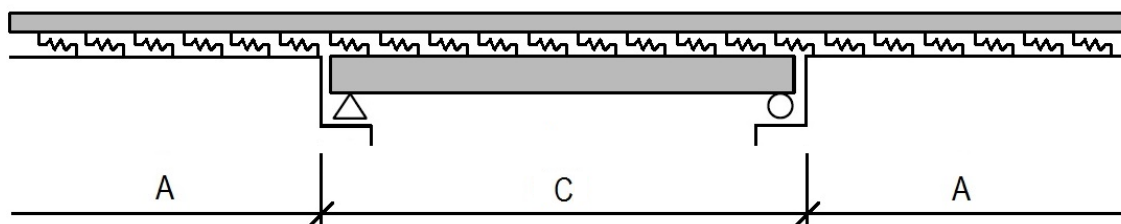
$$k_x = \frac{r_x}{u_x} \quad (2.2)$$

$$r_{x,\text{exp}}(u_x) = r_0 \cdot \left(1 - e^{-\frac{k_x}{r_0} u_x}\right) \quad (2.3)$$

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k_x \cdot u_x = q_x \quad (2.4)$$

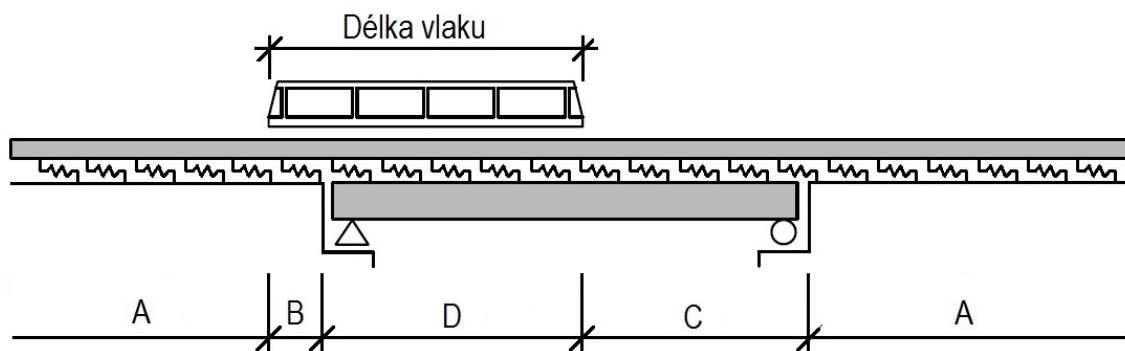
Zcela zásadní význam pro modelování interakce BK s mostem má **svislé přetížení koleje**. Výzkum prokázal, že z důvodu přetížení upevnění vzrůstá jak jeho podélná tuhost, tak také hodnota plastického odporu r_0 . Při posouzení problému interakce je tedy třeba rozlišovat čtyři základní funkce podélného odporu:

- (A) širá trať – nezatížená kolej
- (B) širá trať – zatížená kolej
- (C) kolej na mostě – nezatížená kolej
- (D) kolej na mostě – zatížená kolej



Obr. 2.3: Aplikace funkcí podélného odporu pro stanovení účinků interakce při změně teploty

Pokud je předmětem analýzy posouzení interakce od vlivu teploty, uplatní se při výpočtu pouze funkce popisující nezatíženou kolej. Při stanovení přírůstků napětí od svislého zatížení či vodorovných brzdných či rozjezdových sil se potom uplatní všechny čtyři funkce podélného odporu. Funkce odpovídající zatížené koleji aplikujeme vždy po celé délce zatěžovacího vlaku. Z důvodu proměnlivé tuhosti upevnění související s pohybem vlaku po mostě je třeba ověřit více poloh zatěžovacího břemene. Obecně lze maximální přírůstky napětí v koleji od interakce s mostem nejčastěji předpokládat v oblastech nad ložisky. Princip aplikace funkcí popisujících interakci zatížené a nezatížené koleje je znázorněn na Obr. 2.3 a Obr. 2.4.



Obr. 2.4: Aplikace funkcí podélného odporu pro stanovení účinků interakce při zatížení od kolejové dopravy

2.2 Parametry ovlivňující interakci

2.2.1 Vnější zatížení

Vnější zatížení hraje důležitou roli při stanovení přírůstků napětí v koleji vlivem interakce s nosnou konstrukcí. Zejména **účinky zatížení teplotními změnami** jednotlivých částí kombinovaného systému kolej – most mohou být z hlediska návrhu konstrukce rozhodující. Jedním z parametrů, na kterém interakce závisí, je tzv. **upínací teplota**. Upínací teplota definuje rozmezí teplot, při kterém je dovoleno provést průběžný svar bezстыkové koleje. Upínací teploty jsou stanoveny s ohledem na předpokládané extrémní teploty, které lze v běžném provozu očekávat, tak, aby bylo výsledné napětí způsobené změnou teploty co nejnižší. Dovolená upínací teplota dle předpisu S3/2 je stanovena v rozmezí mezi $+17^{\circ}\text{C}$ a $+23^{\circ}\text{C}$. Levý i pravý kolejnicový pás má být upnut při velmi podobné teplotě s maximální odchylkou 3°C . Při nepříznivých teplotách kolejnice do -3°C lze kolejnici ohřát, čímž lze splnit podmínky předepsané pro upínací teplotu. Při uvážení daných upínacích teplot lze dle [4] uvažovat maximální **změny teploty kolejnice** hodnotami $\Delta T_R = -53\text{ K}$ a $+43\text{ K}$.

Zatížení rovnoměrnou změnou teploty mostní konstrukce uvažované dle ČSN EN 1991-5 [15] je uvedeno v Tab. 2.1. Výsledné zatížení je rozdílem extrémních teplot a referenční teploty T_0 . Z provedených měření a ostatně i hodnot uvedených v normě je také vidět, že jednotlivé typy mostních konstrukcí mohou dosahovat poměrně značně odlišných minimálních a maximálních teplot. Tento jev je způsoben tloušťkou konstrukčních prvků a rozdílnou teplotní setrvačností jednotlivých materiálů hlavní nosné konstrukce. Při posouzení je třeba vzít v úvahu také rozdílnou teplotu koleje a konstrukce. Dle UIC 774-3 [8] je tento rozdíl maximálně $\pm 20\text{ K}$. Předpis [8] dále stanovuje zatížení teplotními změnami trochu odlišným způsobem než Eurokód. Změna teploty je zde popsána maximálním rozptylem možných teplot od referenční teploty T_0 . Jako referenční teplota mostu pro účely výpočtu interakce BK-most je brána upínací teplota BK na mostě. Maximální oteplení a ochlazení lze potom uvažovat změnou $\pm 35\text{ K}$ pro mostní konstrukci a $\pm 50\text{ K}$ pro kolej.

Tab. 2.1: Rozsah maximálních teplot mostní konstrukce dle [15]

Typ mostní konstrukce	$T_{e,min}$	$T_{e,max}$
Ocelové konstrukce	-38,0	+56,0
Ocelobetonové konstrukce	-31,5	+44,5
Betonové konstrukce	-28,0	+41,5

Dalším parametrem, který ovlivňuje termické spolupůsobení BK s nosnou konstrukcí, je součinitel délkové teplotní roztažnosti α_T . Z provedených experimentů je patrné, že vlivem spolupůsobení BK s mostem, interakcí různých materiálů nosné konstrukce, nerovnoměrným oteplením po délce mostní konstrukce či třením v ložiskách dochází k omezení volné dilatace mostu. Pro účely popisu tohoto jevu byl zaveden **součinitel ekvivalentní tepelné roztažnosti** $\alpha_{T,m}$. Tento součinitel poprvé ve své práci stanovil Frýba [12] pro několik typů nosné konstrukce ve variantách s kolejovým ložem a bez kolejového lože (viz Tab. 2.2). Také měření na Znojenském Viaduktu [16] potvrdilo atypické dilatační chování, kdy nebylo dosaženo předpokládané hodnoty délkové teplotní roztažnosti. Na ocelobetonové konstrukci s kolejovým ložem zde byl vyhodnocen součinitel délkové teplotní roztažnosti $\alpha_{T,m} = 9,8 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Tab. 2.2: Součinitele délkové teplotní roztažnosti dle Frýby [12]

Materiál	Mostovka	a_m [$10^{-6}/\text{K}$]
Ocelové konstrukce	S kolejovým ložem	6
	Bez kolejového lože	9
Ocelobetonové konstrukce	S kolejovým ložem	5
	Bez kolejového lože	6
Betonové konstrukce	S kolejovým ložem	5
	Bez kolejového lože	6
Kolejnice		12

Při výpočtu by měla být uvážena také **proměnlivost teploty koleje a upevnění po délce konstrukce**, která ještě umocňuje míru interakce BK s mostem. Proměnný průběh teploty vzniká v různých oblastech vlivem zastínění či lokálních teplotních vlivů, způsobených např. překonanou překážkou. Teplota má rovněž vliv na některé elastické prvky přímého upevnění či systémů kontinuálně podepřené koleje. V této oblasti zatím odborná literatura neposkytuje dostatek dat. Navíc vzhledem ke známým vlastnostem materiálů na bázi polymerů lze předpokládat, že elastická hmota bude mít **za různých teplot různé mechanické vlastnosti**. Toto chování bude předmětem výzkumu v dalších kapitolách práce.

Další vodorovné zatížení, které zatěžuje kolejnici, ložiska i spodní stavbu je, vodorovné zatížení, **způsobené brzdými a rozjezdovými silami**. Dominantní jsou na reálné konstrukci zejména účinky brzdících sil, neboť při brzdění dochází k rázovému přetížení z důvodu hmotnosti vlečených vagonů. Mezi vagony tedy vzniká tlaková síla, která je přenášena na hnací vozidlo, čímž se zvyšuje také brzdící síla. Maximální brzdící síly je zpravidla dosaženo v momentě těsně před zastavením. Rozjezdové a brzdící síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje a modelují se rovnoměrným podélným zatížením na příčinnující délce $L_{a,b}$. Dle ČSN EN 1991-2 [5] se mají násobit klasifikačním součinitelem α , ale nemají se násobit dynamickým součinitelem Φ . Norma [5] uvažuje charakteristické hodnoty brzdících a rozjezdových sil následovně:

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ [kN]}$
 pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a model zatížení HSLM

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6\,000 \text{ [kN]}$
 pro modely zatížení 71, SW/0 a model zatížení HSLM

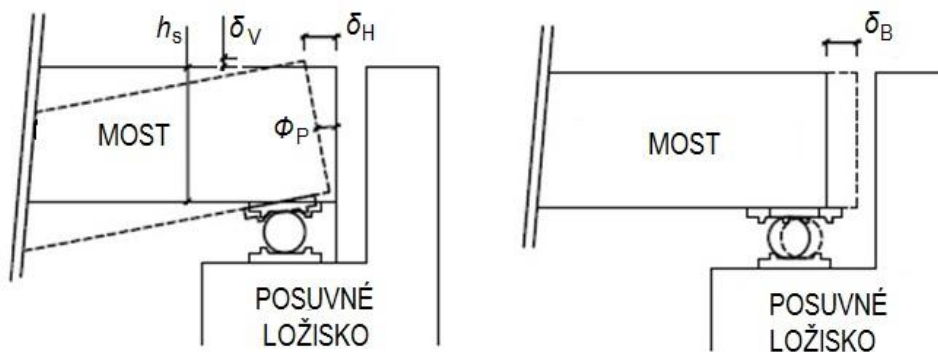
$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]}$
 pro model zatížení SW/2

Definované hodnoty vodorovných zatížení dle [5] jsou stanoveny pro zatěžovací model 71 a jsou značné. V odůvodněných případech při posouzení stávajících objektů lze brzdné a vodorovné síly uvažovat dle předpisu UIC 778-2 [17], který definuje brzdné síly v poměru k působícímu svislému zatížení. V případě statického přepočtu stávající mostní konstrukce se stanovenou kategorií přechodnosti je tedy možné zatížení redukovat s ohledem na konkrétní model zatížení odpovídající dané přechodnosti. Předpis [17] definuje charakteristické zatížení brzdnými a rozjezdovými silami následovně:

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33 \%$ celkové hodnoty svislého zatížení $\leq 1\,000 \text{ [kN]}$
 $Q_{lak} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \leq 600 \text{ [kN]}$ – pro neelektrifikované tratě

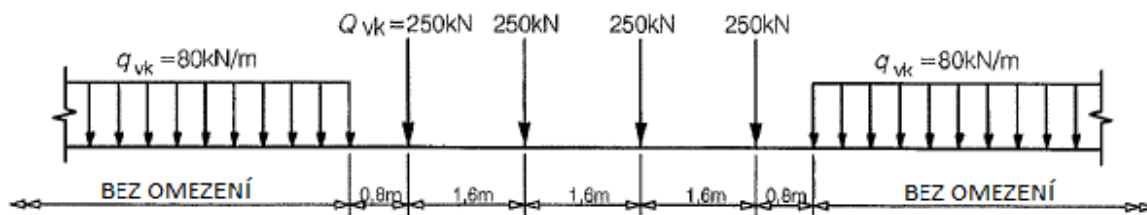
Brzdná síla: $Q_{lbk} = 25 \%$ hodnoty rovnoměrného svislého a vodorovného zatížení
 Pro posouzení vícekolejných mostů je třeba použít eurokód [5]

Při analýze interakce kolej – most a zahrnutí dílčích součinitelů vychází účinek brzdných a rozjezdových sil často velmi významný, proto je stanovení reálného zatížení vodorovných sil a odpovídajících hodnot dílčích součinitelů zatížení předmětem řady výzkumů. Skutečné hodnoty, kterých lze na reálných konstrukcích dosáhnout budou například vyhodnoceny z brzdných zkoušek provedených pracovníky FSv ČVUT na mostech v Chotovinách a v Břeclavi, kde bylo využito nainstalovaného systému řídicí tyče (kap. 2.2.4), a účinky brzdění bylo možné stanovit poměrně spolehlivě.



Obr. 2.5: Sledované deformace nosné konstrukce od zatížení dopravou při posouzení interakce BK s mostem (vlevo – deformace od svislého zatížení; vpravo – deformace od brzdných a rozjezdových sil)

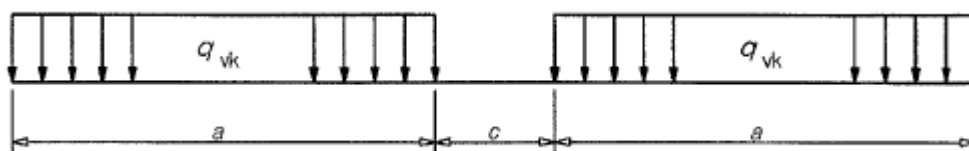
Interakční chování mezi kolejí a mostem významně ovlivňuje také **svislé zatížení** mostu. Svislé zatížení způsobí změnu podélné tuhosti upevnění (viz kapitola 2.1) a svislou deformaci nosné konstrukce. Svislá deformace v mostním poli vyvolá natočení čela hlavního nosníku, a tudíž i vodorovný posun horního líce nosné konstrukce δ_H . Tímto způsobem dochází ke zvětšení relativního posunu mezi kolejí a mostem. Zároveň jsou z konstrukčních důvodů hlavní nosníky přesazeny za osu uložení. Délka jejich převislého konce současně s velikostí natočení čela hlavního nosníku rozhoduje o svislém nadzdvžení konstrukce δ_V . Důsledkem natočení čela od svislého přitížení je tedy přídavné normálové napětí v kolejnici způsobené kombinací přírůstku podélného relativního posunu kolej – most a svislého ohybu kolejnice. Principy deformace mostu od svislého a podélného zatížení dopravou jsou uvedeny na Obr. 2.5.



Obr. 2.6: Zatěžovací model 71 – převzato z [5]

Jako svislá zatěžovací břemena se uvažují modely zatížení 71, SW/0 a SW/2, které mají být násobeny klasifikačním součinitelem α , regulujícím velikost svislého zatížení pro tratě s lehkou dopravou, respektive pro tratě s těžkou dopravou. Součinitel má být uvažován jednou z následujících hodnot $\alpha = (0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; 1,46)$. Při posouzení globálních účinků svislého zatížení se však neuvažuje dynamický součinitel ϕ .

Model zatížení	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0



Obr. 2.7: Zatěžovací modely SW/0 a SW/2 – převzato z [5]

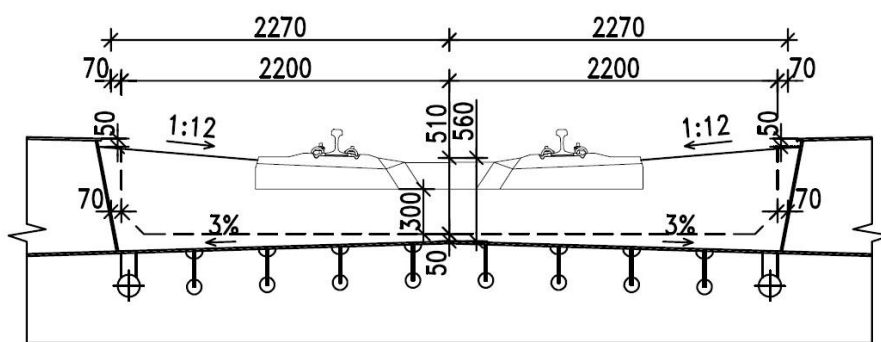
Podobně jako v případě teploty může mít u některých speciálních typů upevnění vliv na interakční chování také **rychlost zatížení**. Toto chování lze opět předpokládat zejména u elastických materiálů na bázi polymerů, které se používají v systémech kontinuálně podepřené koleje. Tyto materiály se chovají viskoelasticky a při pomalejší deformaci odpovídající změně teploty je proto možné předpokládat nižší tuhost a větší tažnost materiálu upevnění. Naopak při kvazistatickém svislém a vodorovném zatížení od dopravy lze předpokládat vyšší modul pružnosti materiálu a nižší tažnost. Výzkum tohoto chování bude předmětem této práce a bude popsán v nadcházejících kapitolách.

2.2.2 Provedení mostovky

Provedení mostovky je v podstatě definováno použitým typem upevnění a základním způsobem ovlivňuje přenos podélných sil mezi kolejí a mostní konstrukcí, který je charakterizován nelineární závislostí podélného odporu na relativním posunu koleje vůči mostu. Jak je patrné z předcházející kapitoly, velikost přírůstku napětí v kolejnici závisí také na posunech čela nosné konstrukce δ_H a δ_V . Velikost těchto posunů do značné míry ovlivňuje stavební výška mostovky. Mostovka s menší stavební výškou bude vykazovat nižší přírůstky napětí způsobené natočením čela konstrukce. Možné uložení koleje na mostě dělíme podle typu mostovky následovně:

- Mostovka s kolejovým ložem
- Mostovka s přímým upevněním
- Prvková mostovka
- Mostovka s kontinuálně podepřenou kolejí

Mostovky s kolejovým ložem se vzhledem k jejich dobrým dynamickým vlastnostem v současné době zřizují na nových mostech nejčastěji. Konstrukce kolejového lože také umožňuje průjezd čističky kolejového lože a poměrně snadnou rektifikaci koleje. Na druhou stranu mostovky s kolejovým ložem vyžadují značnou stavební výšku a také jsou výrazně těžší než ostatní typy mostovek z důvodu velké vlastní tíhy štěrku. Nevýhodou jsou také vyšší náklady spojené s udržováním správné polohy kolejového roštu v kolejovém loži. Mostovku s kolejovým ložem lze realizovat ve všech polohách vůči hlavní nosné konstrukci a také ve všech materiálových variantách. Kolejové lože může být realizováno jako uzavřené, otevřené, nebo polootevřené, přičemž na mostech bývá nejčastěji realizováno uzavřené lože, čímž je omezeno jeho zhušťování či zředování v kritických oblastech konstrukce. V případě uzavřeného kolejového lože je třeba splnit požadavky na nutný obrys kolejového lože (viz Obr. 2.8). Interakce mostní konstrukce s bezстыkovou kolejí v kolejovém loži je přes některé nejistoty, související například s průběhem degradace kolejového lože v čase, relativně dostatečně popsána. V kolejovém loži hrozí vyšší riziko příčného vybočení koleje z důvodu nižší příčné tuhosti než na ostatních typech mostovek. Vyšší stavební výška znamená větší přírůstky napětí v oblastech nad opěrami, případně pilíři. Nicméně kolejové lože vykazuje v případě nezátížené koleje nižší podélnou tuhost, což má příznivý vliv na termické spolupůsobení koleje s mostem. Kolejové lože je také často preferovanou variantou z hlediska přechodu konstrukce do širé trati, neboť rozdíl mezi svislou tuhostí na mostě a za mostem není tak významný a není nutné realizovat specifická přechodová pole.



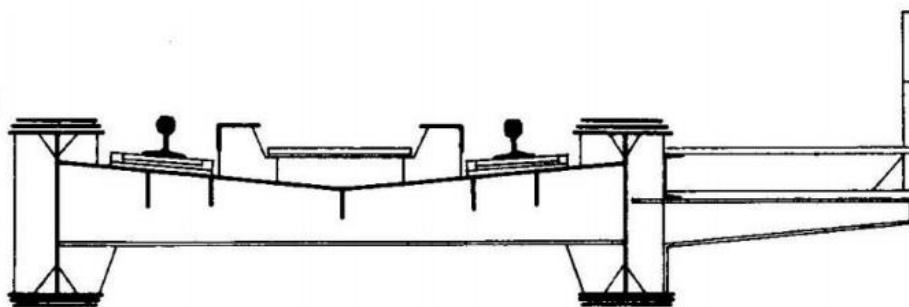
Obr. 2.8: Příčný řez mostovkou s uzavřeným kolejovým ložem na mostě

Mostovky s přímým upevněním se v České republice nejčastěji realizovaly z důvodu snížení stavební výšky, nebo na provizorních ocelových mostech, a proto bývají realizovány ve formě dolní mostovky nebo horní mostovky komorové konstrukce. Na betonových mostech se však ve světě běžně využívají i k převedení vysokorychlostních tratí formou tzv. pevné jízdní dráhy (PJD). Nejrozšířenější systémy PJD jsou systémy RHEDA 2000 (Obr. 2.9) či systém Shinkansen. Systém RHEDA 2000 je tvořen kolejí upevněnou pomocí systému Vossloh DFF 300 na zabetonovaných dvoublokových pražcích. Systém Shinkansen je tvořen prefabrikovanými betonovými deskami o podélném rozměru cca 5 m s pružným upevněním koleje. Oba systémy bývají od mostní konstrukce kluzně odděleny. V případě ocelových mostů je pevná dráha v současnosti nejčastěji realizována za použití moderního systému DFF 300, který je upevněn přímo k ortotropnímu plechu mostovky. V minulosti byly na českých tratích používány systémy přímého upevnění s rozponovými, či žebrovými podkladnicemi a tuhými svěrkami T 5, T 6, respektive ŽS 1, příliš se však neosvědčily. Hlavní výhodou mostovek s přímým upevněním je již zmíněná nízká stavební výška a redukce nákladů spojená s nižší potřebou údržby tratí. Navíc je trvalým způsobem zajištěna neměnnost rozchodu koleje. Na druhou stranu zejména klasické systémy s tuhými svěrkami vykazují špatné dynamické vlastnosti, jsou velmi hlučné, obtížně rektifikovatelné a také se v místě jejich uložení na ocelovém plechu mohou tvořit únavové trhliny z důvodu koncentrovaných napětí. Mostovka s pevnou jízdní dráhou navíc neumožňuje průjezd čističky kolejového lože.



Obr. 2.9: Systémy pevné jízdní dráhy (vlevo: RHEDA 2000; vpravo Shinkansen)

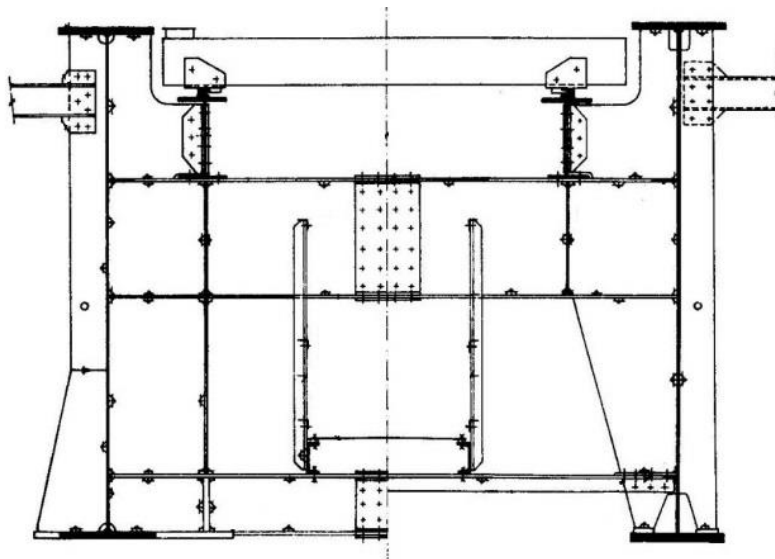
Mosty s takovým způsobem upevnění obecně neumožňují dosažení vyšších traťových rychlostí. Tato negativa však pro moderní technologie přímého upevnění již neplatí. Z hlediska problematiky interakce BK s mostem může být nepříjemná vyšší podélná tuhost systémů přímého upevnění, která však může být redukována použitím svěrek se sníženou drážebností (např. skl 15 B). V případě mostovek s přímým upevněním je rovněž vyloučena možnost vybočení koleje v příčném směru z důvodu příčně tuhého podepření. Nízká stavební výška také mírně redukuje interakci BK – most snížením deformací δ_H a δ_V . Při použití moderních systémů upevnění jako např. DFF 300 firmy Vossloh lze rovněž nastavit obdobnou svislou tuhost upevnění jako v případě kolejového lože a snížit dynamické účinky působící na mostní konstrukci i kolejové vozidlo. Dalším pozitivem použití tohoto systému je možná svislá i příčná rektifikace koleje.



Obr. 2.10: Provedení mezilehlé mostovky ocelového plnostěnného mostu s přímým upevněním – převzato z [18]

Prvkové mostovky jsou nejstarším užívaným typem mostovky. Mohou být provedeny ve všech polohách vzhledem k hlavní nosné konstrukci a na rozdíl od ostatních typů mostovek se prováděly pouze v ocelové variantě. Prvková mostovka je tvořena ocelovými příčnicí a podélníky, na které jsou uloženy masivní dřevěné mostnice. Mostnice mohou být také alternativně uloženy přímo na hlavních nosnících v případě realizace mostů bez mostovky. Tento typ mostovky má otevřený charakter, který umožňuje volné stékání srážkové vody po ocelové konstrukci a je také obecně nejvíce oslaben korozí i z důvodu značné členitosti prutů a četných vodorovných ploch styčnickových plechů a pásnic, na kterých se drží nečistoty, a tudíž i vlhkost. Prvkové mostovky neumožňují průjezd čističky kolejového lože, dále také neumožňují dosažení vyšších traťových rychlostí a obecně vykazují nejhorší dynamické chování. Prvkové mostovky jsou nejhlučnější a nejporuchovější i s ohledem na četný výskyt únavových trhlin, přičemž jejich údržba je složitá. Jejich výhodou je jednoduché statické působení, poměrně nízké pořizovací náklady a možné zřízení mostovky s velmi stlačenou stavební výškou. Spolupůsobení BK s mostem v případě vedení na mostě s prvkovou mostovkou není v odborné literatuře dostatečně popsáno. Výzkumem v této oblasti se zabýval například Frýba [12], který stanovil dovolené dilatační délky v závislosti na různém uspořádání konstrukce s prvkovou mostovkou. Bohužel analytické po-

souzení je v tomto případě obtížné, neboť funkce popisující podélný odpor koleje v rámci těchto mostovek nejsou v žádné literatuře uspokojivě popsány. Zpravidla je popsán pouze relativní odpor v uzlu upevnění kolejnice k pražci. Nicméně lze předpokládat, že v případě prvkové mostovky je podélná interakce do značné míry ovlivněna typem uložení mostnic na podélníky. Podélně tužší variantou je klasické plošné upevnění. Příznivější variantou je potom podélně kluzné centrické upevnění. V současnosti se nové konstrukce s tímto typem mostovky nezřizují, naopak je patrná snaha o jejich nahrazení vhodnějším konstrukčním uspořádáním mostovky.



Obr. 2.11: Provedení prvkové mostovky s nasazenými podélníky – převzato z [18]

Nejnovejším typem mostovky, který byl od sedmdesátých let minulého století vyvíjen v Nizozemsku, je mostovka se systémem **kontinuálního podepření koleje**. Jedná se o speciální variantu systému pevné jízdní dráhy. V rámci tohoto systému je kolejnice zalita ve žlabu pružnou hmotou, která jí spojitě upevňuje k mostovce. Toto upevnění na rozdíl od ostatních mostovek umožňuje optimální naladění svislé tuhosti mostní konstrukce, a tudíž redukcí hluku a dynamických účinků spojených s přejezdem kolejových souprav. Kontinuálně podepřenou kolejnici lze umístit jak do ocelového žlabu, tak do betonového žlabu. Vlastnosti systému lze ovlivnit použitím různě tlustých elastomerových podložek pod patu kolejnice a různým provedením prvků pro vylehčení materiálu elastické zálivky.

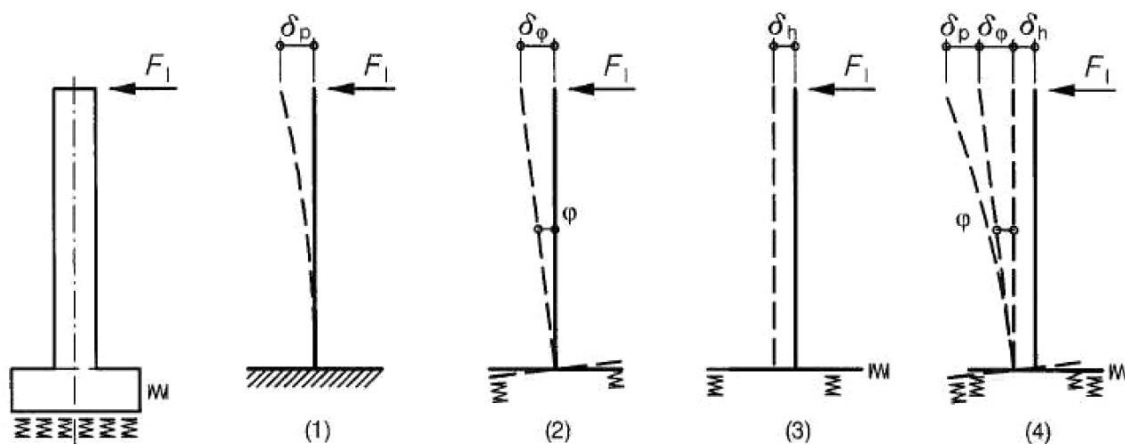
Použitím kontinuálně podepřené koleje lze dosáhnout nejmenší stavební výšky ze všech typů upevnění. Zároveň se jedná o systém svým charakterem umožňující realizaci vysokorychlostních tratí a vhodný pro použití i při rekonstrukci starých mostů s prvkovou mostovkou. Podobně jako systémy s přímým diskretním upevněním, také systém s kontinuálně podepřenou kolejí zajistí neměnnost rozchodu koleje v průběhu životnosti, a navíc redukuje náklady spojené s provozem konstrukce. Zejména absence drobného kolejiva znamená téměř minimální nutnost údržby po dobu plánované životnosti konstrukce. Nevýhodou je obtížná rektifikace železniční trati s tímto typem upevnění a nelineární chování polymerního materiálu upevnění. Z hlediska interakce BK s mostem v rámci systému KPK lze předpokládat tužší podélné chování, které však lze výhodně modifikovat vylehčovacími prvky a jinými opatřeními. Extrémně stlačená stavební výška zajistí redukcí přídavných napětí od průhybu nosné konstrukce. Riziko vybočení koleje je významně redukováno velkou příčnou tuhostí podepření koleje. Na druhou stranu popis interakčního chování kontinuálně podepřené koleje a mostu je třeba prověřit výzkumem, protože současné hodnoty interakčních parametrů KPK jsou rozporuplné a neumožňují spolehlivý návrh. Systémy KPK jsou předmětem výzkumu v rámci této disertační práce a jsou podrobně popsány v kapitole 2.4.

2.2.3 Tuhost spodní stavby

Tuhost spodní stavby K je jedním z nejdůležitějších parametrů, které ovlivňují velikost spolupůsobení mostu s BK. Některá zjednodušená kritéria pro posouzení interakce BK-most uvedena v [5] právě závisí zejména na tuhosti K . Podélná tuhost spodní stavby má vliv na přenos vodorovných sil mezi nosnou konstrukcí a podložím. Tímto mohou být negativně ovlivněny dimenze spodní stavby nebo pevných ložisek, zejména v případě vysokých pilířů. V případech, kdy je tuhost spodní stavby malá, je větší část normálových sil způsobených interakcí koleje s mostní konstrukcí přenášena koleji.

$$K = \frac{F_1}{\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h} \quad (2.5)$$

Celkovou tuhost spodní stavby K lze určit na základě rozložení deformace spodní stavby na jednotlivé komponenty podle rovnice 7, kde δ_p představuje vodorovný průhyb pilíře, δ_φ je pootočení pilíře v základové patce a δ_h představuje vodorovné posunutí základu, které zpravidla odpovídá deformaci hlavy pilot. Princip stanovení celkové tuhosti je uveden na Obr. 2.12.



Obr. 2.12: Princip stanovení vodorovné tuhosti spodní stavby dle [5]

2.2.4 Možnosti redukce míry interakce BK a mostu

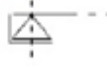

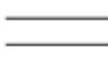
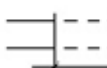

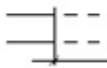
V některých případech nelze navrhnout konstrukci tak, aby byl splněn dovolený přírůstek napětí v kolejnici. Toto je způsobeno zejména neustále se zvyšujícími požadavky na dilatační délku mostu. V takovém případě je třeba do konstrukce železničního svršku umístit kolejové dilatační zařízení, nebo jiné zařízení, které umožní snížení účinků interakce mezi BK a mostem. Mezi tyto systémy patří:

- Kolejnicové styky
- Kolejová dilatační zařízení
- Systémy řízení podélné dilatace mostu
- Systémy pro snížení podélného odporu v rámci upevnění


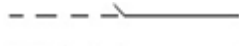
Kolejnicové styky byly používány zejména v minulosti při zřizování kolejnicových pásů technologií stykované koleje. Délky kolejnicových pásů dosahovaly obvykle délek cca 20 m s ohledem na stanovený limit maximální dilatační mezery v kolejnici 20 mm. V současnosti se kolejnicové styky používají pro umožnění dilatačního posunu kolejnici při malé dilatační délce mostu, či v oblasti u pevného ložiska mostu. Kolejnicové styky rozlišujeme na podporované styky, styky s můstkovou deskou a převislé kolejnicové styky. Styky podporované jedním prazcem s podkladnicí se v minulosti neosvědčily. Lepším řešením se ukázaly být podporované styky s můstkovou deskou na dvojčítých prazcích, nebo převislé kolejnicové styky.

Na českých železničních tratích je dovoleno používat pouze vstříčné kolejnicové styky. Pro nepřesnost vstříčného dilatačního styku jsou v normách stanoveny tolerance. V případě směrových poloměrů menších než 250 m je dovoleno použít vystřídané kolejnicové styky. Kolejnicové styky způsobují významná dynamická zatížení ovlivňující jak pohodu cestujících, tak zatížení kolejových vozidel i konstrukcí pražcového podloží. Z těchto důvodů je jejich použití na mostě zakázáno. Předpis S3 stanovuje požadavky na umístění styku v oblasti za mostní opěrou. V současné době je použití kolejnicových styků téměř vyloučeno i v širé trati, kde se stykovaná kolej nahrazuje bezstykovou.

Tab. 2.3: Požadavky na umístění kolejnicového styku a dilatačních zařízení dle [3]

Případ č.	Dilatující délka nosné konstrukce L_T [m]	Úprava na konci konstrukce u ložiska ^{1) 2)}	
		Pevného	Pohyblivého
1	$L_T < 30$	 8,0 ¹⁾ m až 2,5 m	 2,5 m až 8,0 m ¹⁾
2	$30 < L_T \leq 80$	 8,0 m až 2,5 m	 KMDZ 2,0 m až 8,0 m
3	$80 < L_T \leq 400$	 8,0 m až 2,5 m	 KVDZ 2,0 m až 8,0 m

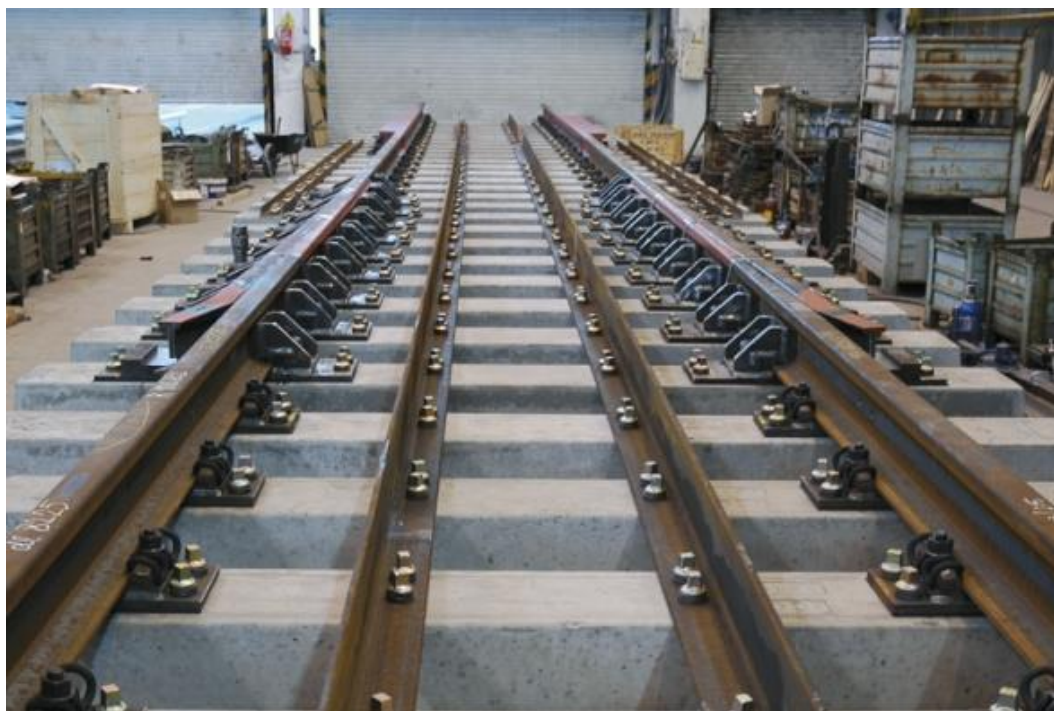
¹⁾ Větší délka se souhlasem OTH
²⁾ Se souhlasem vedoucího správce trati lze použít při přerušení bezstykové koleje na straně pohyblivých ložisek při současném splnění čl. 75 předpisu S3 – díl XII

 Kolejnicové styky
 Kolejnicová dilatační zařízení

Kolejnicová dilatační zařízení (KDZ) zaručují větší dilatační posuny než kolejnicové styky a zároveň umožňují dilataci koleje bez přerušení pojižděné hrany temene kolejnicového pásu (TKP). Kolejnicová dilatační zařízení lze rozdělit na KDZ bajonetového typu a zařízení bez porušené pojižděné hrany TKP. Posledně jmenované systémy jsou tvořeny jazykovou kolejnicí a vyhnutou kolenovou kolejnicí. Z hlediska dilatačních délek se používají tyto typy KDZ:

- Kolejnicové malé dilatační zařízení (KMDZ)
- Kolejnicové velké dilatační zařízení (KVDZ)
- Kolejnicové velmi velké dilatační zařízení (KVVDZ)

KMDZ umožňují dilatační posuny v kolejnici až do 100 mm a obvykle se používají při dilatačních délkách mezi 30 až 80 m. KVDZ umožňují dilatační pohyby až 330 mm a používají se pro dilatační délky až 400 m. Obvyklé řešení předpokládá, že se dilatační pohyb v zařízení realizuje v rámci posunu jazykové kolejnice. Naproti tomu KVVDZ mají pohyblivou kolenovou kolejnici a umožňují dilatační pohyb až 600 mm. V případě mostních konstrukcí s výjimečnou dilatační délkou je třeba přechod do širé trati řešit speciálním způsobem. V tomto případě se v návaznosti na KVVDZ ve směru širé trati vloží kolejové pole o délce 20 m, na které navazuje KMDZ. Tímto způsobem se zabrání přenosu normálových sil ze širé trati do trati na mostní konstrukci.



Obr. 2.13: Kolejové velké dilatační zařízení – převzato z [19]

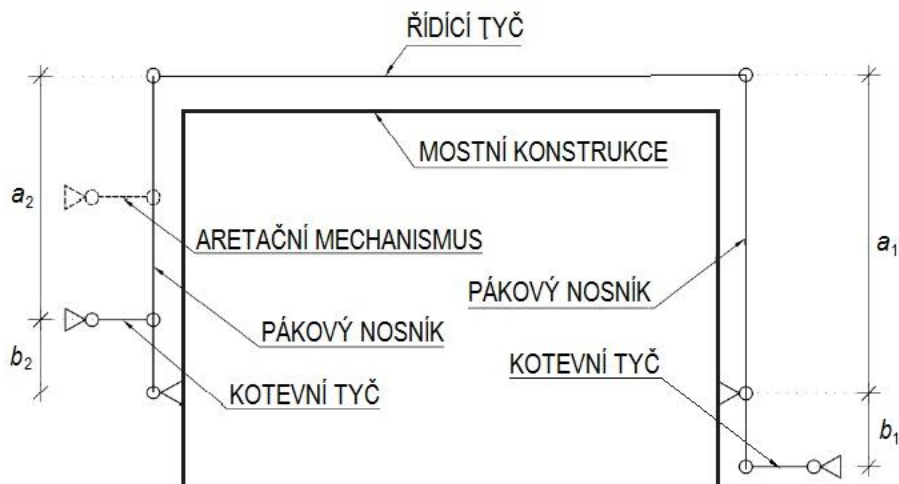
Kolejová dilatační zařízení jsou poměrně drahá, poruchová a nákladná na údržbu. Z tohoto důvodu byla v minulosti hledána další řešení, která by umožňovala redukci interakce BK s podpůrnou konstrukcí. Výsledkem vývoje v Německu byl vznik **systému řízení podélné dilatace mostu pomocí řídicích tyčí**. Tento systém pracuje na principu přenosu teoretického počátku dilatace z opěry (popřípadě pilíře) do středu rozpětí, čímž může být dilatační délka zkrácena až na polovinu.

Starší model **řídicí tyče typu RSB** je tvořen masivním průřezem a je po obou stranách pevně zakotven do opěr. Mostovka je k této řídicí tyči připevněna ve středu rozpětí, což má za následek zmíněné zkrácení L_T na polovinu. Pro správnou funkci systému řízení dilatace musí být mostní konstrukce uložena v podélném směru na kluzných ložiscích. Při teplotní změně potom oba konce konstrukce dilatují stejně a při zatížení brzdnými silami je celková síla rovnoměrně rozdělena do obou opěr. Nevýhodou tohoto typu řídicí tyče je značné namáhání v důsledku staticky neurčitěho podepření. Při malé tuhosti řídicí tyče je do kolejnice vnášeno větší napětí od účinku brzdných sil. Z tohoto důvodu je v případě tohoto typu systému nutné použít velké profily průřezu. Řídicí tyče tohoto typu se v současnosti již nepoužívají.

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{a_1 + b_1}{b_1} \quad (2.6)$$

Vylepšenou variantou systému řízení dilatace je model **řídicí tyče typu Meyer/Wunstorf**. Tento typ je založen na principu pákového mechanismu a sestává ze třech základních prutů – kotevního prutu, brzdného (pákového) prutu a samotného řídicího prutu. Na rozdíl od řídicí tyče typu RSB řídicí tyč Meyer/Wunstorf lze v průběhu životnosti konstrukce snadno rektifikovat a měnit tak polohu teoretického středu dilatace. Tato operace se provádí změnou délek ramen pákového mechanismu (viz Obr. 2.14). Pro přenos počátku dilatace do středu rozpětí je třeba nastavit délky ramen dle rovnice (2.6). Při změně teploty řídicí tyč rovnoměrně rozdělí dilatační posun mezi oba konce konstrukce podle provedeného nastavení pákového mechanismu. Vzhledem k tomu, že se jedná o staticky určitý systém, může samotný řídicí prvek při změně teploty volně dilatovat a není tedy přidavně namáhán. Také účinky brzdných a rozjezdových sil lze libovolně roznášet mezi příslušné opěry. V tomto případě však řídicí

tyč na rozdíl od systému RSB přenáší díky pákovému mechanismu daleko menší síly. Řídící tyče Meyer/Wunstorf tak lze navrhovat za použití velice subtilních profilů. Běžně se používají například trubky rozměru 150x15 mm.



Obr. 2.14: Funkční schéma řídicí tyče Meyer-Wunstorf [6]

Poslední možností pro omezení interakce mezi BK a mostem jsou systémy **umožňující snížení podélného odporu v rámci upevnění**. Pro mostovky s diskretním upevněním lze podélný odpor redukovat pomocí svěrek se sníženou držebností. V případě systémů přímého upevnění se jedná například o svěrky skl 15 B. Tímto způsobem lze v některých případech dosáhnout snížení podélného odporu až o 50 %. Pro systémy s kontinuálně podepřenou kolejí lze podélný odpor snížit úpravou geometrie příčného řezu. V současnosti probíhá na TU Mníchov výzkum, který se zabývá možnostmi řízené separace systému kontinuálního upevnění od boku žlabu pro kolejnici. Předpokládá se, že je tímto opatřením možné významně redukovat podélnou interakci mezi mostovkou a kolejí při zachování všech stěžejních vlastností upevnění.

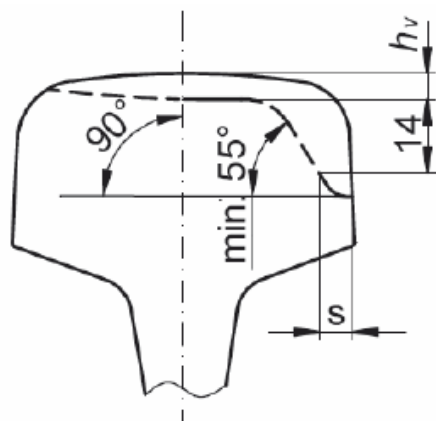
2.2.5 Geometrické uspořádání mostu a koleje

Důležitým parametrem pro návrh BK na mostě je samozřejmě **volba profilu kolejnice** a její statické parametry. V rámci české infrastruktury se používá mnoho typů kolejnic, mezi ně patří například kolejnice S49, R65 a na nových tratích zejména 60E1 a 54E4. Jejich základní statické parametry jsou uvedeny v Tab. 2.4.

Tab. 2.4: Průřezové charakteristiky neojeté kolejnice

Veličina	49 E1 (S49)	R65	60 E1 (UIC 60)	54 E1 (UIC 54)
Výška kolejnice [mm]	149,00	180,00	172,00	159,00
Šířka paty [mm]	125,00	150,00	150,00	140,00
Šířka hlavy [mm]	70,00	75,00	74,30	72,20
Tloušťka stojiny [mm]	14,00	18,00	16,50	16,00
Hmotnost [kg/m]	49,39	64,87	60,21	54,77
Průřezová plocha [cm ²]	62,92	82,46	76,70	69,77
Moment setrvačnosti [cm ⁴]	1816,00	3543,10	3038,30	2337,90
Průřezový modul [cm ³]	240,30	359,00	333,60	278,70

Zde jsou však uvedeny parametry popisující geometrii nových, neojetých kolejnic. Z hlediska návrhu konstrukci je třeba uvažovat případnou degradaci kolejnic v průběhu plánované životnosti železniční trati od železničního provozu. Z tohoto důvodu předpis S3 [3] stanovuje maximální dovolené ojetí kolejnice (viz Obr. 2.15), jímž je významně redukována plocha hlavy kolejnice, a tedy i moment setrvačnosti a modul průřezu. Z důvodu bočního ojetí se také posouvá normálová osa profilu směrem ven z kolejnice, což může mít při působící normálové síle za následek také vznik přídavných vodorovných momentů.



Obr. 2.15: Schéma uvažovaného ojetí kolejnic dle [3]

Interakci mezi mostem a BK také ovlivňují **směrové oblouky** na železniční trati. V případě směrového oblouku vznikají v koleji další přídavná napětí od příčného a svislého ohybu vnější kolejnice. Při menších rychlostech a větším převýšení koleje může být naopak více přitížena vnitřní kolejnice. Výsledné přírůstky napětí od vlivu směrového oblouku je třeba připočítat k přírůstkům vzniklým interakcí. Přídavné příčné zatížení od vlivu směrového oblouku lze vyčíslit rovnicí (2.7) Kolej ve směrovém oblouku má také tendenci příčně zvětšovat svůj poloměr. Této deformaci odolává příčný odpor koleje. Z tohoto důvodu je třeba zajistit dostatečný příčný odpor, který lze zvýšit například využitím pražcových kotev. Příčnou deformaci kolejového roštu lze také omezit zvýšením minimálního dovoleného poloměru. V případě vedení BK na mostě je z důvodu příčné deformace BK v oblouku most zatížen rovnoměrným příčným zatížením, což je jedním z hlavních důvodů pro omezení použití směrových oblouků na železničních mostech, tak jak je stanoveno v současných platných normách. Nicméně výsledky uvedené v další odborné literatuře [9] naznačují, že tento vliv není tak významný.

$$q = 5 \cdot \Delta T_R \cdot \frac{A}{R} \quad (2.7)$$

Kde: q je příčné zatížení od změny teploty bezstykové koleje [kN/m]
 R poloměr směrového oblouku [m]
 A plocha kolejnice [m²]
 ΔT_R změna teploty kolejnice [°C]

Míru interakce mezi BK a mostem do značné míry ovlivňuje také **konstrukční řešení mostu**. Z tohoto pohledu jsou zajímavé zejména následující parametry:

- Typ a uspořádání ložisek
- Podélné uspořádání mostních polí
- Svislá tuhost mostních polí

Zvolený typ podélně posuvných ložisek ovlivňuje celkovou tuhost uložení mostní konstrukce na spodní stavbě, a tudíž ovlivňuje rozdělení napětí v kolejnicích. Při praktických výpočtech bývá také velmi obtížné správně vystihnout chování pevných ložisek, které zpravidla umožňují mírný prokluz, který může poměrně významně ovlivnit rozdělení normálových napětí vzniklých interakcí BK s mostem. Je třeba si uvědomit, že k dosažení hodnot plastických odporů pro diskretní typy upevnění dochází přibližně v rozmezí od 0,5 do 3 mm, což jsou posuny, které mohou v pevném ložisku reálně nastat.

Velikost relativního posunu kolej – most u_x , která má vliv na velikost podélného odporu může být ovlivněna nevhodným uspořádáním ložisek a mostní konstrukce. Největšího u_x je zpravidla dosaženo nad posuvným ložiskem. Nevhodným případem uspořádání konstrukce je například most sestávající ze dvou prostých polí, která dilatují proti sobě – tedy jsou posuvně uložena na společném pilíři. Požadavky na maximální dilatační délky jsou definovány v předpisu S3 a jsou důležitou součástí předběžného odhadu interakčního chování mezi BK a mostem (viz Tab. 2.6).

Posledním významným parametrem, který ovlivňuje velikost interakce, je svislá tuhost nosné konstrukce, která má vliv na průhyb nosné konstrukce, a tedy i na deformaci čel hlavních nosníků, kde se realizují vodorovné posuny δ_H , respektive svislé posuny δ_V , mající za následek vznik přídatných napětí v kolejnici, jak bylo popsáno v dřívější kapitole 2.2.1.

2.3 Posouzení interakce mezi BK a mostem

Posouzení účinků interakce mezi bezстыkovou kolejí a mostní konstrukcí upravuje řada evropských norem. Obecně nejpoužívanější variantou posouzení je metoda mezních přírůstků, která definuje limitní přírůstky napětí v kolejnici, které nesmí být při interakci překročeny. Tato metoda byla implementována v rámci normalizace posudků interakce kolej – most v zásadě po celém světě. Alternativu představuje relativně nová metoda kompletní analýzy, která byla navržena Ing. Vlasákem a kolektivem řešitelů předpisu MVL 150 [6], [20] a byla také implementována do národní přílohy normy [5]. Metoda kompletní analýzy umožňuje podrobně zohlednit vlivy jednotlivých typů zatížení a stanovit celkový účinek zatížení na kolejnici i konstrukci. Obě definované metody předpokládají výpočet účinků interakce na numerickém nebo analytickém modelu, vytvořeném dle principu popsaném na Obr. 2.1. Třetím způsobem posouzení jsou také zjednodušené metody posouzení interakce BK – most, definované v rámci evropské normalizace, případně v národních přílohách jednotlivých státních organizací. Obecně lze konstatovat, že hlavním rozdílem v přístupu k posouzení kombinované odezvy mostu s bezстыkovou kolejí je v jednotlivých státech Evropské unie způsob uvažování interakčních parametrů.

2.3.1 Posouzení interakce na základě limitních přírůstků napětí

Při posouzení interakce BK-most metodou limitních přírůstků je cílem omezit účinky zatížení od rovnoměrné změny teploty mostní konstrukce a brzdných a rozjezdových sil [6], stanovené na definovaném modelu systému kolej – most. Při použití metody standardním způsobem je třeba omezit přírůstky napětí v důsledku zmíněných zatížení hodnotou 92 MPa v tahu, respektive 72 MPa při tlakovém namáhání. Účinky svislého zatížení při posouzení napětí v kolejnici není třeba vyčíslit, uplatní se však při posouzení předepsaných limitních deformací podélného a svislého posunutí konstrukce (viz Obr. 2.5). Metoda je v této podobě platná v podstatě pouze pro posouzení koleje v kolejovém loži, za předpokladu použití kolejnice 60E1, vyrobené z oceli UIC900A o pevnosti $f_u = 900$ MPa. Při stanovení přírůstků napětí od kombinované odezvy se uvažují průřezové charakteristiky pro kolejnici oslabenou srovnáním výškovým ojetím o doporučené hodnotě $\delta = 12$ mm. Alternativní návrhová kritéria při odlišném uspořádání železničního svršku lze odvodit na základě znalosti principu stanovení předepsa-

ných limitních hodnot napětí. Odvození přípustných hodnot lze nalézt v odborné literatuře [11], [21], podle kterých lze hodnoty **limitního přírůstku napětí v tahu** získat ze vztahu (2.8):

$$\sigma_t = \sigma_{dov} - \sigma_R - \sigma_E - \sigma_{P,lok} - \sigma_{P,glob} \quad (2.8)$$

- Kde: σ_t je limitní přírůstek napětí v tahu od změny teploty mostu a brzdných a rozjezdových sil
 σ_{dov} dovolené namáhání kolejnice stanovené dle [22] hodnotou 470 MPa (90 % meze kluzu oceli UIC900A)
 σ_R napětí 120 MPa vyvolané maximální změnou teploty kolejnice 50 K dle předpisu [8]
 σ_E předpokládané honota vlastního pnutí, uvažovaná dle [22] hodnotou 80 MPa
 $\sigma_{P,lok}$ napětí 158 MPa od lokálního ohybu kolejnice 60E1 v důsledku svislého zatížení modelem 71
 $\sigma_{P,glob}$ napětí v kolejnici v důsledku průhybu konstrukce od svislých zatížení uvažované dle [22], [23] hodnotou 20 MPa

Princip stanovení **limitní hodnoty přírůstku napětí v kolejnici v tlaku** je výrazně odlišný. Odvození je provedeno na základě určení kritického přírůstku teploty vůči upínací teplotě, při kterém dojde k vybočení koleje. Od této teploty se postupně odečtou jednotlivé teploty odpovídající působícímu zatížení, případně bezpečnostním přírůzkům. Závěrem se výsledná zbytková teplota přepočte na napětí, které odpovídá meznímu přírůstku od interakce BK-most v tlaku. Odvození je provedeno dle (2.9):

$$\sigma_c = E\alpha(\Delta T_{crit} - \Delta T_R - \Delta T_{bezp} - \Delta T_u) \quad (2.9)$$

- Kde: σ_c je limitní přírůstek napětí v tlaku od změny teploty mostu, brzdných a rozjezdových sil a napětí, vznikajícího v důsledku globálního účinku svislého zatížení od dopravy na konstrukci
 E Youngův modul pružnosti oceli UIC900A uvažovaný hodnotou 205 GPa
 α součinitel délkové teplotní roztažnosti uvažovaný hodnotou $11 \cdot 10^{-6}$
 ΔT_{crit} kritický přírůstek teploty, při kterém dojde ke ztrátě stability koleje v kolejovém loži za předpokladu použití betonových pražců a dovolených imperfekcí polohy koleje dle [22], [23], uvažovaný hodnotou 122 K
 ΔT_R bezpečnostní přírůstek, zohledňující přídavná vodorovná zatížení od dopravy v závislosti na dovolené rychlosti. Přírůstek uvažuje bezpečnou hodnotu 50 K pro železniční tratě s rychlostí větší než 230 km/h. (V případě nižší uvažované rychlosti by hodnota bezpečnostní přírůstky sice klesla, ale stejně tak by poklesla výchozí hodnota kritického přírůstku teploty při ztrátě stability koleje v důsledku větších přípustných imperfekcí při nižší teplotě a výsledek by byl přibližně stejný.)
 ΔT_u vliv dalších vlivů a nejistot uvažovaný hodnotou 3 K

Limitní přírůstky jsou tedy stanoveny pro konkrétní okrajové podmínky. Pokud je předmětem posudku konstrukce s jinou kolejnicí než 60E1, lze hodnoty mezního napětí v tahu upravit vynásobením lokálního napětí od ohybu poměrem elastických průřezových modulů. V tlaku však tuto úpravu použít nelze a limit by bylo třeba stanovit pro odlišný profil kolejnice individuálně. Další možnou úpravou je zohlednění jiného zatížení než modelu 71, například pokud je předmětem posouzení stávající konstrukce s definovanou kategorií přechodnosti. V takovém případě lze napětí v kolejnici od lokálního ohybu také upravit vynásobením poměrem nápravové síly vozidla při dané kategorii přechodnosti vůči nápravové síle zatěžovacího modelu 71. Zároveň lze očekávat, že při zřízení pevné jízdní dráhy není kolej z důvodu značné příčné tuhosti náchylná ke ztrátě stability. Limity také lze upravit s ohledem na to, jestli je při výpočtu kombinované odezvy uvažován globální účinek svislého zatížení. Standardní i odvozená návrhová kritéria jsou sumarizována v tabulce Tab. 2.5.

Tab. 2.5: Standardní a odvozená návrhová kritéria při posouzení kolejnice 60E1 metodou mezních přírůstků

Železniční svršek	Zohlednění účinků svislého zatížení v rámci výpočtu	Mezní přírůstek napětí v tlaku [MPa]	Mezní přírůstek napětí v tahu [MPa]
Kolejové lože	NE	nedefinováno	92
Kolejové lože	ANO	72	112
Pevná jízdní dráha	NE	92	92
Pevná jízdní dráha	ANO	112	112

Je zřejmé, že princip posouzení metodou mezních přírůstků trpí **řadou nedostatků**. Hlavním nedostatkem je jistě fakt, že je metodika založena na překonaném principu posouzení metodou dovolených namáhání. Do posouzení tak nejsou zahrnuty nejistoty na straně působících zatížení ani nejistoty na straně odolnosti a neznáme tudíž ani úroveň spolehlivosti, na kterou konstrukci navrhujeme, pokud jsou stanovené limitní přírůstky splněny. Původní postup popsany v [8] předpokládá posouzení na základě účinků vyvolaných charakteristickou hodnotou zatížení. Postupy v rámci [5] a [6] sice zavádí použití sady dílčích a kombinačních součinitelů, tyto jsou však nastaveny na základě kvalifikovaného odhadu, nikoli korektní analýzou s ohledem na dosažení požadované úrovně spolehlivosti. Posouzení je navíc provedeno metodou lineární superpozice jednotlivých účinků. Pro přesnější výsledky je vhodné uvažovat nelineární chování v rámci kolejového upevnění a respektovat historii zatížení [24].

Také princip stanovení limitů napětí má své nedostatky. Je zřejmé, že pokud bychom uvažovali hodnoty relevantních veličin dle hodnot platných v tuzemských předpisech, došli bychom k významně odlišným hodnotám mezních přírůstků. Stanovení limitního přírůstku v tahu navíc poměrně značně zanedbává variabilitu napětí od lokálního ohybu kolejnice a namáhání v důsledku globální deformace mostu od svislého zatížení. Tyto veličiny závisí na celé řadě tuhostních a konstrukčních parametrů a mohou být v porovnání s uvažovanými hodnotami velmi odlišné, přičemž lze očekávat v řadě případů i přírůstek namáhání na straně nebezpečné.

Hodnota limitního přírůstku napětí v tlaku je stanovena pro jednu konkrétní variantu konstrukce železničního svršku a nezohledňuje možnou variabilitu provedení. Kritický přírůstek teploty, při kterém dojde ke ztrátě stability je ve skutečnosti závislý na celé řadě parametrů jako například na vodorovné tuhosti kolejnice, hodnotě příčného odporu proti posunutí, nebo na hodnotě vodorovné torzní tuhosti v rámci upevnění kolejnice k pražci, či na tvaru a tuhosti použitých pražců apod. Také lze předpokládat, že v uzavřeném kolejovém loži budou hodnoty příčných odporů vyšší, než v případě polootevřených a otevřených variant kolejového lože. Do stanovení by měly být také zavedeny účinky svislých zatížení, neboť k vybočení může dojít i v důsledku mechanismu, kdy se kolejnice před břemenem v jisté vzdálenosti mírně nadzvedne, čímž se sníží odpor proti příčnému posunutí a v důsledku i ke ztrátě stability kolejového roštu.

2.3.2 Metoda kompletní analýzy

Metoda kompletní analýzy [6] je upravenou verzí posouzení na základě limitních přírůstků a klade si za cíl odstranit co možná nejvíce nedostatků původní metody. Metoda je navíc optimalizována pro použití na tuzemských tratích a zohledňuje ustanovení daná platnými národními předpisy ČR. Kritériem posouzení je porovnání napjatosti kolejnice s definovanou hodnotou smluvní meze kluzu kolejnicové oceli, přičemž **smluvní mez kluzu** je stanovena prostřednictvím materiálových součinitelů rozdílně při prostém namáhání a při ztrátě stability:

$$f_{yd,0} = 0,6 \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{M0}} \quad (2.10)$$

$$f_{yd,1} = 0,6 \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{M1}} \quad (2.11)$$

Kde: $f_{yd,0}$ je návrhová mez kluzu oceli kolejnice při prostém namáhání
 f_{uk} návrhová mez pevnosti oceli kolejnice
 γ_{M0} součinitel spolehlivosti materiálu při prostém namáhání
 γ_{M1} součinitel spolehlivosti materiálu při posouzení ztráty stability

Napjatost v kolejnici se určí sumací dílčích složek napětí, vyvolaných zatížením, případně vznikajícím v důsledku výrobního procesu ve formě vlastního pnutí. Při stanovení účinků zatížení je třeba zohlednit předpokládané **ojetí kolejnice** použitím průřezových charakteristik kolejnic, vypočtených za předpokladu srovnaného ojetí δ dle [4]. Při analýze se doporučuje zohlednit srovnané ojetí o hodnotě 12 mm, pokud není provozovatelem trati stanovena jiná hodnota. Posouzení **celkového vypočteného normálového napětí** se provede podle vztahu (2.12):

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_R + \sigma_D + \sigma_B + \sigma_{P,lok} + \sigma_{P,glob} < f_{yd,0} \quad (2.12)$$

Kde: $\sum \sigma_x$ je celkové normálové napětí v kolejnici
 σ_E vnitřní napětí od výroby, uvažované dle [4] hodnotou 100 MPa
 σ_R napětí vyvolané změnou teploty koleje ΔT_R v širé trati (lze použít $\Delta T_{R,min} = -53 \text{ }^\circ\text{C}$
a $\Delta T_{R,max} = 43 \text{ }^\circ\text{C}$)
 σ_D napětí od teplotní změny mostní konstrukce
 σ_B napětí od brzdných a rozjezdových sil
 $\sigma_{P,lok}$ napětí od svislých lokálních účinků zatížení dopravou na mostě
 $\sigma_{P,glob}$ napětí od svislých globálních účinků zatížení dopravou na mostě

Složky napětí σ_D , σ_B a $\sigma_{P,glob}$ se stanoví v rámci podrobné analýzy na kombinovaném modelu koleje s mostem dle principu na Obr. 2.1. **Účinek oteplení koleje σ_R** lze zahrnout do numerické analýzy také, čímž je dosaženo větší přesnosti výpočtu, případně lze hodnotu stanovit odděleně při uvážení koleje v širé trati. Pokud je účinek změny teploty uvažován odděleně, lze jej uvažovat hodnotou 134 MPa, stanovenou za předpokladu omezené dilatace na základě maximální možné změny teploty bezstykové koleje v širé trati dle [4]. Metodika kompletní analýzy umožňuje provést výpočet nelineárně s respektováním historie zatížení upevnění, zároveň však není v případě rychlé analýzy vyloučeno ani použití odděleně stanovených účinků zatížení a následná lineární superpozice výsledků v postprocesoru.

Složka napětí od lokálních účinků **svislého zatížení $\sigma_{P,lok}$** se stanoví odděleně na modelu koleje v širé trati. Výpočet závisí na svislé tuhosti kolejnice (profilu kolejnice), svislé tuhosti upevnění kolejnice (včetně tuhosti podložky, pražce a kolejového lože), rozdělení pražců a na hodnotě působící kolové síly. Při výpočtu je třeba zohlednit přídavné namáhání v důsledku dynamických účinků pojezdu kolejového vozidla. Stanovené maximální napětí se proto vynásobí dynamickým součinitelem, určeným prostřednictvím vztahu (2.13):

$$\Phi = 1 + 2 \cdot k \cdot k_v \quad (2.13)$$

Kde: Φ je dynamický součinitel lokálních účinků svislého zatížení na kolejnici
 k součinitel vyjadřující kvalitu podloží, uvažovaný dle [4] v rozmezí 0,1 (standardní kvalita a tuhé podloží) až 0,3 (velmi špatná kvalita podloží)

k_v vliv rychlosti jízdy, uvažovaný dle [4] v rozmezí 1 (pro rychlost $V \leq 60$ km/h) až 1,3 (pro rychlost $160 \leq V \leq 200$ km/h)

Při posouzení se celkové napětí porovná s hodnotou návrhové meze kluzu při **prostém namáhání**, a to v případě namáhání kolejnice v tahu i tlaku. Pokud není překročena mez kluzu nemůže dle výzkumu prof. Frýby [12] dojít k vybočení koleje v důsledku ztráty stability, a tedy i při namáhání v tlaku je možné uvažovat prosté posouzení. Problémy mohou nastat v případě koleje v oblouku o poloměru menším než 1000 m. Dle [12] a [6] v tomto případě dochází k výraznému přírůstku příčného namáhání v důsledku změny teploty v koleji o malém poloměru oblouku.

Ztrátu stability je v takovém případě možné posoudit dle [6] modifikací posudku na základě normy ČSN EN 1993-2 [25], kdy se kolejový rošt uvažuje jako členěný prut s příhradovými nebo rámovými spojkami. Posudek vychází ze znalosti kritické síly při ztrátě stability kolejového roštu $N_{x,cr}$. Vzorový list [6] uvádí specifický výpočet kritického Eulerova břemene při ztrátě stability kolejového roštu vztahem (2.14). Při výpočtu se interakční součinitele uvažují hodnotami $k_{ii}=1,0$, součinitel klopení hodnotou $\chi_{LT}=1,0$ a návrhová mez kluzu při posouzení stability dle (2.11). Při zjednodušeném posouzení je nutné uvažovat zvětšení vodorovného momentu M_z , působícího na kolejový rošt v důsledku změny teploty koleje o malém poloměru.

$$N_{x,cr} = -\frac{8EI_z}{R \cdot v_0} + \sqrt{\left(\frac{8EI_z}{R \cdot v_0}\right)^2 + \frac{16EI_z \cdot r_y}{v_0}} \quad (2.14)$$

Kde: R je poloměr směrového oblouku [m]
 r_y příčný odpor proti posunutí kolejnice [kN/m] (dle [3] možno uvažovat hodnotou 7 kN/m)
 I_z moment setrvačnosti kolejového roštu, modelovaného jako členěný prut s rámovými, nebo příhradovými spojkami
 v_0 amplituda počáteční deformace polohy, uvažovaná dle ČSN 73 6360-2 [26] jako mezní provozní odchylka polohy koleje na mezi bezodkladného zásahu IAL

Při kritickém zhodnocení principu metody kompletní analýzy jsou zřejmé její **výhody a nevýhody**. Metoda umožňuje zohlednit variabilitu konstrukčního uspořádání či zohlednit konkrétní hodnotu působícího svislého a vodorovného zatížení. Pakliže jsou známy okrajové podmínky, umožní metoda výpočet v zásadě jakéhokoli uspořádání z hlediska konstrukce i koleje. Při numerické analýze je navíc možné účinky zatížení kombinovat korektním způsobem a zohlednit tak historii deformací v rámci upevnění, což vede k hospodárnějšímu návrhu konstrukce.

Největší nevýhodou metody je fakt, že je stále založena na konceptu dovolených namáhání, byť předepisuje použití dílčích a kombinačních součinitelů. Součinitele jsou však voleny spíše na základě empirické zkušenosti, nikoli s ohledem na splnění definovaného indexu spolehlivosti. Při úspěšném posouzení navržené konstrukce tedy není zřejmé, jakou úroveň spolehlivosti lze očekávat. Je pravděpodobné, že při uvažování rozdílných způsobů provedení bezстыkové koleje na mostě (jako například kolejového lože, pevné jízdní dráhy, kontinuálně podepřené koleje, nebo koleje na prvkové mostovce s mostnicemi) bude úroveň spolehlivosti s ohledem na proměnlivé vstupní nejistoty značně rozdílná. Do posouzení navíc vnáší další nejistotu vlastní pnutí od výroby. V tomto ohledu probíhá v současnosti na FSv ČVUT další projekt s cílem převést metodiku posouzení do spolehlivostní povahy za použití deterministického spolehlivostního přístupu [27].

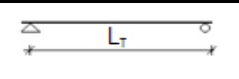
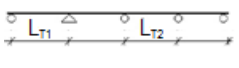
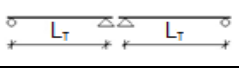
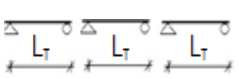
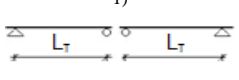
Nejistoty vykazuje také princip posouzení koleje při ztrátě stability. Z části jsou nejistoty způsobeny značnou variabilitou příčného odporu r_y , který závisí na řadě parametrů (provedení kolejového lože,

typ použitých pražců, míra zhutnění kolejového lože, stáří kolejového lože, použití pražcových kotev), přičemž uvažovaná hodnota 4,2 kN na pražec se pro mostní konstrukce s uzavřeným kolejovým ložem nejeví odpovídající. Také idealizace kolejového roštu formou členěného prutu nevede ke zcela korektním výsledkům, neboť není možné odpovídajícím způsobem zohlednit vodorovnou rotační tuhost v upevnění kolejnice k pražci, stejně jako není zcela jasné, jakým způsobem se do výpočtu zavede vliv rozdílné tuhosti betonových, dřevěných či ocelových Y-pražců. Posouzení zároveň žádným způsobem neřeší způsob stanovení počátečního tvaru vybočení při dané amplitudě v_0 , nebo možnost vybočení ve svislé rovině při nadzdvížení kolejnice, což je jistě reálný případ ztráty stability, ke kterému může dojít v případě nízké kvality kolejového lože a nízké hmotnosti kolejového roštu nejen v oblouku o malém poloměru.

2.3.3 Specifika posouzení v rámci normalizace platné v ČR

Fenomén spolupůsobení bezстыkové koleje s mostem je třeba zohlednit již při koncepčním návrhu konstrukčního uspořádání mostní konstrukce. V rámci předpisu **SŽDC S3** [3] jsou uvedeny maximální možné dilatační délky nosných konstrukcí. Tabulka dovolených dilatačních délek L_T je stanovena pro různá uspořádání mostních ložisek a zahrnuje jak spojitě, tak prosté mostní konstrukce, včetně konstrukcí sestávajících z více samostatných nosných konstrukcí. Požadavky na maximální dilatační délky vychází z výzkumu **prof. Frýby** [12], který na základě výsledků experimentu a analytického řešení soustavy diferenciálních rovnic (2.1) vyčíslil dilatační délky při, kterých je v koleji dosaženo limitní napětí.

Tab. 2.6: Dovolené dilatační délky mostních konstrukcí dle [3]

Uspořádání mostních ložisek a dilatující délka L_T	Tvar kolejnice ²⁾	Nosná konstrukce mostu								
		Ocelová					Ocelobetonová		Betonová	
		Kolejové lože pražce:		S mostnicemi uloženými:		S přímým upev. koleje	Kolejové lože pražce:		Kolejové lože pražce:	
		Dřevo	Beton	Centr.	Plošně		Dřevo	Beton	Dřevo	Beton
  	R65	125	90	70	23	20	160	120	180	130
	UIC60	110	80	66	23	20	140	103	156	113
	T,S 49	85	60	60	23	20	100	70	110	80
	R65	125	86	70	25	23	160	110	180	125
	UIC60	108	74	63	25	23	136	93	153	106
	T,S 49	75	51	50	25	23	90	60	100	70
1) 	R65	65	46	35	19	17	100	70	110	80
	UIC60	61	44	35	19	17	86	61	96	70
	T,S 49	55	40	35	19	17	60	45	70	50

Při kombinaci jednotlivých případů rozhoduje přísnější kritérium

1) Pro nové mosty nepřipustný případ

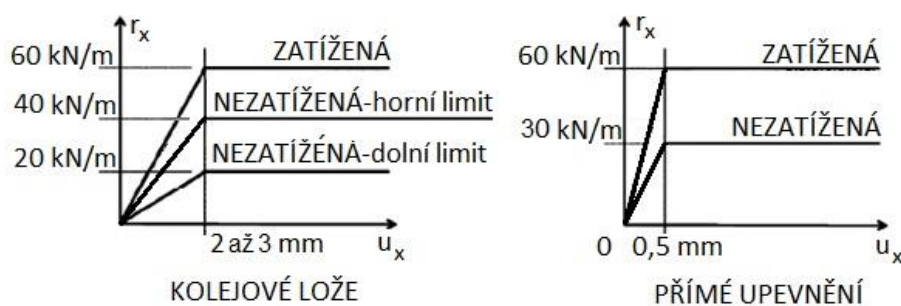
2) Kolejnice tvaru T jen u stávajícího stavu

Tabulka platí pro zřízení BK ve směrových obloucích $R \geq 400$ m

Případy neuvedené v tabulce musí být projednány a odsouhlaseny s OTH

Tímto způsobem byly stanoveny limitní dilatační délky pro ocelové, ocelobetonové i betonové mostní konstrukce. Při výpočtu byly vzaty v úvahu nejčastěji používané profily kolejnic a také všechny existující typy upevnění kolejnic s výjimkou kontinuálního upevnění. Stanovené dilatační délky (Tab. 2.6) poskytují užitečnou prvotní informaci pro předběžné posouzení zvoleného konstrukčního uspořádání mostní konstrukce. Na interakci má však vliv celá řada dalších parametrů, které při výpočtu nebyly brány v potaz, a proto je při následném návrhu třeba posoudit interakční chování podrobněji.

Podrobnější posouzení interakce BK s mostem upravují v rámci ČR normy [5] a [6], které jsou platné za předpokladu, že je na mostě vedena kolej 60E1 s minimální pevností v tahu 900 MPa. Při provedení kolejového lože musí být kolej osazena na těžkých betonových pražcích. V kolejovém loži musí být pod ložnou plochou pražce minimálně třicet centimetrů konsolidovaného štěrku. Dalším omezením platnosti normy je minimální dovolený poloměr směrového oblouku $r_{\min} = 1500$ m. Pražce mohou být umístěny v maximální osově vzdálenosti $u_{\max} = 65$ cm. Postupy výpočtu v rámci [5] a [6] předpokládají použití tuhoplastické nebo pružnoplastické (bilineární) závislosti podélného odporu r_x na podélném relativním posunu u_x .



Obr. 2.16: Bilineární idealizace podélného odporu dle [5]

Norma dále uvádí hodnoty plastického odporu pro nezatíženou kolej $r_{0,n} = 20$ až 40 kN/m a $r_{0,z} = 60$ kN/m, přičemž lze očekávat, že k dosažení plastického odporu dojde při relativním posunu u_x , pohybujícím se v rozmezí 2 až 3 mm pro kolejové lože, respektive 0,5 mm pro přímé upevnění dle [6]. Platnost normy je také omezena velikostí dilatační délky L_T , která je definována pro různá uspořádání mostních polí podobně jako v [3]. Při posouzení napětí v kolejnici vlivem kombinované odezvy koleje a konstrukce je dovolen přírůstek tahového napětí 92 MPa a přírůstek tlakového napětí 72 MPa, které jsou vyvozeny změnou teploty, rozjezdovými a brzdnými silami, případně také svislým zatížením od kolejové dopravy. Při podrobnější kompletní analýze je kritériem posouzení porovnání návrhové meze kluzu kolejnicové oceli s celkovým normálovým napětím v kolejnici respektujícím účinky všech působících zatížení a vlastní ho pnutí od výroby kolejnice.

Další návrhová kritéria, která je třeba výpočtem splnit, jsou mezní **hodnoty pro deformaci konstrukce**. Zde je třeba prověřit v případě zatížení rozjezdem a brzděním maximální vodorovný relativní posun δ_B mezi koncem nosné konstrukce a přilehlou opěrou. Limitní hodnoty pro δ_B mohou nabývat maximálních hodnot 5 mm pro jedno (nebo žádné) použité kolejové dilatační zařízení, respektive 30 mm pro dvě použitá dilatační zařízení. Při aplikaci speciálních opatření a dvou KDZ lze připustit i relativní posuny δ_B větší než 30 mm. Pro svislé zatížení od dopravy je třeba ověřit podélný posun δ_H a svislé nadzdvížení koleje δ_V (viz 2.2.1, Obr. 2.5). Posun δ_H je obecně omezen hodnotou 8 mm, pokud je použito jedno (nebo žádné) KDZ. Při aplikaci dvou KDZ, kdy lze kombinované chování konstrukce a koleje zanedbat, je posun δ_H omezen hodnotou 10 mm. Posun δ_V nesmí překročit hodnotu 3 mm pro traťové rychlosti menší nebo rovné 160 km/h, případně 2 mm pro rychlosti nad 160 km/h.

Analýzu interakce kolej – most lze dle národních předpisů v zásadě provést třemi způsoby. První dvě alternativy předpokládají posouzení interakce na analytickém modelu (Obr. 2.1) **metodou omezení**

limitních přírůstků napětí (2.3.1), nebo posouzení pomocí podrobnější **metody kompletní analýzy** (2.3.2). Při posouzení maximálního napětí v kolejnici se dle předpisů [5] a [6] zatížení rovnoměrnou teplotou mostu i kolejnice uvažuje s dílčím součinitelem $\gamma_T = 1,00$ a kombinační součinitel hodnotou $\psi_{0,T} = 1,00$. Při stanovení vodorovné reakce od interakce BK s mostem na ložisko, případně na prvky mostovky se uvažuje hodnota dílčího součinitele $\gamma_T = 1,50$. Kombinační součinitele se v tomto případě stanoví standardním postupem dle ČSN EN 1990/A1 [28].

Návrhové zatížení vyvozené svislým i vodorovným zatížením od dopravy se pro posouzení napětí v kolejnici dle [5] a [6] stanoví vynásobením dílčím součinitelem $\gamma_F = 1,45$ a kombinačním součinitelem $\psi_{0,F} = 1,00$. Pokud je předmětem posouzení stávající most starší 30 let, je možné na základě předpisu [29] uvažovat příznivější hodnotu dílčího součinitele zatížení od dopravy $\gamma_F = 1,30$. Při výpočtu účinků zatížení dopravou na ložiska nebo konstrukční prvky mostu uvažujeme dílčí součinitele stejně jako při posouzení namáhání kolejnice, kombinační součinitele se však uváží podle norem [5] a [28].

Důležitým aspektem při tvorbě analytického modelu je zahrnutí kolejnice v oblastech za oběma opěrami (viz Obr. 2.3 a Obr. 2.4). Zde se uvažují funkce podélných odporů, popisujících chování BK v **širé trati** a nabývajících nižších hodnot než při vedení na mostní konstrukci. Tyto hodnoty alespoň částečně uvádí drážní předpis **SŽDC S3/2** [4], který definuje nejmenší dovolené hodnoty plastického podélného odporu r_0 bezstykové koleje v širé trati jako 7 kN proti podélnému posunutí kolejnice na podkladnici, nebo pražci v jednom místě upevnění, tedy 11,2 kN/m při běžném rozdělení pražců $u = 0,6$ m, respektive 10 kN/m proti podélnému posunutí kolejového roštu v kolejovém loži.

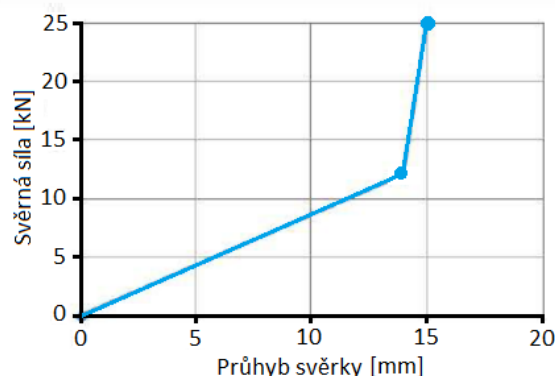
V případě kolejového lože tedy na jeden pražec připadá při rozdělení u podélný odpor hodnotou 6 kN. Podélný odpor se liší v závislosti na zvoleném typu pražců. Předpis [4] bohužel neuvádí hodnoty podélné tuhosti upevnění k_x , a také nerozlišuje interakční parametry zatížené a nezatížené koleje, které je při podrobnějším výpočtu třeba vyhledat v evropské literatuře. Předpis **SŽDC S3** [3] také zavádí průměrné hodnoty plastických příčných odporů $r_{0,y}$ proti příčnému posunutí kolejového roštu v otevřeném kolejovém loži. V tomto případě jsou uvažovány hodnoty:

- | | |
|--|-------------------------------|
| (1) $r_{0,y} = 7$ kN/m, 4,2 kN na 1 pražec | pro kolej s betonovými pražci |
| (2) $r_{0,y} = 5$ kN/m, 3 kN na 1 pražec | pro kolej s dřevěnými pražci |

Zvýšení příčného odporu lze docílit osazením pražcové kotvy. Toto opatření zvýší hodnotu příčného odporu až na 10 kN na jeden pražec. V [3] jsou také předepsány přibližné hodnoty spojitých svislých tuhostí kolejové dráhy k_z . V tomto případě jsou již v uvedené hodnotě zavedeny tuhosti jednotlivých komponent, tedy svislé tuhosti v upevnění, svislé tuhosti kolejového lože a také svislé tuhosti zemní pláně či kolejového žlabu. Obvyklé hodnoty svislých tuhostí při zatlačení kolejnice:

- | | |
|--|--|
| (1) $k_z = 5 \times 10^3$ kN/m ² | pro velmi špatnou kvalitu pražcového podloží |
| (2) $k_z = 10 \times 10^3$ kN/m ² | pro špatnou kvalitu pražcového podloží |
| (3) $k_z = 25 \times 10^3$ kN/m ² | pro standardní kvalitu pražcového podloží |
| (4) $k_z = 40 \times 10^3$ kN/m ² | pro tuhé podloží (mosty, tunely, pevná jízdní dráha) |

Svislá tuhost v opačném směru odolávající nadzdvižení koleje je dána zejména tuhostí pružné svěrky, kterou obvykle stanoví výrobce na základě experimentů (Obr. 2.17) Nicméně v případě kolejového lože je také třeba vzít v úvahu možné nadzdvižení celého kolejového roštu, proti kterému působí vlastní tíha roštu, případně při dostatečné konsolidaci i odpor kolejového lože proti nadzdvižení.



Obr. 2.17: Typický diagram závislosti síla/deformace pružné svěrky

Třetí možností posudku interakce bezстыkové koleje s mostem je použití **zjednodušených metod** pro mosty tvořené jednou nosnou konstrukcí. Dle tohoto posouzení lze interakci mostu s kolejí zanedbat v případech kdy, svislá zatížení na mostech s maximální dilatační délkou L_T menší než 40 m nevyvolají podélný posun δ_H větší než 5 mm. Zároveň však musí mít spodní stavba dostatečnou tuhost K tak, aby byl omezen podélný posun δ_B od brzdných či rozjezdových sil hodnotou 5 mm. V případě, že nejsou splněna výše zmíněná kritéria, lze interakci posoudit také pomocí **postupu uvedeného v příloze G** normy [5]. Tento postup umožňuje posoudit prostě podepřené nebo spojitě konstrukce sestávající z jednotlivých nosných konstrukcí a také konstrukce sestávající z řady po sobě následujících prostě podepřených nebo spojitých nosných konstrukcí mostu. Použití tohoto postupu je omezeno dilatační délkou 60 m pro ocelové mosty a 90 m pro betonové a ocelobetonové konstrukce. Základním principem tohoto posouzení je stanovení dovolené dilatační délky L_{TP} v závislosti na tuhosti spodní stavby a podélného posunutí horního okraje nosné konstrukce od její svislé deformace. Dovolená délka L_{TP} odpovídá délce, na které je pro příslušnou konstrukci do koleje vnesen přípustný přírůstek napětí a lze ji odečíst z grafů pro dvě varianty sad funkcí podélného odporu a dvě varianty součinitelů délkové teplotní roztažnosti α_T . Rozlišují se tedy následující varianty posouzení:

- (1) $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ [1/K]; $r_{0,n}/r_{0,z} = 20/60$ [kN/m]
- (2) $\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$ [1/K]; $r_{0,n}/r_{0,z} = 40/60$ [kN/m]
- (3) $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ [1/K]; $r_{0,n}/r_{0,z} = 20/60$ [kN/m]
- (4) $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ [1/K]; $r_{0,n}/r_{0,z} = 40/60$ [kN/m]

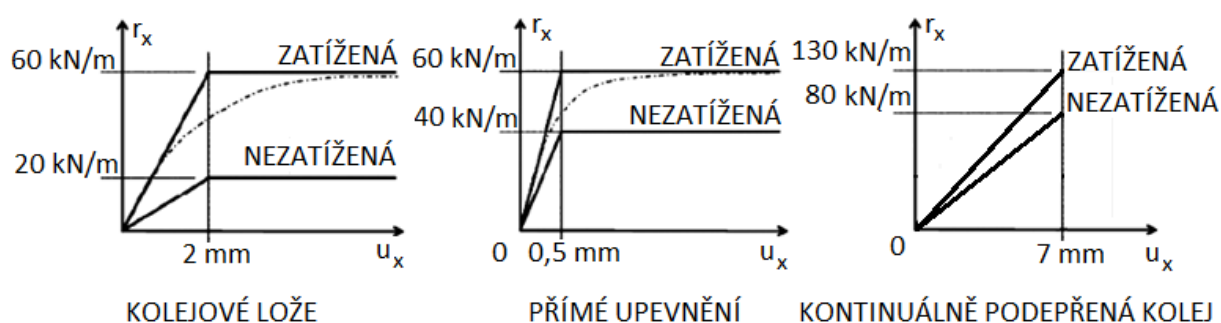
Při posouzení je vždy třeba respektovat obecné meze platnosti normy. Pokud je předmětem výpočtu mostní konstrukce sestávající z řady po sobě následujících nosných konstrukcí, norma v rámci přílohy G uvádí řadu dalších omezení své platnosti. Na základě uvedených postupů výpočtu je vždy možné stanovit vodorovné síly působící na ložiska, nebo v některých případech zjednodušeně stanovit síly působící na kolejnici.

Nevýhodou posouzení dle [5] je zejména její omezená platnost. Normový výpočet lze využít prakticky jen pro mostovky s kolejovým ložem. Tuto nevýhodu vynahrazuje předpis MVL 150 [6], který umožňuje značně variabilnější posouzení. Princip posouzení je však v každém případě založen na metodě dovolených namáhání a v budoucnu je třeba jej upravit za použití metod spolehlivosti. Mimo to jsou nejzásadnějším nedostatkem posouzení dle [5] a [6] nejasnosti při uvažování hodnot interakčních funkcí – zejména při použití progresivních systémů kontinuálně podepřené koleje, moderních systémů pevné jízdní dráhy, nebo v případě použití svěrek se sníženou držečností. Velkými nejistotami jsou také hodnoty svislé tuhosti v závislosti na uspořádání kolejového svršku a také nejasné hodnoty příčných odporů při uložení koleje v uzavřeném loži.

2.3.4 Posouzení interakce v rámci evropské normalizace

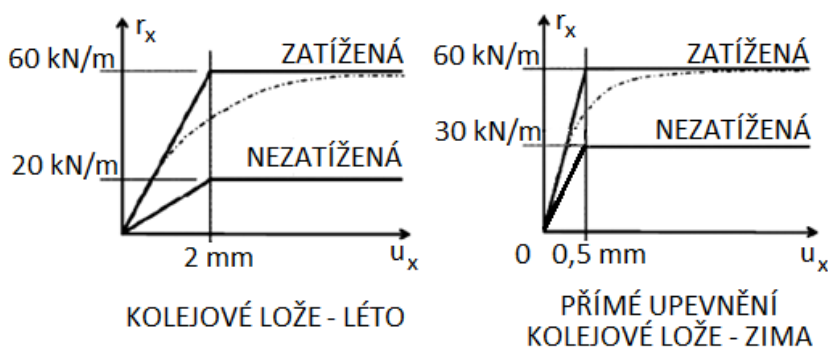
Při nejasnostech s volbou interakčních funkcí je možné vycházet z dalších evropských norem, které uvažují bilineární idealizaci průběhu podélného odporu pro mostovky s přímým upevněním, mostovky s kolejovým ložem i pro mostovky s kontinuálně podepřenou kolejnicí. Stejně jako v českých národních předpisech je i bilineární závislost v rámci evropské normalizace definována plastickým odporem r_0 a limitní hodnotou relativního posunu kolej – most u_0 , po jehož dosažení lze uvažovat plastický odpor železniční trati. Základní principy, metody i kritéria posouzení jsou pro všechny evropské předpisy velmi podobné jako v ČSN EN 1991-2. Posouzení dle platných norem se provede omezením maximálního přídatného napětí v koleji tak, jak bylo popsáno dříve a také omezením hodnoty posunu nosné konstrukce vůči závěrné zídce. Normy se od sebe liší zejména rozdílnými parametry, popisujícími funkce podélného odporu a také doporučením pro volbu dílčích součinitelů zatížení a kombinace. V normách zabývajících se problematikou interakce je popsána výhradně podélná nelineární tuhost upevnění, svislá tuhost není zpravidla stanovena.

Jedním z nejdůležitějších předpisů upravujícím postup posouzení interakce BK s mostem nad rámcem platného Eurokódu je předpis **UIC 774-3** [8], vydaný Mezinárodní železniční unií. Zde je podrobně definován princip chování BK na mostě. Předpis oproti Eurokódu je proveden metodou limitních přírůstků napětí, za předpokladu charakteristických hodnot zatížení. Dílčí ani kombinační součinitele se do posudku nezavádí. Dalším rozdílem jsou odlišně uvažované hodnoty interakčních parametrů a jasněji definované podélné tuhosti jednotlivých typů upevnění. Limitní hodnoty pro relativní posun kolej – most na mostovce s kolejovým ložem jsou uvažovány hodnotou $u_0 = 2$ mm, naproti tomu limitní relativní posuny mezi kolejnicí a uzlem upevnění pro mosty bez kolejového lože (tedy i pro prvkové mostovky) jsou uvažovány hodnotou $u_0 = 0,5$ mm. Tyto hodnoty platí jak pro případy zatížené koleje, tak pro případy nezatížené koleje. Mění se tedy pouze hodnoty plastických odporů $r_{0,n}$ a $r_{0,z}$ a tím pádem také podélné tuhosti jednotlivých typů upevnění. Dle [8] lze uvažovat hodnoty plastických odporů pro nezatíženou kolej v kolejovém loži v rozmezí od $r_{0,n} = 12$ kN/m (standardně udržovaná kolej) do $r_{0,n} = 20$ kN/m (pečlivě udržovaná kolej). V případě zatížené koleje je stejně jako v Eurokódu uvedena hodnota $r_{0,z} = 60$ kN/m. Pro mostovky bez kolejového lože je plastický odpor nezatížené koleje definován hodnotou $r_{0,n} = 40$ kN/m, respektive hodnotou $r_{0,z} = 60$ kN/m pro zatíženou kolej. Ve speciálních případech, kdy je použit progresivní systém kontinuálně podepřené koleje, je funkce podélného odporu dle [8] modelována pomocí lineární podélné tuhosti k_x . Pro nezatížený stav KPK lze uvažovat $k_{x,n} = 13$ kN/mm/m (vztaženo na metr běžný koleje), zatímco v případě zatížené koleje je třeba uvažovat $k_{x,z} = 19$ kN/mm/m. V rámci systému KPK je dovoleno dosáhnout maximálně relativního posunu $u_x = 7$ mm, kdy se materiál elastické zálivky upevnění chová stále pružně. Při překročení tohoto limitu by již v materiálu vznikly plastické deformace, čímž by byly negativně ovlivněny funkční vlastnosti upevnění. Přehled všech uvažovaných idealizovaných interakčních funkcí doporučených v UIC 774-3 je uveden na Obr. 2.18.



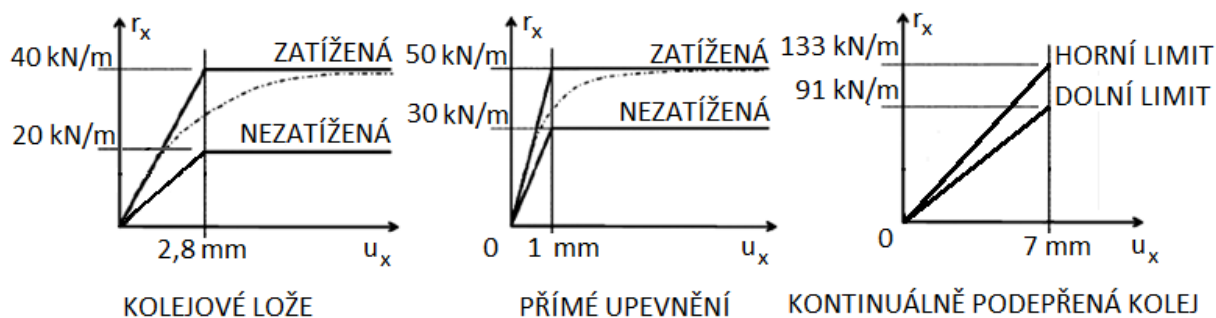
Obr. 2.18: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [8]

Německý návrhový podklad **DIN Fachbericht 101** [11] zavádí poněkud odlišný postup. Zatímco způsob modelování tuhosti upevnění pomocí bilineární funkce podélného odporu je zachován, chování kolejového lože se mění v závislosti na ročním období. V případě letního období je tuhost kolejového lože nižší a v zimním období je uvažováno s hypotetickou možností zamrznutí kolejového lože. V takovém případě se celý relativní posun plně zamrzlého kolejového lože odehrává pouze v upevnění kolejnice, čímž se značně zvýší podélná tuhost v rámci upevnění kolejnice k mostovce. Z tohoto důvodu lze kolejové lože v období minimálních teplot modelovat obdobně jako mostovky bez kolejového lože. V letním období se uvažuje plastický odpor nezatíženého kolejového lože hodnotou $r_{0,n} = 20$ kN/m, při limitním posunu $u_{0,n} = 2$ mm. V zimním období vzroste tuhost lože i velikost plastického odporu, které jsou dány hodnotami $r_{0,n} = 30$ kN/m a $u_{0,n} = 0,5$ mm. Plastický odpor pro zatíženou kolej je v obou obdobích uvažován shodně hodnotou $r_{0,z} = 60$ kN/m, nicméně tuhosti jsou uvažovány rozdílně. V letním období je předepsán limitní posun $u_{0,z} = 2$ mm a v zimním období $u_{0,z} = 0,5$ mm. Podélné interakční parametry pro mostovky bez kolejového lože jsou shodné s parametry uvažovanými pro zamrzlé kolejové lože. V koleji tedy lze dosáhnout plastických odporů $r_{0,n} = 30$ kN/m při nezatížené koleji, respektive $r_{0,z} = 60$ kN/m při svisle zatížené koleji. Všechny interakční funkce doporučené v [11] jsou rekapitulovány na Obr. 2.19. Německý návrhový podklad bohužel nezahrnuje informace popisující interakci systému KPK s mostní konstrukcí.



Obr. 2.19: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [11]

Zajímavé hodnoty dále uvádí také parametry uvedené v dalších evropských zemích. Například v **Nizozemí** se parametry pro výpočet uvažují podle národní přílohy [9], kde je funkce podélného odporu na mostě idealizována podobně jako v předešlých případech bilineárně. Jsou zde nicméně uvedeny značně rozdílné interakční parametry pro mostovky s kolejovým ložem. Hodnoty plastických odporů jsou obecně nižší, přičemž uvažovaný limit relativního posunu je vyšší. Důsledkem je výrazně nižší podélná tuhost kolejového lože. Plastické odpory na mostě mají být dle [9] uvažovány hodnotou $r_{0,n} = 20$ kN/m pro nezatíženou kolej a $r_{0,z} = 40$ kN/m pro zatíženou kolej. Limitní relativní posun, po jehož dosažení se kolejové lože začne plasticky přetvářet, je stanoven hodnotou $u_0 = 2,8$ mm pro všechny případy. Nizozemská národní příloha také definuje narozdíl od dalších evropských norem také interakční funkce pro kolejové lože v **širé trati**. V tomto případě mohou být uvažovány plastické odpory $r_{0,n}$ v rozmezí od 10 do 20 kN/m pro nezatíženou kolej a v rozmezí od 20 do 30 kN/m pro zatíženou kolej.



Obr. 2.20: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [9]

Pro mostovky s přímým upevněním nizozemské předpisy také zavádějí bilineární idealizaci, ale v tomto případě se za mez plastického přetváření pro zatíženou i nezatíženou kolej uvažuje hodnota $u_0 = 1$ mm. Plastický odpor koleje je potom $r_{0,n} = 30$ kN/m pro nezatíženou kolej a $r_{0,z} = 50$ kN/m pro zatíženou kolej. Parametry funkce podélného odporu uvažovaného pro systémy KPK jsou v případě nizozemské normy definovány podobným způsobem jako v UIC 774-3, nicméně dle nizozemských norem nezávisí rozptýl tuhosti elastické zálivky na přitížení kolejnice, nýbrž je přímo ovlivněn materiálovými vlastnostmi použité elastické zálivky. Posledním předpisem, který uvádí trochu odlišné hodnoty, je **norská národní příloha** [10] Eurokódu, která modeluje interakční funkce podobným způsobem jako v případě UIC 774-3, pouze s tím rozdílem, že plastický podélný odpor nezatížené koleje v kolejovém loži na mostě předepisuje hodnotou $r_{0,n} = 30$ kN/m.

2.3.5 Průzkum odborné literatury

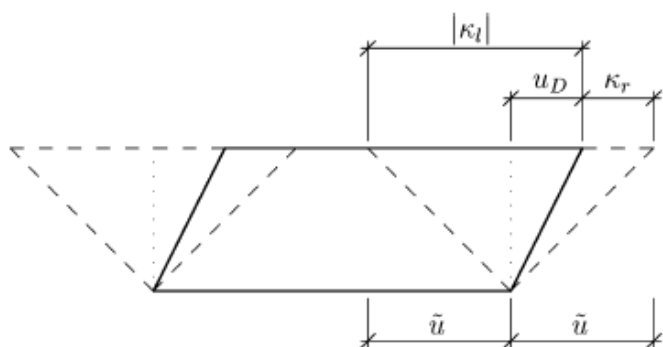
Teoretické základy problematiky interakce BK s mostem položil **Fryba** v publikaci Dynamika železničních mostů [12] a dále pokračoval ve studiu dynamického chování systému most-kolej-vozidlo [30]. Ve výzkumu pokračovali další uznávaní odborníci, mimo jiných např. **Esveld, Freystein, Ruge, Birk**. Poznatky z jejich výzkumu byly z velké části zahrnuty do evropských norem. Nicméně výzkum fenoménu interakce BK – most se stále rozvíjí a přináší nové zásadní poznatky užitečné pro praktický návrh konstrukce.

V rámci výzkumu **prof. Fryby** [12] bylo provedeno in-situ měření celkem na třech mostech. Byly posouzeny mosty s prvkovou mostovkou, s přímým upevněním i s kolejovým ložem. Pro účely stanovení interakčních funkcí byly měřeny poměrné deformace koleje v několika kritických řezech, relativní posuny mezi kolejí a mostem a samozřejmě také teploty koleje, nosné konstrukce a ovzduší. Za počáteční stav, ke kterému byly přírůstky napětí vztaženy, byl zvolen okamžik, při kterém byla teplota kolejnice shodná s její upínací teplotou. Podélný odpor nebyl z experimentu přímo vyhodnocen. Analytickým řešením soustav diferenciálních rovnic byly získány průběhy napětí v kolejí při uvažování různých podélných odporů. Hodnota podélného odporu, která poskytla nejlépe přiléhavé výsledky k experimentu, byla prohlášena za naměřenou. Výsledky výzkumu byly implementovány do drážního předpisu S3, zejména v podobě stanovení dovolených dilatačních délek (viz 2.3.1) pro různá uspořádání konstrukce. Bohužel zmíněný výzkum sledoval zejména účinky termického spolupůsobení a neuvážoval možné zvětšení přírůstků napětí od vodorovného a svislého proměnného zatížení.

Návrhová kritéria daná evropskými normami mají mnohá omezení a také jejich limitní hodnoty jsou konzervativní. **Geissler a Freystein** uvedli studii [11], ve které shrnuli vývoj poznání kombinované odezvy kolej – most, provedli numerickou parametrickou studii a navrhli nové, méně konzervativní hodnoty pro limitní napětí v kolejnici. Dle jejich výzkumu lze pomocí metody kumulace únavového poškození prokázat možnost zvýšení přídatných tahových napětí v kolejnici na 112 MPa. Při použití vhodných upevňovadel je také možné zvýšit limitní hodnotu tlakového napětí na 92 MPa z důvodu

zvýšené rámové tuhosti kolejového roštu, a tedy i zvýšené odolnosti roštu proti vybočení. Toto zejména platí pro přímé upevnění na mostních konstrukcích. Dle [11] má být při proměnlivé traťové rychlosti v případě kolejového lože uvažován limitní přírůstek napětí v tlaku vždy neměnnou hodnotou (standardně 72 MPa), přestože německé normy uvádějí s nižšími traťovými rychlostmi také nižší bezpečnostní teplotní přírážky. Při nižší traťové rychlosti jsou totiž umožněny vyšší geometrické tolerance polohy koleje, což negativně ovlivňuje stabilitu koleje z důvodu vyšších počátečních imperfekcí. Zmíněná studie hodnotí vliv jednotlivých parametrů ovlivňujících velikost přídavných napětí a deformací v koleji na mostě. Získané poznatky byly zapracovány do předpisu DIN Fachbericht 101, zabývajícího se interakcí mostní konstrukce s BK.

K pochopení problematiky významně přispěli také **Ruge a Birk** [24], kteří ve svém článku představili rozdíly ve výsledcích získaných lineární superpozicí napětí dle platných norem a korektnější nelineární analýzou. Nelineární analýza předpokládá počáteční relativní posun mezi kolejí a mostem u_D , který částečně vyčerpá elastickou kapacitu upevnění. Každý další přírůstek zatížení tedy musí předpokládat jinou zbývající hodnotu pozitivní elastické kapacity κ_r , respektive negativní elastické kapacity κ_l . Princip deformační kapacity je zřejmý z Obr. 2.21.

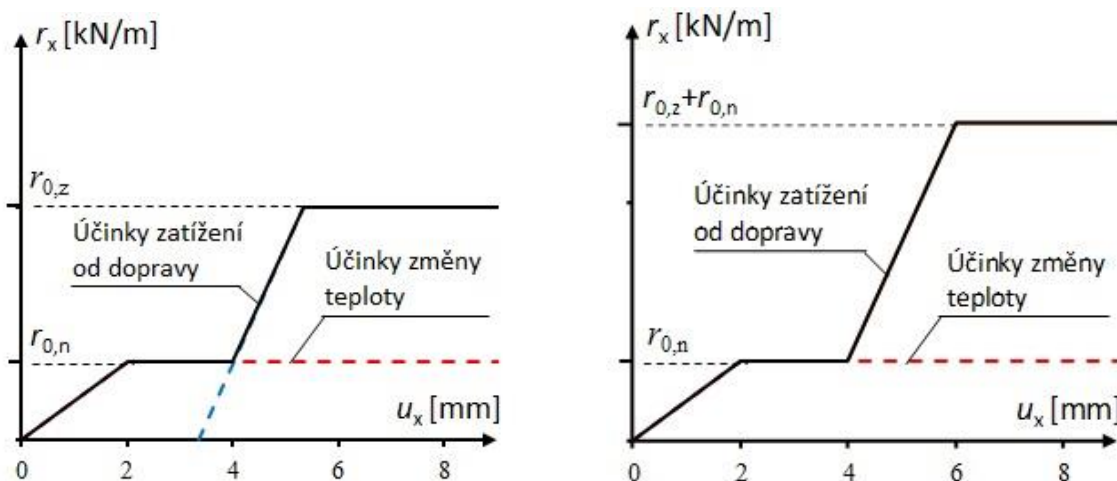


$$\kappa_r = \tilde{u} - u_D \quad (2.15)$$

$$\kappa_l = -\tilde{u} - u_D \quad (2.16)$$

$$-2\tilde{u} \leq \kappa_l \leq 0, 0 \leq \kappa_r \leq 2\tilde{u} \quad (2.17)$$

Obr. 2.21: Definice deformační kapacity systému upevnění kolejnice – převzato z [24]



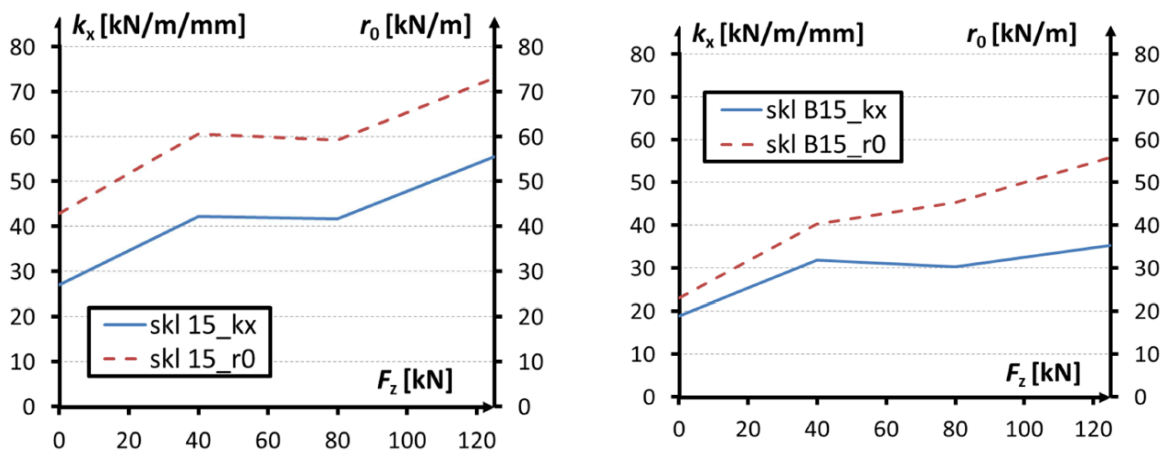
Obr. 2.22: Rozdíly mezi analýzou respektující historii zatížení (vlevo) a lineární superpozicí zatěžovacích stavů (vpravo)

Pro popis reálné interakce koleje s mostem tedy není vhodné použít prostou lineární superpozici. Jednotlivé kombinace zatížení je nutné posuzovat společně, neboť dosažení hodnoty plastického odporu závisí na historii zatížení (viz Obr. 2.22). Výsledné rozdělení zón s dosaženou hodnotou $u_0 = \tilde{u}$ a tedy i r_0 je v porovnání s normovým výpočtem odlišné, což má zpravidla pozitivní vliv na redistribuci napětí v kolejnici. Tento způsob výpočtu je tedy pro ekonomicky přívětivý návrh optimální, nicméně jeho

provedení je náročné a vyžaduje korektní kombinování zatěžovacích stavů se zohledněním historie zatížení.

Evropské normy upravující interakci BK-most nestanovují velikosti podélných odporů v širé trati, ačkoli jsou tyto hodnoty pro analytické modelování problému nezbytné. V této oblasti byla naštěstí provedena řada experimentů a je tedy možné se opřít o jejich výsledky zpracované do národních příloh či interních předpisů organizací správy železničních tratí. Pro účely návrhu lze v ČR využít například hodnoty uvedené v [4]. Zde bohužel není uvedena tuhost kolejového lože a není rozlišena velikost plastického odporu v případě různých úrovní přitížení koleje. Toto chování je však popsáno například v [9] a bylo uvedeno v předcházejícím odstavci 2.3.4.

Nicméně výsledky dalších experimentů popisujících chování bezстыkové koleje v širé trati udávají také odlišné hodnoty. V publikaci **Esvelde** Improved knowledge of CWR track [31] jsou uvedeny vyšší hodnoty plastického odporu v širé trati kolejového lože $r_0 = 18$ kN/m, přičemž podélný odpor trati s přímým upevněním je 31,6 kN/m. Podélná tuhost kolejového lože v širé trati je stanovena hodnotou $k_x = 5$ kN/mm/m. Experiment provedený na univerzitě v Delftu na části kolejového roštu poskytl podobné hodnoty. Vyhodnocená hodnota plastického odporu je zde uvedena jako 19 kN/m při dosaženém posunu 5 mm a rovněž odpor v upevňovacím uzlu je stanoven podobnou hodnotou 30 kN/m. Experiment provedený v Sao Paulu [32] uvádí nižší hodnoty v závislosti na použitém materiálu pražce. Zde byly vyhodnoceny maximální plastické odpory kolejového roštu v rozmezí od 6,5 kN/m (pro ocelové pražce) do 10 kN/m (pro betonové pražce) při dosažení posunu 15 mm. Nicméně tyto hodnoty mohou být ovlivněny zvoleným systémem upevnění kolejnic k pražci, protože zde byl aplikován alternativní systém výrobce Pandrol.



Obr. 2.23: Interakční parametry přímého upevnění Vossloh 300 v závislosti na úrovni svislého přitížení – převzato z [33] (vlevo: DFF 300 se svěrkou Skl 15; vpravo: DFF 300 se svěrkou Skl 15 B)

Problematické je také nastavení interakčních parametrů přímého upevnění. V normách (s výjimkou [3]) nelze dohledat hodnoty svislé tuhosti pevné jízdní dráhy. Také není jasné, jakým způsobem se do výpočtu promítne případný návrh svěrek se sníženou drážebností, nebo přesná úroveň svislého přitížení kolejnice. Výzkum v této oblasti byl proveden na **FSv ČVUT**. Předmětem zkoušení byl vzorek s přímým upevněním Vossloh DFF 300 ve dvou modifikacích – se standardní svěrkou Skl 15, respektive se svěrkou Skl 15 B (se sníženou drážebností). Výsledné hodnoty interakčních veličin byly zjištěny při proměnlivé teplotě a úrovni svislého zatížení. Svislá tuhost v zatlačení k_z , vztažená na jeden běžný metr koleje, byla v závislosti na teplotě určena hodnotami v rozmezí 90 kN/mm/m (při $T > 20$ °C) až 140 kN/mm/m (při $T = -20$ °C) [34]. Při použití svěrky Skl 15 byly vyhodnoceny hodnoty podélného odporu v rozmezí od 40 kN/m (pro nezatíženou kolej) do 70 kN/m (pro kolej zatíženou kolovou silou 125 kN). Použitím svěrky Skl 15 B lze podélné odpory zredukovat, při nezatížené koleji byla

vyhodnocena hodnota 25 kN/m, respektive 60 kN/m v případě koleje zatížené kolovou silou 125 kN. Hodnoty limitního relativního posunu při dosažení plastického odporu byly určeny v rozmezí 1,1 až 1,6 mm, tedy výrazně odlišnými hodnotami v porovnání s normovou hodnotou 0,5 mm [33]. Vyhodnocené hodnoty plastických podélných odporů r_0 a podélných tuhostí k_x upevnění DFF 300 v závislosti na hodnotě kolové síly a použité svěrcce jsou uvedeny na Obr. 2.23.

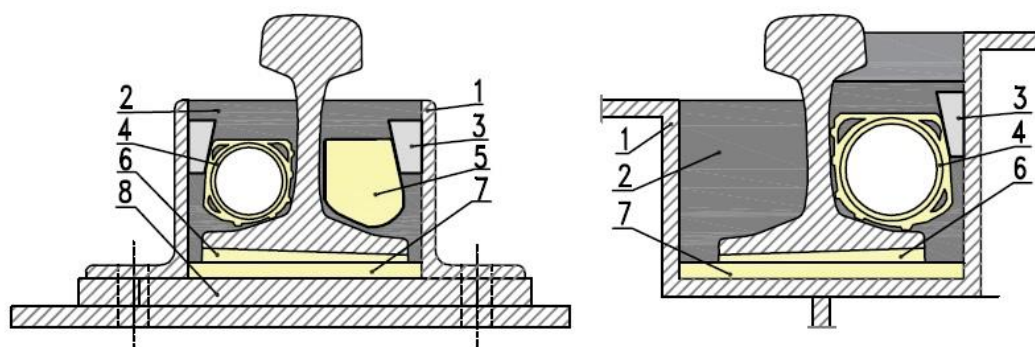
2.4 Kontinuálně podepřená kolej

Systémy kontinuálního podepření kolejnic představují inovativní řešení železničního svršku. Připomeňme, že tato práce se soustředí na systémy vytvořené umístěním kolejnice do žlabu, kde je následně upevněna zalitím elastickou zálivkou v tekutém stavu, a to bez použití ocelových prvků a drobného kolejiva. Mezi nejvýznamnější výrobce takových systémů KPK patří v současné době například firmy edilon)(sedra se systémem ERS Corkelast [2], Pandrol se systémem CDM – PTrack, Ortec Powerflex, Gantrex Polyurethane ERS a další. Metodika pro posouzení interakce mezi KPK a mostní konstrukcí vytvořená v rámci této práce bude při splnění definovaných požadavků použitelná pro libovolný systém kontinuálního podepření koleje.

Geometrické provedení příčného řezu KPK je velmi variabilní. Žlab systému KPK může být proveden ze dvou úhelníků nasazených přímo na ocelové či betonové desce mostovky. V případě nasazení takového žlabu na ocelovou desku je vhodné pro zmenšení lokálního účinku zatížení použít ocelovou roznášecí desku. Žlab s KPK je také možné integrovat přímo do desky mostovky. Příčný řez může být navíc jak symetrický, tak i nesymetrický podle svislé osy, což má samozřejmě dopad na množství použité upevňovací zálivky, potažmo na interakční vlastnosti systému upevnění.

Na rozhraní elastické zálivky a žlabu, a také elastické zálivky a kolejnice musí být použit penetračně-adhezní nátěr, provedený na připravený otryskaný povrch. Pokud nejsou tyto kontaktní plochy řádně připraveny, může dojít k nežádoucí deperaci, prokluzům a poruchám upevnění vedoucím ke snížení tuhosti (držebnosti) upevnění. Upevňovací zálivka je tvořena materiálem na bázi polymeru s nižším stupněm zesílení – termoplastickým elastomerem (TPE), či polyuretanem (PUR) obdobných vlastností. Vlastnosti zálivky jsou s ohledem na interakční chování KPK stěžejní a je třeba je volit s ohledem na dosažení požadované úrovně tuhosti a současně vysoké hodnoty tažnosti. Případně mohou být použity vícesložkové materiály. Účelné je v tomto smyslu například použití polyuretanu v kombinaci s korkem. Další komponentou systému upevnění je souvislá podložka, na kterou je ve žlabu umístěna kolejnice. Mezi podložkou a patou kolejnice jsou diskrétně umístěny klínové podložky, umožňující provedení úklonu kolejnice. Obě tyto komponenty jsou zpravidla vyrobeny z materiálu na bázi polyuretanu, nebo elastomeru s nižším stupněm zesílení.

Množství použité zálivky má samozřejmě dopad na cenu upevnění. Objem zálivky je proto vhodné redukovat pomocí vylehčovacích komponent. Vylehčení je možné provést pomocí trubky, zpravidla vytvořené z tuhého polymeru s vyšším stupněm zesílení (např. PVC), nebo pomocí vylehčovacího bloku, vyrobeného z polyuretanu o vyšší tuhosti než vykazuje elastická zálivka. Vylehčovací komponenty mohou být jistě vyrobeny i z jiných materiálů, ty jsou však mimo rozsah této práce. Upevnění vylehčovacích komponent ve žlabu je provedeno pomocí diskrétně umístěných fixátorů. Vylehčovací komponenty mohou být aplikovány symetricky i nesymetricky podle svislé osy. Kromě příznivých dopadů na cenu má charakter použitých vylehčovacích komponent vliv také na interakční parametry upevnění. Vliv diskrétních prvků upevnění – klínových podložek a fixátorů – lze při stanovení interakčních parametrů systémů KPK předpokládat velmi nízký a v rámci této práce je zanedbán.



Obr. 2.24: Variabilita provedení příčných řezů systémů KPK: vlevo – nasazený žlab, realizovaný dvojicí úhelníků, vpravo – žlab integrovaný do mostovky. Použité komponenty upevnění: 1 – ocelový žlab; 2 – elastická zálivka upevnění; 3 – fixátor vylehčení; 4 – vylehčovací trubka; 5 – vylehčovací blok; 6 – klínová podložka; 7 – podložka pod patu kolejnice; 8 – roznášecí plech

Po ztuhnutí zálivky nabývá kontinuální upevnění tuhost v podélném, svislém a příčném směru. Zmíněné tuhosti mají nelineární charakter v závislosti na deformaci a lze jimi definovat interakční parametry systému kontinuálního podepření, popisujícího přenos sil mezi kolejnicí a mostem (nebo jinou podpůrnou konstrukcí). Nejdůležitějším parametrem je nelineární podélná tuhost upevnění, přesněji řečeno funkce podélného odporu r_x proti relativní deformaci upevnění u_x a také svislá tuhost upevnění k_z . Příčná tuhost a rotační tuhost kolem podélné osy systémů KPK je značná a uplatní se spíše okrajově při podrobném posouzení stability KPK, což není předmětem řešení této práce.

Jak bylo ukázáno v průřezu souvisejících předpisů dříve, jedinou oporu při volbě interakčních funkcí KPK poskytuje nizozemská národní norma [9], případně předpis UIC 774-3 [8], který však stejně vychází z údajů nizozemské normy (Obr. 2.20). Oba předpisy uvádí pouze parametry podélné interakce, svislá tuhost není ani v jednom definována. Podélný odpor se má dle těchto předpisů uvažovat lineárně závislý na podélné deformaci upevnění u_x , přičemž limitní deformace kontinuálního upevnění je stanovena hodnotou 7 mm. Podélnou tuhost lze uvažovat v rozmezí 13 až 19 kN/mm/m. Jakým způsobem by měla být tuhost v daném rozmezí volena, však normy popisují rozporuplně. Předpis [8] uvádí, že nižší úroveň tuhosti má být uvažována při svisle nezátížené trati, zatímco vyšší úroveň při svisle zatížené trati. Norma [9] naproti tomu udává, že volba podélné tuhosti závisí na provedení KPK, přičemž podrobněji způsob volby tuhosti nespecifikuje. Současně dostupné informace v normách jsou tedy rozporuplné.

Předpisy také neobsahují žádnou zmínku o zohlednění vlivu termomechanického chování, či závislosti tuhosti na rychlosti zatížení, které lze u materiálů na bázi polymerů předpokládat. Stejně tak není definováno, jakým způsobem konkrétně ovlivňuje návrh geometrie příčného řezu interakční parametry systému KPK. V další části kapitoly jsou tedy pro doplnění uvedeny závěry podrobného průřezu dostupné odborné literatury. Nejprve jsou diskutovány vlastnosti polymerů, jejichž znalost je potřebná s ohledem na formulaci hypotetického chování systémů KPK, které bude dále v práci prověřeno. Dále je proveden průřez v oblasti modelování a vývoje systémů KPK a v neposlední řadě také průřez v oblasti experimentální analýzy předmětného systému upevnění.

2.4.1 Vlastnosti polymerů

Návrh materiálu upevnění sice není předmětem výzkumu v rámci disertační práce, nicméně pro pochopení chování systému KPK je třeba zabývat se i materiálovými vlastnostmi jeho komponent. Polymerní látky na rozdíl od tradičních stavebních hmot vykazují mechanicky značně nelineární chování. Z tohoto důvodu je velice potřebné vytipovat a prověřit vlivy, které mohou způsobit změnu vlastností materiálu a ovlivnit tak spolupůsobení koleje s podpůrnou konstrukcí. Dále je třeba si uvědomit, že

materiál sestává z více komponent, které mají rozdílné vlastnosti. Určující komponentou chování upevnění je již zmíněná vícesložková elastická zálivka tvořená nejčastěji materiálem na bázi termoplastického polyuretanu s příměsí korku či minerálního plniva. Elastická podložka je rovněž tvořena materiálem na bázi polyuretanu, stejně tak jako vylehčovací bloky. Alternativně lze objem elastické zálivky vylehčit použitím PVC trubky.

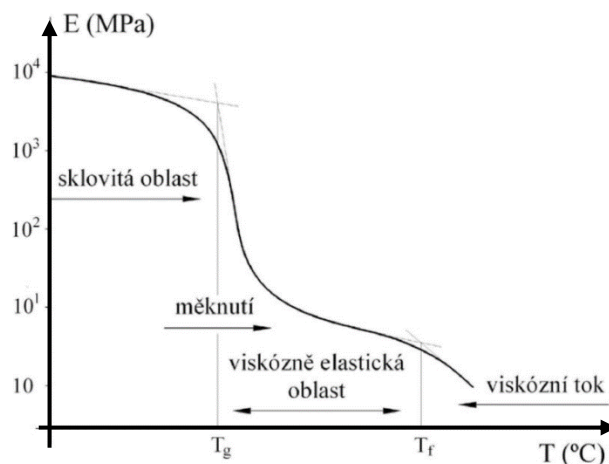
Nelineární chování polymerů:

- **Bimodulární chování:**

Polyuretany, ze kterých je vyrobena elastická zálivka a podložka pod patu kolejnice, jsou tažné s relativně malou tuhostí a nemají výraznou mez kluzu. Jejich deformaci je třeba omezit, aby nedošlo k nadměrnému přetváření a nevratným změnám struktury materiálu. Polyuretany používané v rámci vylehčovacího bloku jsou tužší, ale křehčí s nižší tažností. PVC používané v případě vylehčení objemu elastické zálivky je tuhým termoplastem s nižší tažností a výraznou mezí kluzu. Pracovní diagram je sice pro všechny materiály v tahu a tlaku podobný, ale vykazuje rozdílnou tuhost, charakterizovanou rozdílným modulem pružnosti E v tlaku a tahu.

- **Vliv teploty:**

Mechanické vlastnosti polymerů jsou závislé na teplotě. V případě zvyšující se teploty se obecně snižuje tuhost (modul pružnosti) a zároveň se zvyšuje tažnost materiálu. Při dosažení přechodové teploty se navíc může tuhost a tažnost měnit skokově. Použití materiálu je ovlivněno zejména teplotou skelného přechodu T_g , při které přechází materiál z oblasti sklovitého stavu do stavu kaučukovitého. Při dosažení teploty tání T_f dochází k viskóznímu toku a materiál ztrácí svou tuhost. Tepelně závislé chování mechanických vlastností materiálu je ovlivněno zejména jeho strukturou.



Obr. 2.25: Závislost modulu pružnosti zesítěného polymeru na teplotě

- **Viskoelasticita:**

Deformace polymerů je časově závislá, tedy při rychlém zatěžování bude materiál tužší a pevnější, zatímco při pomalejším zatěžování bude materiál poddajnější. Toto chování je třeba zahrnout do výpočtu, neboť je v reálném provozu konstrukce zatížena pozvolnou teplotní změnou a rychlým zatížením od železničního provozu. Při působení konstantní deformace na polymerní strukturu také dojde k relaxaci napětí, na druhou stranu při působení konstantního napětí dojde k dotvarování a růstu podélných deformací. Pokud nedojde k plastickému přetvoření a napětí z materiálu vymizí, dojde ke elastickému zotavení (zpětnému křípu) a deformace se vrátí zpět do výchozí polohy.

Ačkoli jsou ve většině komponent použity materiály na bázi polyuretanu, jejich vlastnosti mohou být velice odlišné. Z tohoto důvodu musí být zjištěny materiálové charakteristiky všech komponent, které lze použít v rámci systému KPK. Značný vliv na mechanické vlastnosti má struktura polymeru, nebo případné kombinování s jiným materiálem.

Vliv struktury polymeru na jeho vlastnosti:

- **Tvar makromolekul:**

Polymery jsou tvořeny dlouhými makromolekulami, tvořenými řetězcími se základními stavebními jednotkami – monomery. Makromolekuly mohou být lineární, rozvětvené, nebo síťované. Tyto tvary ovlivňují hustotu materiálu, na které jsou závislé její mechanické vlastnosti. Nejvyšší pevností, tuhostí a teplotní odolností se vyznačují polymery se síťovanou strukturou. Maximální poddajnost vykazují polymery s rozvětvenými makromolekulami a nízkým stupněm zesíťování.

- **Velikost makromolekul:**

Velikost makromolekul se vyjadřuje molární hmotností M polymeru nebo polymeračním stupněm n , který udává počet monomerních jednotek o hmotnosti M_0 tvořících makromolekulu. Vztah mezi polymeračním stupněm a molární hmotností je jednoduchý a je uveden v rovnici (2.19). Molární hmotnost ovlivňuje teplotu tání, tekutost taveniny a mechanické vlastnosti polymeru. Vyšší molární hmotnost zvyšuje pevnost či tuhost, ale naopak snižuje tažnost.

$$M = M_0 \cdot n \quad (2.19)$$

- **Mezimolekulární síly:**

V makromolekule jsou atomy vázány silnými kovalentními vazbami. Mezi jednotlivými makromolekulami však působí mezimolekulární síly, které jsou dány rozložením náboje ve valenční sféře molekuly, tedy její polaritou. V případě nesymetrického rozložení vznikají mezi molekulami dipólové síly a mluvíme o polárních materiálech. V případě symetrického rozmístění náboje se jedná o nepolární materiál. S větší polaritou materiálu vzrůstá také její pevnost a tuhost, přičemž klesá tažnost.

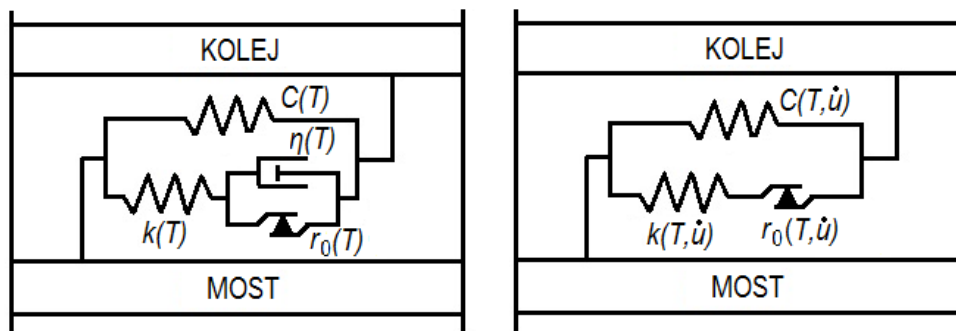
- **Uspořádání makromolekul:**

Z hlediska vzájemného uspořádání makromolekul ve struktuře polymeru lze rozlišit amorfní, respektive semikrystalické polymery. Amorfní polymery jsou nahodile uspořádané, zatímco v případě semikrystalických polymerů se střídají oblasti neuspořádané a uspořádané. Se zvyšující se mírou krystalinity roste hustota polymeru a jeho pevnost, přičemž klesá tažnost a rázová houževnatost.

- **Kombinování materiálů:**

Mechanické vlastnosti lze ovlivňovat kopolymerací, při které dochází k vhodné syntéze dvou monomerů s rozdílnými vlastnostmi. Další možností úpravy vlastností je použití přísad nebo příměsí.

Lze předpokládat, že pro globální chování systému kontinuálního upevnění bude v největší míře určující materiál elastické zálivky. Dvousložková elastická zálivka odpovídá z hlediska struktury materiálům s lineárními makromolekulami, nižším stupněm zesíťování a také nižší molární hmotností. Pracovní diagram materiálu upevňovací zálivky je podobný houževnatým polymerům typu pryže a vykazuje hyper-elastické chování se zpevněním. Z hlediska materiálových nelinearit lze u takového materiálu jistě usuzovat na změnu parametrů v závislosti na teplotě a také v závislosti na rychlosti zatížení, z důvodu viskoelasticity materiálu. V zásadě podobné chování lze jistě očekávat od celého systému kontinuálního upevnění.



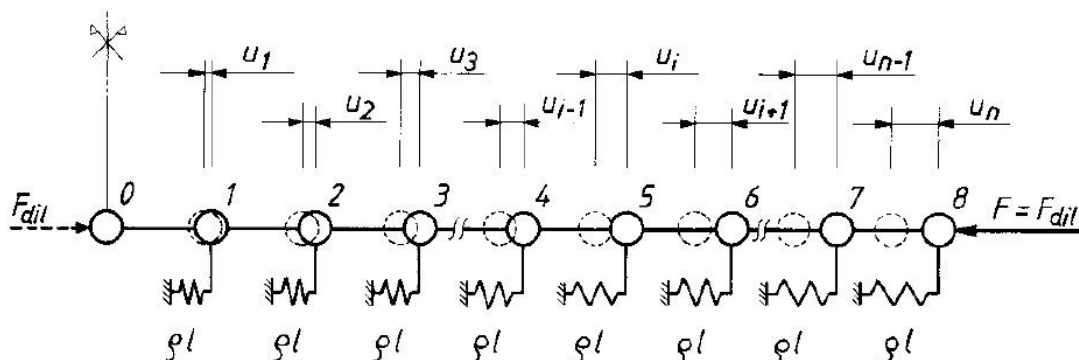
Obr. 2.26: Modely hyper-visko-elasto-plastického chování systému KPK (vpravo: reálnější model zahrnující viskózní tlumič; vpravo: zjednodušený model zanedbávající viskózní tlumič)

V důsledku je tedy pro korektní **konstitutivní modelování** systému kontinuálně podepřené koleje nezbytné uvažovat komplexní model respektující hyper-visko-elastické chování. V odborné literatuře se tomuto tématu věnuje řada výzkumných prací. Kumar [35] navrhl ve své práci modelovat chování polymerů typu pryže prostřednictvím hyper-visko-elastického modelu. Tento model se však nejeví pro modelování systému KPK vhodný, neboť nepostihne chování v oblastech blízcích se mezi pevnosti. **Reálnější model** použil ve své práci Boukamel [36], který do modelu přidal plastický článek, paralelně připojený k viskóznímu tlumiči (Obr. 4.1-vlevo). Přesnost modelu lze modifikovat paralelním zapojením různého počtu přidaných Maxwellových článků. Pokud se popis KPK nastíní optikou problematiky interakce bezstykové koleje, odpovídá parametr $k(T)$ podélné tuhosti upevnění, $r_0(T)$ plastickému podélnému odporu, $C(T)$ zavádí zpevnění systému a $\eta(T)$ zohledňuje viskozitu materiálu upevnění. Proměnná T reprezentuje vliv teploty na materiálové charakteristiky.

Definovaný model je však pro inženýrské použití příliš složitý, zejména s ohledem na zavedený parametr viskozity, kterou nelze v běžně používaných specializovaných softwarech pro řešení stavebních konstrukcí do výpočtu zavést. Úlohu je tedy třeba zjednodušit. Současné předpisy a práce v oblasti této problematiky obecně doposud modelovaly hyper-elastické kontinuální upevnění v zásadě lineární tuhostí, přičemž tuhost se uvažovala v předepsaném rozmezí a za předpokladu omezení maximální podélné deformace [8], [9]. V rámci této práce je cílem vytvořit příhodnější model, který by zohledňoval co nejvíce reálné chování KPK a zároveň byl použitelný v rámci inženýrské praxe. Model je vytvořen modifikací komplexního hyper-visko-elasto-plastického modelu dle [36]. **Zjednodušený model** vynechává použití problematického viskózního článku (Obr. 4.1-vpravo), přičemž lze opět chování modelu modifikovat paralelním připojením řady elasto-plastických článků. Viskoelastická je v rámci modelu zohledněna parametrem podélné rychlosti deformace \dot{u} , který se podobně jako vliv teploty zohlední formou součinitele při úpravě parametrů podélné tuhosti $k(T, \dot{u})$, plastického odporu $r_0(T, \dot{u})$, a zpevnění $C(T, \dot{u})$.

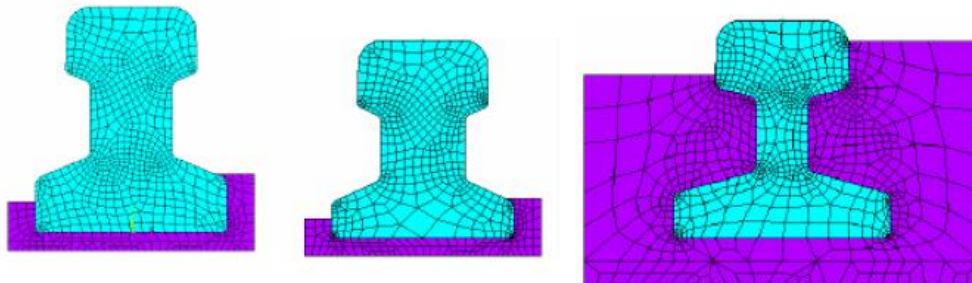
2.4.2 Modelování a vývoj systémů KPK

Použití systému KPK v železniční trati je vzhledem k jeho dříve popsaným kvalitám velice výhodné. Bohužel však neexistují dostatečné podklady pro jeho posouzení, a to zejména při aplikaci na mostní konstrukci. Principiálně je interakční chování KPK na mostě podobné jako na klasických typech mostovek. Použitelnost evropských norem v oblasti návrhu KPK na mostě je však diskutabilní, **EN 1991-2** [5] doporučení pro její modelování totiž vůbec neuvádí. Pouze nizozemská norma **NEN 6723** [9] a **předpis UIC 774-3** [8] uvádí lineární závislost podélného odporu na relativním posunu koleje vůči mostu, přičemž maximální hodnotu u_x omezuje hodnotou 7 mm, ke které přísluší maximální podélný odpor r_x v rozmezí cca 80-130 kN/m v závislosti na typu provedení železničního svršku, nebo míře přetížení kolejnice.



Obr. 2.27: Diskrétní model pro výpočet interakce mezi kontinuálně podepřenou kolejí a podložím dle [37]

Kormos [37] se ve své studii problematikou modelování podélné interakce KPK s podložím zabýval podrobněji. Předmětem numerického posouzení byla kolejnice o délce 1 m, upevněná k pevnému podloží pomocí elastického systému. Po rozdělení vzorku na segmenty byly všechny uzly podepřeny pomocí podélně pružné podpory s tuhostí $r_x = \rho \cdot l$, kde l je podélná rozteč uzlů a ρ je podélný odpor elastické zálivky. Při výpočtu uvažoval v souladu s normami pouze elastickou část pracovního diagramu pružného upevnění. Výsledkem je zjednodušená metoda pro posouzení podélné odezvy KPK na vnější zatížení, na základě které lze podle zadaných vstupů spočítat pole posunů, délku dýchajícího konce kolejnice a samozřejmě také podélné rozdělení napětí v kolejnici. Je však nutné poznamenat, že navržený numerický model nerespektuje řadu parametrů jako například viskoelastické a termomechanické chování materiálu, vliv svislého přitížení na podélnou tuhost upevnění a vliv vylehčovacích prvků na velikost podélného odporu. Při jejich absenci je tak použití zjednodušeného výpočtu ve stávající podobě pro posouzení interakce s mostní konstrukcí diskutabilní.



Obr. 2.28: Výsledné optimalizované řešení (a-minimalizace objemu zálivky, b-minimalizace hluku, c-maximální trvanlivost) dle [38]

Modelováním KPK se zabýval také **Markine a kol.** [39] v rámci procesu optimalizace příčného řezu elastického upevnění kolejnice. Základním cílem bylo najít výhodný tvar kolejnice v kombinaci s minimálním množstvím elastické zálivky při splnění optimalizačních kritérií. Hlavními kritérii pro optimalizaci byla minimalizace hlučnosti trati, zajištění neměnnosti rozchodu v čase, zabránění příčnému a svislému vybočení kolejnice a s tím spojená redukce opotřebení koleje během uvažované životnosti. Nástrojem pro optimalizaci byl numerický 3-D model vytvořený v programu Ansys, použitý pro výpočet svislé a boční tuhosti, při splnění maximálního dovoleného napětí v upevňovacím materiálu. Výsledné tuhosti byly použity při dynamické analýze v programu Rail (TU Delft). Celý optimalizační proces byl řízen automaticky pomocí propojeného optimalizačního softwaru IMOPT.

Výsledkem byly optimalizované příčné řezy elastického upevnění, získané při uvážení jednotlivých specifických kritérií i při multikriteriálním hodnocení s uvážením určité váhy každého hodnotícího kritéria. V návaznosti na výzkum byly navrženy nové systémy kontinuálního upevnění s novým profilem kolejnice. Významným poznatkem byla také analýza stabilitního chování KPK, neboť kolejnice

v tomto systému z důvodu umístění v tuhém žlabu nemůže vybočit klasickým způsobem, avšak při nedokonalé adhezi pod patou kolejnice se může deformovat ve svislém směru a také může klopat v příčném směru, což může prohloubit nebezpečí vykolejení. Studie také uvádí cenné poznatky z provedené dynamické analýzy a vliv tuhostních parametrů kolejnice na dynamické i akustické vlastnosti trati. Při rostoucí tuhosti se totiž zlepšují akustické vlastnosti, avšak rostou také rázy vyvolané pohybem kolejového vozidla. Analýza bohužel neposkytla informace o vlivu vylehčení na interakční parametry a také nebyly zkoumány vlivy materiálových nelinearit, ani případné chování při aplikaci na mostní konstrukci.

2.4.3 Experimentální analýza KPK

Základní mechanické vlastnosti jsou pro zavedené systémy KPK jako je Edilon Corkelast, Pandrol – CDM PTrack, ORTEC Powerflex stanoveny na základě experimentů. Podrobnější experimentální analýzou se ve své práci zabývala **Ludvigh** [40], která na základě série provedených experimentů na vzorcích o délce přibližně 1 m definovala vztahy pro svislou a podélnou tuhost elastické zálivky (2.20) až (2.22). V uvedených rovnicích je: Z-aplikované svislé zatížení, I-moment setrvačnosti kolejnice, s-šířka paty kolejnice, y-měřená svislá deformace, l-délka zkušební vzorku. Dle studie je chování v příčném směru ovlivněné použitým vylehčením – v případě aplikované PVC trubky je příčná výchylka větší než v případě vylehčení polyuretanovým blokem. Experimenty však také prokázaly, že výchylky jsou pro elastické upevnění vždy menší než v případě klasických upevnění. Vylehčení má také značný vliv na podélnou interakci koleje s podložím. Dle [40] způsobí použití PVC menší vodorovnou tuhost k_x . Výsledky experimentů byly konfrontovány s daty naměřenými na delších vzorcích, přičemž při porovnání hodnot byla konstatována dobrá shoda vyhodnocených parametrů.

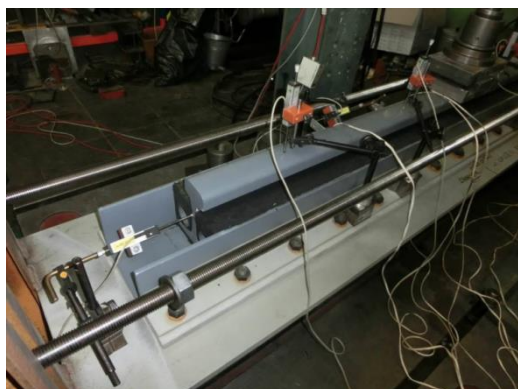
$$k_z = \frac{Z}{4sy} \cdot \sqrt[3]{\frac{Z}{EIy}} \quad \text{pro dlouhé vzorky} \quad (2.20)$$

$$k_z = \frac{Z}{y \cdot s \cdot l} \quad \text{pro krátké vzorky} \quad (2.21)$$

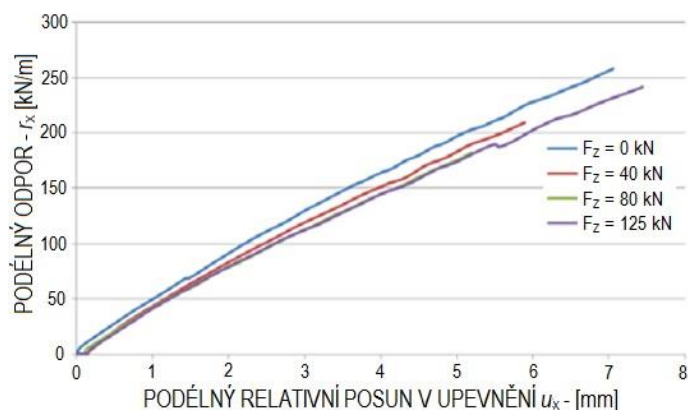
$$k_x = \frac{F \cdot l}{u_x} \quad (2.22)$$

Experimentální analýza s následnou numerickou verifikací proběhla v roce 2014 také na **FSv ČVUT** [41]. Výzkum probíhal na 2,5 m dlouhém nosníku, simulujícím podélník v rámci ortotropní mostovky mostu, na kterém byl aplikován systém kontinuálního podepření kolejnice ERS Corkelast firmy edilon(sedra). V rámci experimentu bylo zkoumáno interakční chování při vnesené podélné síle za působení různé úrovně svislého přitížení. Zajímavým zjištěním byl fakt, že svislé přitížení nemá v případě KPK vliv na podélnou tuhost elastické hmoty.

Maximální naměřené hodnoty podélného odporu se pohybovaly okolo 230 kN/m (vztaženo k hodnotě normou uvažovaného limitního posunu $u_{lim} = 7$ mm) - tedy výrazně vyšší hodnoty než předepsaných 80–130 kN/m. Hodnoty roznosu osamělého břemene po délce paty kolejnice byly vyhodnoceny jako 1300 mm v podélném směru, respektive 60 mm v příčném směru. Experiment také konstatoval zvýšení únosnosti navrženého nosníku při aplikaci KPK. Bylo ověřeno, že nosník je skrze elastickou hmotu s kolejí dobře smykově propojen a při zatížení na něm byl naměřeno o cca 30 % menší přírůstek napětí než pro případ samostatného nosníku bez kontinuálně upevněné kolejnice.



Obr. 2.29: Zkušební vzorek s aplikovaným systémem ERS Corkelast firmy edilon)(sedra



Obr. 2.30: Vyhodnocené podélné odpory při experimentu se systémem ERS Corkelast firmy edilon)(sedra - převzato z [41]

Zajímavé závěry poskytl **Wangův** výzkum, zabývající se vznikem a rozvojem poškození v rámci elastické zálivky systému kontinuálního podepření kolejnice při podélném zatížení [42]. Výzkum proběhl na 0,6 m dlouhém vzorku, se systémem KPK umístěným do betonového žlabu. V příčném řezu KPK nebyly použity žádné vylehčovací prvky. Pomocí experimentálních a numerických nástrojů byl v rámci výzkumu popsán mechanismus poškození KPK a byly určeny potenciální oblasti, kde může dojít k tvorbě trhliny či separaci elastické zálivky. Pro detekci míst s lokální koncentrací napětí, považmo vznikajícím poškozením byla použita technologie digitální korelace obrazu (DIC), neboť standardních metod tenzometrie v tomto případě nelze využít. Dle Wanga se materiál upevnění v prvním stádiu chová lineárně elasticky (bez tvorby reziduálních deformací), při dosažení limitní úrovně deformace dochází ve druhém stádiu k iniciaci poškození a ve stádiu třetím dochází k růstu poškození, kdy lze po odtížení detekovat plastické deformace.

Největší koncentrace napětí byla vyhodnocena na okrajích paty kolejnice, avšak poškození bylo vinou ztráty adheze dosaženo také na kontaktu elastické zálivky s betonovým žlabem. V článku ale není uvedeno, jakým způsobem byl proveden adhezní nátěr na kontaktu elastické zálivky a betonového žlabu. Vzhledem k tomu, že výsledky uvedené v další literatuře [41], [43], [44] nenaznačují takto významný nedostatek, logicky tak vyvstává otázka, jestli nebyl adhezní nátěr na kontaktech elastické zálivky při realizaci fyzikálního vzorku použitého v rámci Wangova výzkumu proveden nekvalitně. Prezentovaný výzkum je zatížen některými dalšími nejistotami. V rámci výzkumu například nebyly zohledněny vylehčovací komponenty a jejich vliv na tvorbu poškození je tak nejasný. Validace experimentu probíhala na pokročilém numerickém modelu. Materiálové charakteristiky, které byly v numerické analýze použity, však nebyly stanoveny na základě materiálových zkoušek pro daný konkrétní případ, ale byly převzaty z literatury, což značně snižuje vypovídající hodnotu validace.

3 Cíle disertační práce a metody jejich dosažení

Jak bylo ukázáno v předchozích odstavcích, systém KPK je z hlediska svých vlastností ideální pro použití v moderních vysokorychlostních tratích i v případě rekonstrukcí stávajících železničních mostů. Obecný princip interakce mezi bezстыkovou kolejí a nosnou konstrukcí mostu je v literatuře poměrně dobře popsán, nicméně pro případ kontinuálního upevnění pomocí elastické zálivky je třeba prověřit vliv materiálových nelinearit a také stanovit některé limitní hodnoty pro posouzení. Také je třeba prověřit, jaký vliv bude mít zohlednění nelineární analýzy s elastickou kapacitou κ (viz 2.3.5), případně jestli je možné jej zanedbat. Výhodou KPK je jistě značná tuhost kolejového žlabu v příčném směru, díky které je omezena možnost vybočení koleje. Na druhou stranu je třeba posoudit stabilitu kolejnice ve svislém směru či klopení v příčném směru tak, aby nedošlo k předčasnému opotřebení kolejnice či dokonce k vykolejení vlaku vlivem nadměrné deformace. Na základě zmíněných konstatování vyplývajících z provedené rešerše odborné literatury je stanoven cíl disertační práce. Předmětem výzkumu jsou **systémy KPK, realizované zalitím kolejnice ve žlabu in-situ, které nevyužívají ocelových upevňovadel**. Tyto systémy musí vykazovat dostatečnou adhezi na kontaktech elastické zálivky, žlabu a kolejnice.

Cíl disertační práce:

- **Tvorba původní validované metody pro posouzení interakce systémů kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí.** Metoda bude analytická a bude založena na principu metody kompletní analýzy se zavedením vlivu materiálových nelinearit a odporů při různé rychlosti zatěžování v podobě součinitelů.

Metody pro dosažení cílů disertační práce:

- **Podrobná analýza odborné literatury:**
Účelem je posouzení závažnosti výzkumu dané problematiky, získání potřebných znalostí, kritické zhodnocení dostupných poznatků a stanovení cílů disertační práce.
- **Experimentální analýza systému KPK:**
V rámci výzkumu jsou provedena měření na laboratorních vzorcích. Experimenty proběhly na systému upevnění ERS HR a ERS LR firmy edilon)(sedra. Experimentální část je rozdělena do následujících bloků:
 - (1) Laboratorní ověření podélné a svislé tuhosti systému ERS Corkelast při biaxiálním zatížení, různých teplotách a různé rychlosti zatížení.
 - (2) Stanovení materiálových charakteristik jednotlivých komponent, připadajících v úvahu pro užití v systémech KPK při různé rychlosti zatížení
 - (3) Prověření změny interakčních parametrů v důsledku degradace materiálu při cyklickém zatížení
- **Numerická analýza:**
Cílem numerické analýzy je validace výpočtových modelů a verifikace experimentálně určených hodnot. Numerická analýza také poskytne podklady pro tvorbu a validaci metody pro posouzení interakce systémů KPK s mostní konstrukcí.
- **Parametrická studie:**
Účelem je stanovení vlivů změny materiálu a geometrie jednotlivých komponent systému upevnění na jeho podélnou a svislou tuhost a ověření vlivu dalších parametrů ovlivňujících míru interakce mezi kolejí a mostní konstrukcí. Parametrická studie poskytne další podklady pro ověření navržené metody posouzení interakce KPK na mostní konstrukci.

4 Experimentální analýza systémů KPK

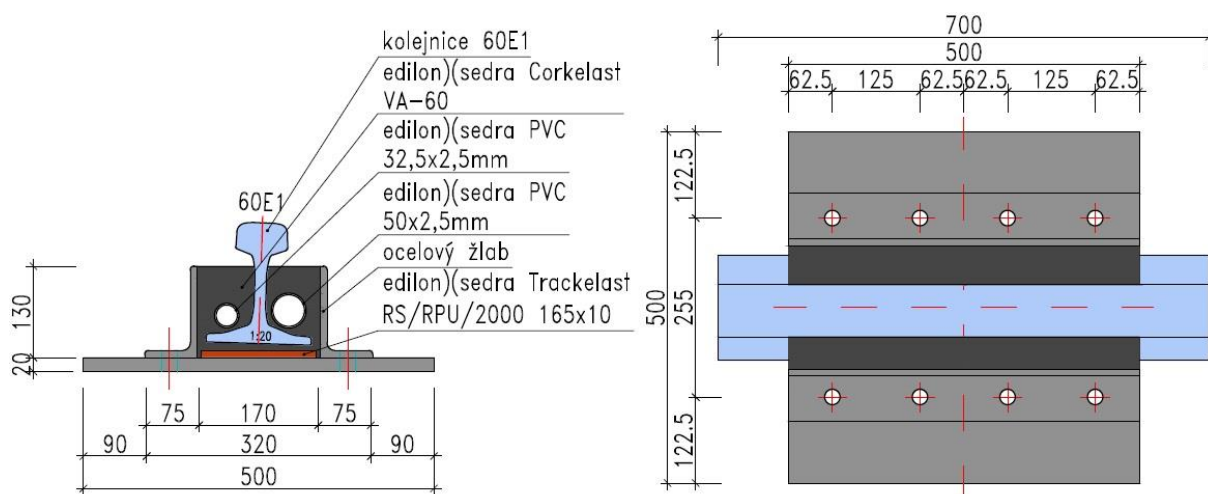
Experimentální analýza je základním prostředkem pro zjištění chování systémů KPK. Jejím cílem je kromě přímého stanovení interakčního chování vybraného systému kontinuálně podepřené koleje také poskytnutí experimentálních dat pro následnou validaci numerického modelu. Díky tomu bude v rámci numerické analýzy možné na validovaných modelech zjistit chování podobných systémů s různou geometrií a různými hodnotami materiálových parametrů.

Samotná experimentální analýza je zaměřena na prověření viskoelastického a termomechanického chování kontinuálního upevnění vybraného referenčního systému KPK. Předmětem zkoušení byl fyzikální vzorek s aplikovaným systémem ERS Corkelast firmy edilon)(sedra. V této části analýzy bylo cílem zejména zjištění vlivu teploty a rychlosti na globální interakční parametry zkoušeného vzorku – jeho podélnou a svislou tuhost. Následně byly provedeny materiálové zkoušky jednotlivých komponent, které lze předpokládat při použití v systémech ERS pro železniční (ERS HR) i tramvajové (ERS LR) tratě. Nakonec byl proveden závěrečný experiment mající za cíl prověřit změnu interakčních parametrů vzorku v čase při cyklickém zatížení s uvážením různých úrovní cyklické deformace.

4.1 Stanovení interakčních parametrů systému ERS Corkelast v laboratoři

4.1.1 Popis experimentu

Experiment na fyzikálním vzorku malého měřítka proběhl v laboratoři Kloknerova ústavu ve spolupráci s jeho pracovníky, přičemž návrh experimentu spolu s postupem provedení vypracoval předkladatel disertační práce. Realizace experimentu byla následně provedena pracovníky Kloknerova ústavu. Cílem experimentu bylo stanovit interakční parametry v současnosti nejběžnějšího systému upevnění KPK za různé teploty a různých úrovní rychlosti deformace viskoelastického upevnění. Sledováno bylo chování při biaxiálním zatížení – vzorek byl zatěžován vodorovnou podélnou silou za svislého přitížení. Díky tomu bylo možné následně vyhodnotit podélnou a svislou tuhost při každém sledovaném zatěžovacím stavu.



Obr. 4.1: Popis laboratorního vzorku edilon)(sedra ERS-HR

Pro testování byl zvolen v současnosti pravděpodobně nejpoužívanější systém KPK pro železniční tratě – systém ERS Corkelast – HR (embedded rail system – heavy rail). Firma edilon (sedra navržený vzorek realizovala a poskytla na své náklady, čehož si autor práce velmi cení. Samotný vzorek (viz Obr. 4.1) sestával z patního plechu o rozměrech 0,5 x 0,5 x 0,02 m, 0,7 m dlouhé kolejnice profilu 60E1 a elastického upevnění ERS Corkelast o délce 0,5 m, které sestávalo z hyper – elastické dvousložkové polymerní sloučeniny Corkelast VA-60, elastomerové podložky pod patu kolejnice Tracelast RS/RPU/2000, dvou vylehčovacích PVC trubek a dvou šrouby připojených nerovnoramenných úhelníků, dohromady tvořících žlab pro zalití elastickou sloučeninou. Kolejnice byla v rámci upevnění provedena v úklonu 1:20, přičemž úklon byl realizován pomocí přídavné klínové elastomerové podložky pod patou kolejnice. Příčný řez systému upevnění byl mírně nesymetrický podle svislé osy, neboť použité vylehčovací trubky byly rozdílného průměru. Větší trubka byla navržena o průměru 50 mm a tloušťce stěny 2,5 mm, zato menší z trubek byla průměru 32,5 mm o tloušťce stěny rovněž 2,5 mm. Správné polohy trubek v rámci příčného řezu upevnění bylo docíleno za použití plastových držáků. Menší měřítko vzorku bylo voleno s ohledem na požadavky spojené s umístěním do izotermického boxu. Izotermický box byl vytvořen na míru pro analyzovaný vzorek a vzhledem k tepelným ztrátám v důsledku nutného upevnění vzorku do ocelového roznášecího roštu nemohl být příliš velký. Jinak by v něm nebylo možné udržet rovnoměrnou teplotu po požadovanou dobu temperování. Další výhodou menšího měřítko vzorku je, že vyhodnocené interakční parametry upevnění nejsou zatíženy případným vlivem deformace ocelových komponent jako u delších vzorků, jak bylo ukázáno v [40].

Tab. 4.1: Přehled zatěžovacích stavů

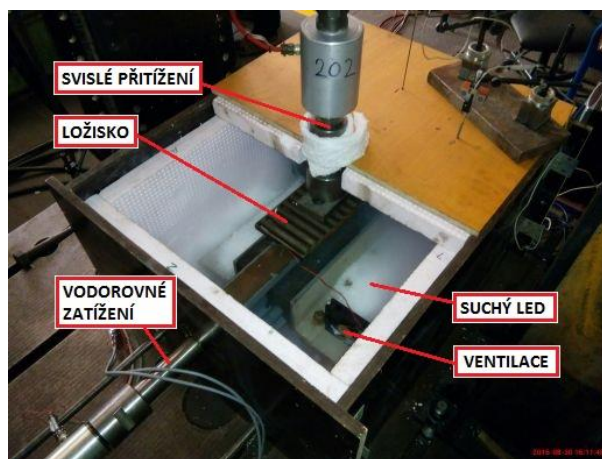
Pomalé zatěžování				Rychlé zatěžování			
	Rychlost deformace	Teplota	Svislé přitížení		Rychlost deformace	Teplota	Svislé přitížení
ZS	\dot{u}_x [mm/s]	T [°C]	F_z [kN]	ZS	\dot{u}_x [mm/s]	T [°C]	F_z [kN]
ZS1	0,005	-20	0,0	ZS5	0,5	-20	62,5
ZS2	0,005	-5	0,0	ZS6	0,5	-5	62,5
ZS3	0,005	20	0,0	ZS7	0,5	25	62,5
ZS4	0,005	60	0,0	ZS8	0,5	60	62,5

Chování vzorku bylo postupně testováno při teplotách 20, 60, -5 a -20 °C, a to při uvážení rychlé a pomalé podélné relativní deformace \dot{u}_x . Dohromady bylo tedy navrženo celkem osm zatěžovacích stavů, které jsou definovány výše v rámci přehledné tabulky. Krajní hodnoty teplot, při kterých byl experiment proveden, byly stanoveny na základě dosažitelných teplot BK v rámci povětrnostních podmínek panujících v České republice. Výsledky při 20 °C bylo samozřejmě také nutné zjistit, neboť se jedná o potřebné referenční údaje při běžné laboratorní teplotě. Mezilehlé zatěžovací stavy při -5 °C byly uvažovány s ohledem na možný výskyt teploty skelného přechodu T_g upevňovací sloučeniny právě při teplotách kolem 0 °C. Svislé přitížení bylo uvažováno pouze při zatěžovacích stavech, simulujících rychlé zatížení od dopravy. Hodnota svislého přitížení bylo uvažována hodnotou $F_z = 62,5$ kN, což je hodnota vycházející při přepočtu z osamělého břemene zatěžovacího modelu UIC 71 na půl metru jedné kolejnice. Bylo také třeba definovat zkušební rychlosti vnesení podélné deformace. Cílem pomalého zatěžování bylo vyvodit podobnou rychlost relativní deformace \dot{u}_x v elastickém upevnění jako nastává v případě dilatace mostu od změny rovnoměrné teploty. Pokud uvážíme extrémní hodnoty oteplení a nejméně výhodné geometrické uspořádání, je možné přibližně stanovit maximální možnou hodnotu výpočtem jako $\dot{u}_x \approx 0,0002$ mm/s. S ohledem na možnosti řízení rychlosti zkušebního zařízení však byla zvolena minimální možná rychlost zatížení 0,005 mm/s. Podobným způsobem bylo možné rozhodnout také o hodnotě odpovídající rychlé deformaci upevnění \dot{u}_x při proměnném zatížení

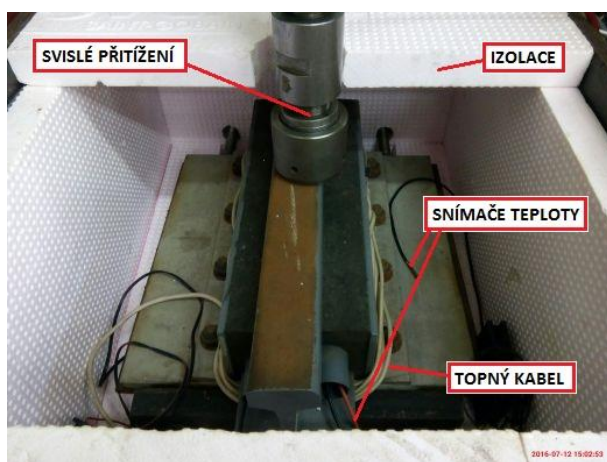
od kolejové dopravy. V tomto případě závisí rychlost relativní deformace na velkém množství parametřů, zejména však na traťové rychlosti V . Z výpočtů vyplývá, že nejčastěji se hodnoty rychlosti deformace od proměnného zatížení dopravou nachází v intervalu od 0,5 do 5 mm/s (viz 5.4.1.3). S ohledem na toto zjištění a také na možnosti hydraulického válce byla v rámci experimentu uvažována rychlost 0,5 mm/s. Princip výpočtu rychlosti deformace upevnění u_x včetně typických hodnot při změně teploty a proměnném zatížení od dopravy pro různé okrajové podmínky je uveden v kapitole 5.4. Zvolené hodnoty rychlostí deformace také korespondují s daty získanými z dlouhodobého monitoringu interakce bezстыkové koleje na reálné konstrukci [45], [46].



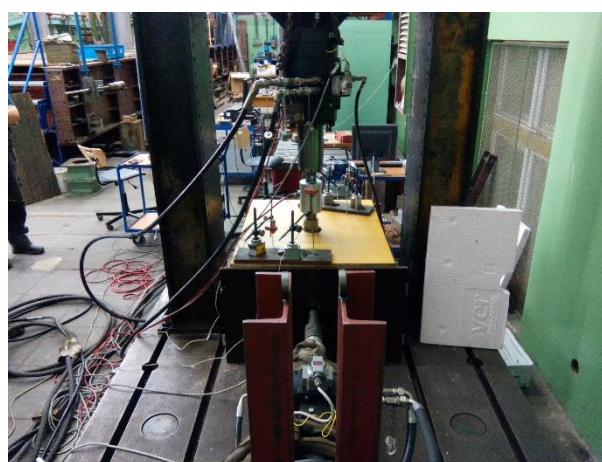
Obr. 4.2: Obecné uspořádání experimentu



Obr. 4.3: Uspořádání experimentu při měření za nízkých teplot



Obr. 4.4: Uspořádání experimentu při měření za vyšších teplot

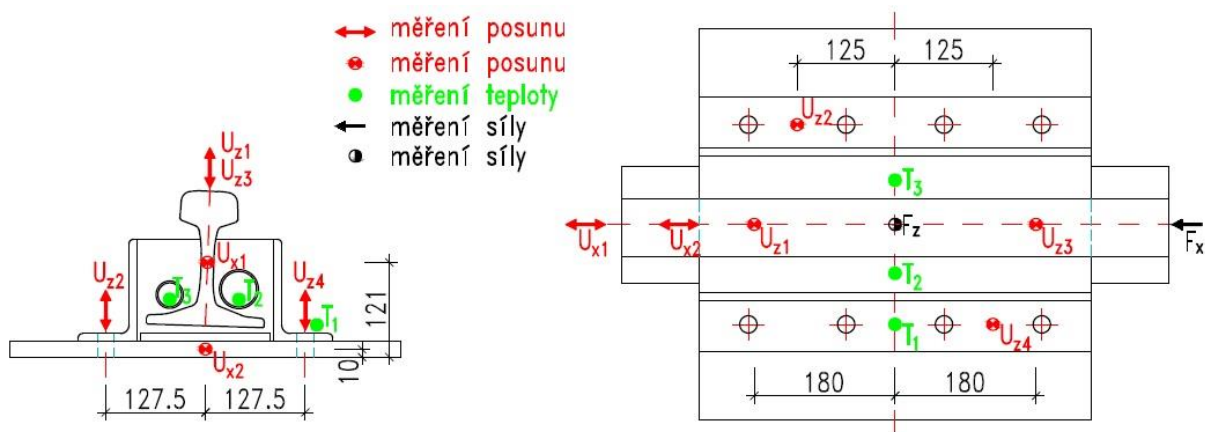


Obr. 4.5: Uspořádání experimentu – pohled v ose vnesení zatížení

Před samotným zkoušením byl vzorek umístěn pod zkušební rám s vetknutým svislým hydraulickým válcem. Pro redukcí nežádoucího tření způsobeného kontaktem svislého válce s temenem kolejnice bylo mezi kolejnicí a čelo válce vloženo válcové ložisko. K patnímu plechu vzorku byly zdola přivařeny dva krátké IPE profily, skrze které byl vzorek upnut do vodorovného roznášecího roštu, čímž byl podepřen ve všech směrech. V podélné ose vzorku byl umístěn vodorovný hydraulický válec, rovněž vetknutý skrze masivní konzolu do vodorovného roznášecího roštu. Kolem takto připraveného zkušební vzorku byl následně pečlivě realizován izotermický box, umožňující testování při nízkých a vysokých teplotách. Izotermický box sestával z 8 cm tlusté tepelné izolace EPS a dřevěného bednění. Izolační vrstva byla provedena ze všech stran vzorku, bylo však nutné ponechat otvory pro kotvení vzorku a také pro oba zatěžovací hydraulické válce a ještě celkem 6 menších otvorů pro umístění potenciometrických snímačů dráhy. Okolí těchto otvorů bylo ucpáno minerální vlnou.

Zajímavým úkolem byl návrh samotného postupu temperování vzorku. Z analýzy vedení tepla vyplynula potřeba chladit vzorek alespoň 2 hodiny pro dosažení přijatelně rovnoměrné teploty -20 °C a to při použití kapalného dusíku N_2 (teplota cca -196 °C) jako chladiva. Vzhledem k tomu, že vzorek bylo třeba temperovat opakovaně a spotřeba dusíku by byla kvůli ztrátám značná, bylo třeba najít jiný způsob temperování. Nakonec byl použit suchý led CO_2 (teplota cca -78 °C), který je levnější a doba potřebná k sublimaci uvažovaného objemu byla při laboratorní teplotě s ohledem na požadavky experimentu vyhovující. Kvůli vyšší teplotě CO_2 bylo však nutné vzorek temperovat cca 3 hodiny. Nevýhodou suchého ledu byla navíc méně přesná regulace teploty v boxu, kterou bylo možno vyřešit pouze jednoduchým postupným přidáváním (případně ubíráním) suchého ledu, kontrolovaným na základě měření teplotních čidel.

Temperování vzorku na vyšší teploty kolem 60 °C bylo značně jednodušší. Oteplení bylo docíleno použitím topného kabelu obepínajícího ocelový žlab upevnění. S regulací ani případnou náročností na spotřebu v tomto případě není v tomto případě problém. Nevýhodou byl pouze delší čas potřebný pro dosažení rovnoměrné teploty z důvodu omezené výkonosti topného kabelu s ohledem na jeho značnou délku. Pro lepší cirkulaci vzduchu v izotermickém boxu a dřívější dosažení rovnoměrné teploty byl při oteplování i ochlazování izolovaný prostor opatřen dvěma ventilátory.



Obr. 4.6: Schéma měřených míst

V průběhu experimentu byly **měřeny následující veličiny**: teplota T , podélná síla F_x , svislá síla F_z , podélný posun u_x a svislé zatlačení u_z . Teplota byla měřena celkem třemi teplotními čidly. Jedno čidlo bylo umístěno na ocelovém patním plechu. Dvě zbylá čidla byla výhodně vedena prostorem vylehčovacích trubek a mohla tak být umístěna přibližně ve středu příčného řezu upevnění. Porovnáním teplot v rámci upevnění a na patním plechu tak mohla být sledována rovnoměrnost rozložení teplot ve vzorku. Měření podélné i svislé síly bylo realizováno prostřednictvím siloměrů integrovaných v rámci hydraulických zatěžovacích válců. Osazení tenzometrů nebylo pro splnění cílů experimentu nutné.

Podélné a svislé posuny byly sledovány pomocí potenciometrických snímačů dráhy. Podélný posun byl měřen ve dvou bodech – v teoretické střednici kolejnice, respektive v ose patního plechu tak, aby bylo možné vyloučit při vyhodnocení případné vlivy prokluzu v detailu kotvení k vodorovnému roznášecímu roštu. Podobně byly uvažovány také svislé snímače dráhy, které byly použity čtyři, po dvou na obou krajních čelech vzorku. Jeden z dvojice snímačů na čele kolejnice vždy měřil svislý posun v temeni kolejnice (zatlačení nebo nadzdvižení), zatímco druhý snímač byl určen k měření svislého posunu patního plechu. Vyhodnocením měřených hodnot z těchto čtyř snímačů bylo možné vyhodnotit svislou deformaci v rámci upevnění a kompenzovat možné prokluzu v kotvení, případně účinky rotace vzorku v důsledku excentricity vneseného zatížení. Použité typy snímačů a popis měřicí linky je rekapitulován níže.

Popis měřicí linky a zkušebního zařízení:

- **Měření teploty:** 3ks odporové teplotní čidlo PT1000, -40 až +200 °C
- **Měření zatížení:** 2ks siloměr, typ SG 50, 0-500 kN
- **Měření posunů:** 6ks potenciometrický snímač dráhy 0-50 mm
- **Vnesení zatížení:** 2ks hydraulický válec Inova 500 kN
- **Řízení zatěžování:** kontrolní jednotka FlexTest firmy MTS
- **Zaznamenávání dat:** měřicí ústředna PEEKEL Autolog 2100

Experiment byl řízen deformací. Zkušební vzorek byl opětovně použit ve všech zatěžovacích stavech. V rámci každého zatěžovacího stavu byl nejprve vzorek temperován na požadovanou teplotu, načež začal proces zatěžování. V případě zatěžovacích stavů, simulujících rychlou relativní deformaci upevnění při proměnném zatížení, byl v prvním zatěžovacím stupni vzorek přitížen svislou silou a teprve následně byl zatěžován podélně. Rychlost deformace ve svislém směru u_z se pohybovala v rozmezí 0,1 až 0,2 mm/s. Po dosažení plánované hodnoty svislého přitížení 62,5 kN byl teprve zahájen druhý zatěžovací stupeň vnesením podélné deformace o rychlosti dle uvažovaného zatěžovacího stavu. V případě zatěžovacích stavů při pomalém zatěžování nebyl vzorek svisle přitížen a první zatěžovací stupeň nebyl vůbec proveden.

Podélné zatěžování bylo ukončeno vždy po dosažení standardní normové limitní hodnoty podélného relativního posunu $u_{x,lim} = 7$ mm (dle [9]), přestože systém ERS může být například v SRN na základě povolení [44] provozován při relativním posunu až 14 mm. V době provádění experimentu panoval předpoklad, že po překročení limitní hodnoty 7 mm může v rámci upevnění dojít k menším plastickým deformacím, což by při opětovném použití vzorku kompromitovalo výsledky. Tento předpoklad se navíc při následném experimentu, uvažujícím dlouhodobé cyklické zatížení vzorku při překročení podélné deformace 7 mm, ukázal jako pravdivý.

4.1.2 Princip vyhodnocení interakčních parametrů

Vyhodnocení interakčních parametrů je založeno na postupech uvedených v odborné literatuře [40], [41] a také dle doporučení daných evropskou normou ČSN EN 13146-1 [47]. Nicméně při vyhodnocení byly provedeny některé modifikace, neboť provedený experiment byl v některých ohledech komplexnější, než uvádí normové požadavky. Všechny interakční parametry byly přepočteny na jeden metr běžný celé koleje v souladu se zvyklostmi norem zabývajících se interakcí kolej – most [4], [5], [8] a [9], což znamená, že vyhodnocené interakční parametry pro jednu kolej jsou vynásobeny dvěma. Základním interakčním parametrem je **funkce podélného odporu** r_x nelineárně závislá na relativním posunu koleje vůči mostu u_x . Hodnotu podélného odporu lze získat použitím rovnice (4.1).

$$r_x = \frac{2 \cdot F_x}{L_T} \quad (4.1)$$

Kde: r_x je podélný odpor vztážený na metr běžný železniční trati [kN/m]
 F_x podélná síla působící na vzorek v [kN]
 L_T délka elastického upevnění v [m]

Relativní posun u_x lze v případě systémů KPK chápat jako podélnou deformaci v rámci elastického upevnění. Při vyhodnocení relativního posunu je třeba na základě měřených posunů vyloučit případné vlivy mírného prokluzu v podepření vzorku. Tuto operaci provedeme jednoduchým výpočtem dle rovnice (4.2).

$$u_x = U_{x1} - U_{x2} \quad (4.2)$$

Kde: u_x je podélný relativní posun kolej – most, podélná deformace upevnění KPK v [mm]
 U_{x1} podélný posun od zatížení, měřený v těžišti kolejnice v [mm]
 U_{x2} podélný posun od zatížení, měřený v těžišti patního plechu v [mm]

Výsledné vyhodnocené funkce podélného odporu pro jednotlivé zatěžovací stavy jsou uvedeny v grafech níže. Na základě znalosti funkcí podélného odporu mohou být vyhodnoceny hodnoty podélné tuhosti posuzovaného upevnění. Dle ČSN EN 13146-1 [47] by měla být pro elastická upevnění podélná tuhost vyhodnocena na základě rovnice (4.3). Výsledkem vyhodnocení je v tomto případě **sečná tuhost** k_L , která je stanovena na základě podílu maximálního podélného odporu a tomu odpovídající maximální podélné deformace v upevnění.

$$k_L = \frac{F \cdot \frac{1}{D_r}}{L_T} \quad (4.3)$$

Kde: k_L je podélná sečná tuhost upevnění vztažená na metr běžný železniční trati v [kN/mm/m]
 F podélná síla na mezi, při dosažení meze úměrnosti [kN]
 D_r podélný relativní posun kolej – most, podélná deformace upevnění KPK při působící síle F v [mm]

Bohužel normový postup nespécifikuje, při jaké hodnotě podélné deformace upevnění, případně při jaké úrovni podélného zatížení má být sečná tuhost stanovena. Toto může vést k významné odchylce od reálného chování, neboť funkce podélného odporu je v případě systémů KPK nelineární. Tento fakt bývá často zanedbáván, protože se při analýze stávajících systémů KPK uvažovalo s maximálním dovoleným posunem $u_{x,lim} = 7$ mm, přičemž do dosažení této deformace vykazoval vyhodnocený tvar funkce podélného odporu poměrně jednoznačně lineární charakter. Ve skutečnosti však závislost lineární není a nelze jednoduše odhadnout při jaké maximální úrovni podélné deformace závislost lineární přestane být, protože se interakční parametry mění na základě geometrického a materiálového provedení upevňovacího systému a kolísají s teplotou a rychlostí zatížení. V budoucích aplikacích KPK lze navíc předpokládat spíše vyšší hodnoty přípustných limitních deformací $u_{x,lim}$. Například v SRN již byl povolen maximální limitní posun 14 mm [44].

Pro popis funkce podélného odporu je tedy třeba navrhnout přiléhavější materiálový model, což je jednou ze stěžejních náplní kapitoly 5. Pro účely vyhodnocení **podélné tuhosti** k_x v rámci tohoto experimentu našťastí postačí mírná modifikace normového postupu tak, aby bylo možné porovnávat vyhodnocené interakční parametry. Při stanovení podélné tuhosti upevnění budou zavedeny referenční hodnoty podélného odporu a podélné deformace, ke kterým bude vyhodnocená tuhost vztažena. S ohledem na zvyklosti a parametry provedeného experimentu je referenční hodnota podélné deformace u_x stanovena hodnotou 6 mm a hodnoty k_x jsou tak stanoveny dle rovnice (4.4). Zde je nutné poznamenat, že původně měla být použita referenční hodnota 7 mm, avšak v zatěžovacím stavu ZS8 při rychlém zatížení za nízké teploty došlo k mírně většímu prokluzu v rámci kotvení vzorku, kvůli čemuž nebylo dosaženo plánovaného limitního posunu a referenční hodnota tak musela být snížena právě na zmíněných 6 mm.

$$k_x = \frac{r_{x,6}}{u_{x,6}} \quad (4.4)$$

Kde: k_x je podélná sečná tuhost upevnění, vztažená na metr běžný koleje, odpovídající referenční podélné deformaci 6 mm v [kN/mm/m]

$r_{x,6}$	podélný odpor na metr běžný kolejnice odpovídající referenční podélné deformaci 6 mm v [kN/m]
$u_{x,6}$	podélná referenční deformace upevnění 6 mm

Způsob vyhodnocení **svislé tuhosti v zatlačení** $k_{z,-}$ je v zásadě velmi podobný jako v případě k_x . Svislou tuhost $k_{z,+}$ je možné vyhodnotit ze závislosti svislého přetížení na svislé deformaci dle rovnice (4.5). Oproti funkci podélného odporu je závislost svislého přetížení na svislé deformaci lineárnější a nelze ani předpokládat, že nelinearita při změně materiálových, či geometrických parametrů upevnění vzroste. Toto můžeme tvrdit ze dvou důvodů. Zaprvé, při experimentu byl průběh lineární, přičemž nelze předpokládat, že v reálné koleji bude svislé přetížení větší než uvažovaná síla stanovená na základě modelu UIC 71. Zadruhé, možnost deformace v zatlačení je limitována svislou vzdáleností paty kolejnice od dna žlabu. Čím je tato vzdálenost větší, tím poddajnější je upevnění při zatlačení a tím větší nelinearitu lze očekávat. Pokud se tato svislá vzdálenost zvětší v řádu několika desítek procent, funkce svislé tuhosti v zatlačení bude stále přibližně lineární. Je třeba zmínit, že byla v rámci experimentu stanovena pouze svislá tuhost při zatlačení kolejnice. Přesto však může mít i mírně nelineární závislost svislého přetížení na svislé deformaci vliv na vyhodnocené hodnoty svislé tuhosti. Podobně jako u vodorovné tuhosti tedy byla zvolena referenční hodnota svislého posunu u , ke které byly hodnoty svislé tuhosti vztaženy. Referenční svislý posun byl uvažován hodnotou 1,5 mm.

$$k_{z,+} = \frac{2 \cdot F_{z,1,5}}{u_{z,1,5} \cdot L_T} \quad (4.5)$$

Kde: $k_{z,+}$ je svislá sečná tuhost v zatlačení, vztažená na metr běžný koleje, odpovídající referenční svislé deformaci 1,5 mm [kN/mm/m]
 $F_{z,1,5}$ svislé přetížení odpovídající referenční svislé deformaci v upevnění 1,5 mm v [kN]
 $u_{z,1,5}$ svislá referenční deformace v upevnění 1,5 mm

Jedním ze vstupních parametrů, nezbytných pro správné vyhodnocení funkce svislé tuhosti je i průběh **svislé deformace v upevnění** u_z . Svislou deformaci je třeba vyhodnotit na základě měřených údajů ze čtyř sledovaných bodů (viz. Obr. 4.6) dosazením měřených hodnot do rovnice (4.6). Touto operací je možné vyloučit při vyhodnocení případné vlivy dosednutí či prokluzu prvků v kotvení a také případné nežádoucí vlivy rotace podle podélné, respektive příčné osy vzorku. Vyhodnocení lze interpretovat tak, že výsledná vyhodnocená svislá deformace u_z odpovídá průměrné hodnotě zatlačení vzorku.

$$u_z = \frac{(U_{z1} - U_{z2}) + (U_{z3} - U_{z4})}{2} \quad (4.6)$$

Kde: U_{z1} je svislý posun měřený v temeni kolejnice v místě 1 dle Obr. 4.6 [mm]
 U_{z2} svislý posun měřený na horním líci patního plechu v místě 2 dle Obr. 4.6 [mm]
 U_{z3} svislý posun měřený v temeni kolejnice v místě 3 dle Obr. 4.6 [mm]
 U_{z4} svislý posun měřený na horním líci patního plechu v místě 4 dle Obr. 4.6 [mm]

Je také třeba poznamenat, že **svislá tuhost při nadzdvižení kolejnice** $k_{z,+}$ je i z důvodu možné separace pružné zálivky od podložky pod patu kolejnice oproti tuhosti v zatlačení rozdílná. Tuhost v nadzdvižení v rámci experimentu stanovena nebyla, chování KPK při svislém zatlačení a nadzdvižení však bylo podrobně analyzováno v rámci numerické analýzy na validovaném numerickém modelu (viz kap. 5).

V kap. 4.1.3 jsou uvedeny **nejistoty vyhodnocených interakčních parametrů**. Stanovení nejistot je provedeno dle příručky JCGM 100 [48] a interního metodického pokynu pro stanovení nejistot ČVUT [49]. Uvedeny jsou rozšířené nejistoty formující 95% konfidenční interval vyhodnocených hodnot. Rozšířené nejistoty jsou stanoveny na základě poskytnutých údajů o nejistotách použité měřicí techni-

ky. Nejistoty jsou pro lepší názornost uvedeny pouze v přehledné tabulce. Vzhledem k tomu, že získané interakční parametry jsou nepřímo měřené (vyhodnocené z přímo měřených veličin) a měření je provedeno pouze jednou, je v souladu s [49] použit postup stanovení nejistoty, definovaný v bodech následovně:

- Stanovení funkční závislosti vyhodnocené veličiny $Y = f(X_1 \dots X_2 \dots X_n)$ v závislosti na přímo měřených veličinách x_j . Vyhodnocené veličiny jsou v tomto případě tuhosti k_x a k_z .
- Stanovení standardní nejistoty typu B pro všechny přímo měřené veličiny. Nejistoty měření byly určeny na základě kalibračního listu jednotlivých snímačů.
- Stanovení dílčích standardních nejistot typu B pro nepřímo měřené veličiny – r_x , u_x a u_z
- Stanovení kombinované standardní nejistoty dle vztahu (4.7)
- Určení rozšířené nejistoty pro tvorbu 95% konfidenčního intervalu pokrytí výsledků dle (4.8)

$$u_y = \sqrt{\sum_l^n A_{xj}^2 \cdot u_{xjB}^2} \quad (4.7)$$

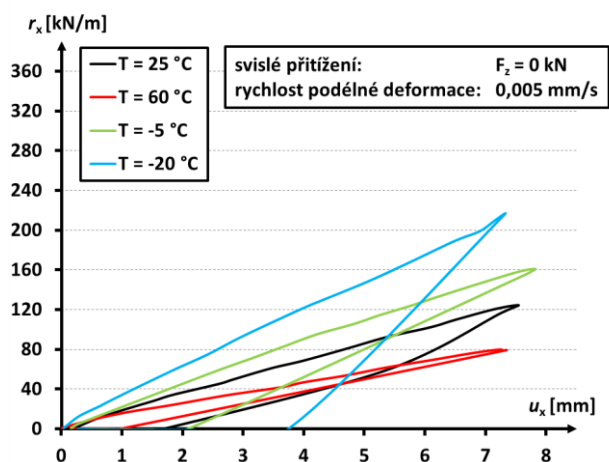
Kde: u_y je kombinovaná standardní nejistota
 u_{xjB} dílčí standardní nejistoty nepřímo měřených veličin
 $A_{xj} = \frac{\partial y}{\partial x_j}$

$$U_{k=2} = k \cdot u \quad (4.8)$$

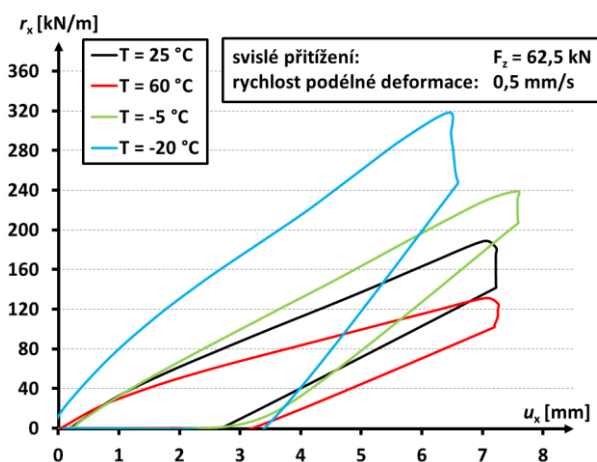
Kde: $U_{k=2}$ je rozšířená nejistota s pravděpodobností pokrytí výsledků měření 95 %
 k součinitel rozšíření (pro pravděpodobnost pokrytí výsledků 95 % - $k=2$)

4.1.3 Vyhodnocené interakční parametry

Funkce podélného odporu jsou vyhodnoceny na základě (4.1) a v souladu se zvyklostmi jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje. Na obrázcích Obr. 4.7 a Obr.4.8 jsou uvedeny hysterezní smyčky funkcí podélného odporu. V počáteční části zatěžovací větve lze rozpoznat mírně nelineární charakter grafů, dále lze však při podélné deformaci menší než 7 mm konstatovat přibližně lineární závislost vývoje podélného odporu. Jak již bylo zmíněno v předchozí kapitole, případně jak bylo ukázáno v [41], nelineární chování upevnění lze spíše očekávat při deformaci upevnění větší než 7 mm.

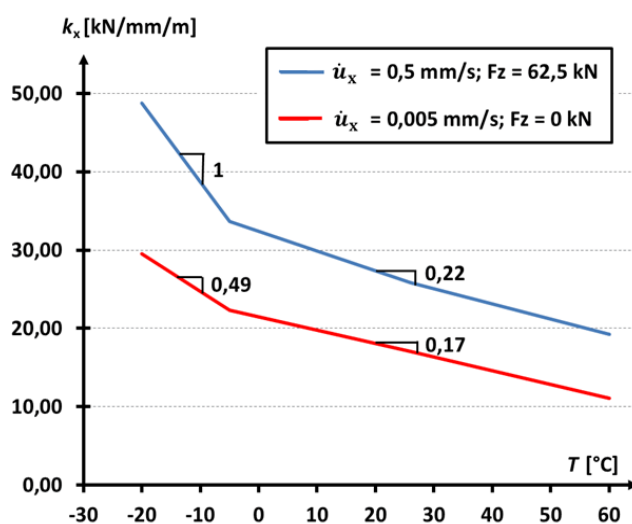


Obr. 4.7: Vyhodnocené funkce podélného odporu při pomalém zatěžování. Hodnoty jsou přepočty na jeden metr běžný koleje.



Obr. 4.8: Vyhodnocené funkce podélného odporu při rychlém zatěžování. Hodnoty jsou přepočty na jeden metr běžný koleje.

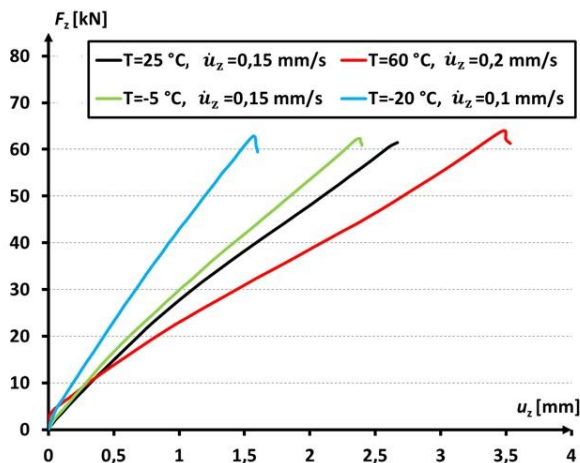
Na grafech je zřetelně patrná závislost podélného odporu na teplotě a rychlosti zatížení. Podélný odpor roste s větší rychlostí zatížení (podélné deformace) a klesá při ochlazení upevnění. V rámci systému upevnění edilon(sedra ERS Corkelast lze očekávat v závislosti na teplotě a rychlosti deformace hodnoty podélného odporu v rozmezí od cca 70 do 320 kN/m (stanoveno při $u_{x,6}$). Podélný odpor se tedy může jen v závislosti na teplotě a rychlosti deformace změnit až o cca 360 %. Je tedy zřejmé, že termomechanické a viskoelastické vlastnosti systémů KPK nelze zanedbat. Výhodnou vlastností je elastické zotavení, ke kterému u systémů KPK dochází, jak je také vidět na grafech funkcí podélného odporu systému ERS Corkelast. Při odtížení konstrukce se díky elastickému zotavení deformace pomalu vrací do výchozí hodnoty a v materiálu několik hodin po odtížení nebyla sledována žádná plastická deformace. Vyhodnocená **závislost podélné tuhosti k_x** na teplotě upevnění T a rychlosti podélné deformace \dot{u}_x je uvedena na grafu níže. Všechny uvedené hodnoty jsou získány na základě měřených hodnot, vyhodnocených pomocí rovnic (4.1), (4.2) a (4.4). Všechny uvedené hodnoty jsou přepočteny na metr běžný koleje. Z grafu je patrné, že podélná tuhost s rostoucí teplotou klesá. Vyhodnocená závislost podélné tuhosti je nelineární, lépe řečeno pro analyzovaný rozsah teplot je bilineární, přičemž na intervalu -5 až 60 °C se upevnění nachází v kaučukovitém stavu a podélná tuhost lineárně klesá s rostoucí teplotou. Při rychlém zatěžování ($\dot{u}_x = 0,5$ mm/s) je směrnice této větve $-0,22$, tedy při oteplení o jeden stupeň podélná tuhost poklesne o $0,22$ kN/m/mm. Při pomalém zatěžování ($\dot{u}_x = 0,005$ mm/s) lze z grafu na téže intervalu teplot vyhodnotit pokles podélné tuhosti o $0,17$ kN/m/mm při oteplení o jeden stupeň.



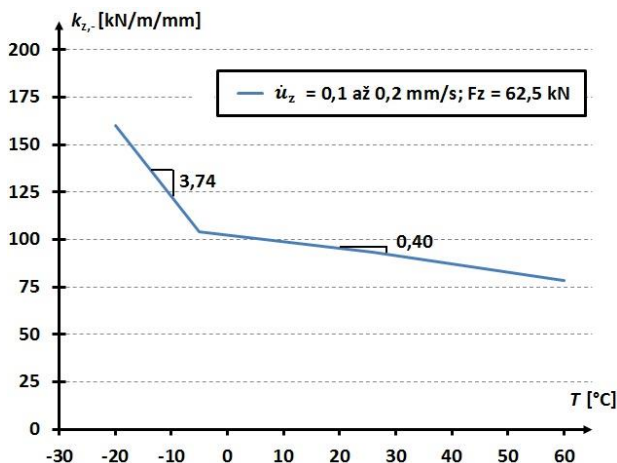
Obr. 4.9: Závislost podélné tuhosti na teplotě a rychlosti zatížení. Hodnoty jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.

Při poklesu teploty pod -5 °C se podélná tuhost upevnění významně zvýší. Je tedy zřejmé, že na intervalu teplot od -20 do -5 °C byla detekována přechodová oblast, zahrnující teplotu skelného přechodu T_g a materiál upevnění se dostává do sklovitého stavu. V této oblasti lze při rychlém zatížení předpokládat pokles k_x o 1 kN/m/mm při oteplení o jeden stupeň. Při pomalém zatížení je změna méně výrazná a lze ji definovat poklesem $0,22$ kN/m/mm při oteplení o jeden stupeň. Při porovnání vlivu rychlosti zatížení na podélnou tuhost za téže teploty lze z poměrů podélných tuhostí zjistit, že pro jednotlivé uvažované teploty je tento poměr přibližně stejný a nabývá hodnoty cca $1,6$. V porovnání s pomalou rychlostí deformace $0,005$ mm/s lze tedy při rychlém zatěžování $0,5$ mm/s očekávat zvětšení tuhosti o cca 60 % a to při jakékoli teplotě upevnění. Stanovení **závislosti svislého přitížení na svislé deformaci** je nezbytné pro následující vyhodnocení svislé tuhosti $k_{z...}$. Je třeba připomenout, že vyhodnocená data odpovídají tuhosti v zatlačení. Svislá tuhost upevnění v nadzdvižení může být v důsledku nelinearity upevnění rozdílná (např. z důvodu adhezní separace na kontaktu podložky pod

patu a elastické upevňovací sloučeniny). Z grafů je patrné mírně nelineární chování posuzovaného systému při zatlačení. Aproximace funkce svislé tuhosti lineárně pružným modelem je však v rámci výpočtu dostatečně přesná. Pro posuzované referenční uspořádání kontinuálního upevnění byla při svislém přitížení $F_z = 62,5$ kN na základě rovnice (4.6) vyhodnocena maximální svislá deformace cca 3,5 mm při teplotě 60 °C a minimální svislá deformace cca 1,5 mm při teplotě -20 °C.



Obr. 4.10: Závislost svislého přitížení na svislé deformaci upevnění.



Obr. 4.11: Závislost svislé tuhosti v zatlačení na teplotě. Hodnoty jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.

Je tedy zřejmé že **svislá tuhost k_z** při rostoucí teplotě klesá podobně jako podélná tuhost upevnění. Vyhodnocení svislé tuhosti bylo provedeno na základě rovnice (4.5). Závislost svislé tuhosti na teplotě je znázorněna v rámci grafu na obrázcích Obr. 4.10 a Obr. 4.11. Uvedené hodnoty svislých tuhostí jsou uvažovány na jeden metr běžný koleje. Při testování svislé tuhosti bylo uvažováno pouze rychlé zatěžování, kdy se rychlost svislé deformace pohybovala v rozmezí 0,1 až 0,2 mm/s. Je nutné zmínit, že při reálném dopravním zatížení lze v závislosti na traťové rychlosti očekávat svislou deformaci i řádově větší.

Tab. 4.2: Vyhodnocené podélné interakční parametry testovaného referenčního systému ERS Corkelast. Hodnoty jsou přepočteny na metr běžný koleje.

ZS	Rychlost deformace \dot{u}_x [mm/s]	Teplota T [°C]	Podélný odpor		Podélná deformace upevnění		Podélná sečná tuhost upevnění	
			Měřená veličina r_x [kN/m]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [kN/m]	Měřená veličina u_x [mm]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [mm]	Měřená veličina k_x [kN/mm/m]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [kN/mm/m]
ZS1	0,005	-20	198,4	±5,6	7,0	±0,4	29,9	±2,8
ZS2	0,005	-5	148,0	±4,1	6,9	±0,4	22,0	±2,1
ZS3	0,005	25	116,8	±3,3	6,9	±0,4	17,4	±1,6
ZS4	0,005	60	80,0	±2,2	7,1	±0,4	11,7	±1,1
ZS5	0,500	-20	315,2	±8,8	6,6	±0,4	49,3	±4,6
ZS6	0,500	-5	230,4	±6,5	6,9	±0,4	33,6	±3,1
ZS7	0,500	25	188,8	±5,3	6,9	±0,4	27,8	±2,6
ZS8	0,500	60	131,2	±3,7	7,0	±0,4	19,2	±1,8

Závislost svislé teploty na teplotě vykazuje obdobné chování jako bylo popsáno v případě podélné tuhosti. Svislá tuhost klesá s rostoucí teplotou, přičemž v rámci měřeného rozsahu teplot vykazuje bilineární charakter. V rozmezí teplot -5 až +60 °C je upevnění v kaučukovitém stavu a při oteplení

o jeden stupeň dochází k poklesu $k_{z,-}$ o cca 0,4 kN/m/mm. Při teplotách v rozmezí -20 až -5 se upevnění nachází v přechodové oblasti na každý stupeň oteplení $k_{z,-}$ poklesne o 3,74 kN/m/mm. Vyhodnocené interakční parametry jsou podle uvažovaných stavů organizovány do přehledných tabulek. Tabulka Tab. 4.2 sumarizuje maximální vyhodnocené hodnoty podélného odporu r_x , podélné deformace upevnění u_x a hodnoty sečných podélných tuhostí k_x . V tabulce Tab. 4.3 je uvedeno působící svislé zatížení F_z , maximální dosažená svislá deformace u_z a také hodnoty svislé tuhosti upevnění v zatlačení $k_{z,-}$. Výsledné hodnoty jsou uvedeny včetně nejistot formujících 95% interval pokrytí veličin.

Tab. 4.3: Vyhodnocené svislé interakční parametry testovaného referenčního systému ERS Corkelast. Hodnoty jsou přepočteny na metr běžný koleje.

ZS	Rychlost deformace u_z [mm/s]	Teplota T [°C]	Svislé přitížení		Svislá deformace upevnění		Svislá sečná tuhost upevnění v zatlačení	
			Měřená veličina F_z [kN/m]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [kN/m]	Měřená veličina u_z [mm]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [mm]	Měřená veličina $k_{z,+}$ [kN/mm/m]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [kN/mm/m]
ZS5	0,100	-20	62,8	±1,8	1,5	±0,2	171,0	±29,3
ZS6	0,150	-5	61,7	±1,7	2,5	±0,2	102,2	±13,3
ZS7	0,150	25	62,7	±1,7	2,9	±0,2	89,4	±11,6
ZS8	0,200	60	62,8	±1,8	3,2	±0,2	86,5	±11,2

Provedené experimenty na systému kontinuálně podepřené koleje ERS Corkelast firmy edilon)(sedra poskytly dobrou představu o chování tohoto typu upevnění kolejnic v interakci s podpůrnou konstrukcí. Vyhodnocené hodnoty jsou v další části studie použity jako referenční hodnoty pro validaci numerického modelu a také zjednodušené metody pro simulaci interakčních funkcí. Předpoklad, že interakční parametry jsou značně závislé na teplotě, byl v rámci experimentální analýzy prokázán. Mimoto byly na základě výsledků zjištěny některé zajímavé poznatky o chování posuzovaného systému.

Závěry experimentu:

- Byly stanoveny funkce podélného odporu, hodnoty podélné a svislé tuhosti v zatlačení elastického upevnění ERS Corkelast.
- Velikost podélného odporu, svislé i podélné tuhosti klesá se zvyšující se teplotou. Při teplotě 60 °C byly vyhodnoceny interakční parametry o cca 160 % nižší než při teplotě -20 °C.
- Závislost podélné i svislé tuhosti upevnění v zatlačení na teplotě je pro testovaný rozsah teplot bilineární, v rozmezí teplot -5 až -20 °C byla detekována přechodová oblast, obsahující teplotu skelného přechodu.
- Při rychlosti podélné deformace 0,5 mm/s lze konstatovat podélný odpor o cca 60 % větší než při rychlosti podélné deformace 0,005 mm/s. Velikost přírůstku tuhosti v důsledku rychlosti zatížení se s teplotou nemění.
- Celkem lze při podélné deformaci cca 7 mm u sledovaného typu upevnění v závislosti na teplotě a vyvozené rychlosti podélné deformace očekávat hodnoty podélného odporu v intervalu 200,9±123 kNm a hodnoty sečné podélné tuhosti upevnění v intervalu 32,1±21,5 kN/m/mm.
- Vyhodnocené hodnoty svislých tuhostí upevnění v zatlačení se v závislosti na teplotě pohybují v intervalu 137,8±62,5 kN/m/mm

4.2 Materiálové zkoušky komponent systému KPK

Materiálové zkoušky byly provedeny za účelem získání klíčových materiálových charakteristik potřebných pro tvorbu a validaci numerického modelu systému upevnění ERS Corkelast, a také pro verifikaci jeho experimentálně stanovených interakčních parametrů.

Sledované materiálové charakteristiky:

- Modul pružnosti v tahu dle [50]: E_t [MPa]
- Modul pružnosti v tlaku dle [51]: E_c [MPa]
- Poissonovo číslo: ν [-]
- Smykový modul pružnosti: G [MPa]
- Pevnost v tahu: f_u [MPa]
- Tažnost: A [%]
- Počáteční modul pružnosti: E_0 [MPa]
- Počáteční pevnost v tahu: $f_{u,0}$ [MPa]
- Lineární izotropní zpevnění: E_T [-]

Jednotlivé charakteristiky byly stanoveny za různých úrovní teploty a rychlosti deformace. Získané poznatky lze v další fázi této studie využít k odhadu a nastavení možných rozptylů materiálových parametrů, uvažovaných v rámci parametrické analýzy, která bude následně využita pro tvorbu obecné metodiky pro simulaci interakčních parametrů systémů KPK pomocí součinitelů. Materiálové charakteristiky byly vyhodnoceny na základě níže uvedených přímo měřených veličin.

Přímo měřené veličiny:

- Působící síla: F [kN]
- Poměrná deformace – podélná: ε_l [$\mu\text{m}/\text{m}$]
- Poměrná deformace – příčná: ε_n [$\mu\text{m}/\text{m}$]
- Teplota zkušebního tělíska: T [$^{\circ}\text{C}$]

4.2.1 Zkoušené komponenty upevnění

Sledovaný systém kontinuálně podepřené kolejnice edilon)(sedra ERS Corkelast může být navržen v celé řadě materiálových a geometrických modifikací, přičemž tyto mají velký vliv jak na velikost svislé tuhosti, tak na velikost podélné tuhosti upevnění a tedy i na závislost podélného odporu na relativní deformaci upevnění. Mezi **základní komponenty**, které významně ovlivňují interakční parametry upevnění, patří elastická upevňovací zálivka, elastická podložka pod patu kolejnice, vylehčovací prvky (PVC trubky, PUR bloky). Bylo rozhodnuto, že zkoušky nebudou zahrnovat materiál recyklované pryže, který také může být v rámci systému ERS použit. Důvodem je značně rozdílné chování upevnění na bázi bloků z recyklované pryže, kde nelze předpokládat adhezi na kontaktu upevňovacího bloku s kolejnicí, což je mimo oblast zkoumané problematiky. Předmětem experimentu tedy bylo stanovit vlastnosti následujících komponent:

- Elastická zálivka upevnění: edilon)(sedra Corkelast VA-60
- Podložka pod patu kolejnice: edilon)(sedra Trackelast strip
- Prvky vylehčení: edilon)(sedra PVC tube
edilon)(sedra PUR Fillerblock

Materiálové charakteristiky byly měřeny na **zkušebních těliscích** o rozměrech daných normou ČSN ISO 23529 [50]. Pro tahové zkoušky byla použita podlouhlá tělíska obdélníkového průřezu a délky v rozmezí 150 až 200 mm. Pro materiál vylehčovací trubky bylo uvažováno trochu odlišné tělísko,

které bylo vytvořeno podélným řezem trubky a jeho příčný řez tedy byl mírně zakřiven. Rozměry zkušebních tělísek pro tlakové zkoušky byly stanoveny na základě normy ČSN EN ISO 604 [51]. V souladu s normou byla tělíska provedena ve tvaru kváдру pro všechny zkoušené komponenty s výjimkou vylehčovací PVC trubky, u které pochopitelně kvádřové tělísko nebylo možné realizovat. Rozměry zkušebních těles jsou podrobně definovány v tabulce.

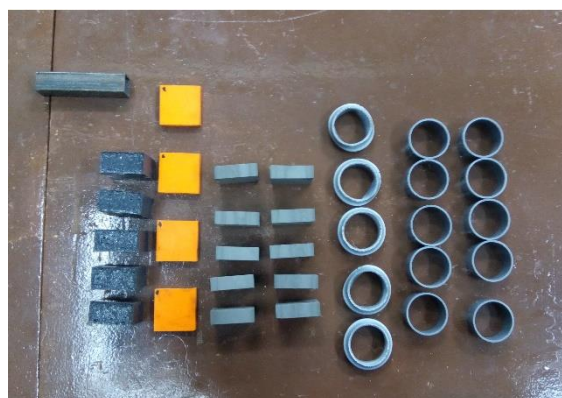
Tab. 4.4: Rozměry zkušebních těles pro zkoušky komponent materiálu upevnění ERS Corekast

Komponenta	Zkouška	Tloušťka [mm]	Šířka [mm]	Vnější průměr [mm]	Délka [mm]	Pozn.
Corkelast VA-60	TAH	5	25	-	150	
	TLAK	25	50	-	50	
Trackelast strip	TAH	10	25	-	165	
	TLAK	10	50	-	50	
PVC tube	TAH	2,5	20	-	200	
	TLAK	2,5	-	50	15	1)
PUR Fillerblock	TAH	150	25	-	5	
	TLAK	15	50	-	50	

1) Tělísko má tvar trubky



Obr. 4.12: Zkušební tělíska pro zkoušení v tahu (shora: Trackelast strip, Corkelast VA-60).



Obr. 4.13: Tělíska pro zkoušení v tlaku (zleva: Corkelast Va-60, Traceklast strip, PUR Fillerblock, PVC tube).



Obr. 4.14: Tělíska pro zkoušení v tlaku (zleva: Corkelast Va-60, Traceklast strip, PUR Fillerblock, PVC tube).



Obr. 4.15: Tělíska pro zkoušení v tahu po provedení zkoušky (zleva: PVC tube, PUR Fillerblock).

Zkušební tělíska byla opatřena **značkami (markery)** pro měření poměrné deformace optickým extenzometrem. Markery byly umístěny ve směru podélné osy vzorku (ve směru zatížení) a také v příčném směru (kolmo na směr působícího zatížení), umožňující měření podélné i příčné poměrné deformace vzorku při podélném zatížení. Počáteční vzdálenost markerů byla v podélném směru vzorku uvažována $L_0 = 50$ mm, zatímco v příčném směru byla využita maximální šířka zkušebního tělíska – tedy u tělísek pro tahovou zkoušku $n_0 = 25$ mm, respektive $n_0 = 50$ mm pro tlakovou zkoušku.

Markery byly tvořeny kontrastním černým značkovačem, s výjimkou zkušebních těles zálivky Cor-kelast VA-60, kde byly použity lepené bílé značky. Tvar těles a provedení markerů je patrný z uvedených obrázků. Vzhledem k povaze materiálu nebylo možné provést vzorky v úpravě s náběhem v oblasti upnutí do čelistí testovacího stroje. Tím pádem je zřejmé, že při měření do dosažení porušení v drtivé většině případů došlo k porušení v oblasti upnutí vzorku vlivem přidavného lokálního namáhání (viz Obr. 4.15). Vyhodnocené pevnosti f_u tedy nejsou přesné a lze je brát jako konzervativní. Skutečné hodnoty pevností by byly vyšší.

4.2.2 Popis zkoušení

Posuzované komponenty jsou zkoušeny ve dvou scénářích zatížení. První scénář cílí na zjištění parametrů materiálu v **závislosti na teplotě** při třech různých teplotách zatížení $T_1 = 25$ °C, $T_2 = -10$ °C a $T_3 = 50$ °C, při každé teplotě pro dvě varianty rychlosti deformace vzorku $\dot{u}_1 = 30$ mm/min (0,5 mm/s) a $\dot{u}_2 = 0,3$ mm/min (0,005 mm/s). Přičemž \dot{u}_2 simuluje střednědobé zatížení od teploty a \dot{u}_1 rychlost krátkodobé zatížení od dopravy. V rámci prvního scénáře bylo cílem zjistit **statické moduly pružnosti E_t , E_c a Poissonovo číslo ν , potažmo smykový modul pružnosti G** a postačilo tak v souladu s požadavky norem [50], [51], [52] na vyhodnocení zmíněných veličin získat pouze počáteční sklon pracovního diagramu do dosažení poměrné deformace 0,025 %.

Tab. 4.5: Zkoušení závislosti materiálových charakteristik na teplotě při dvou úrovních rychlosti deformace.

Komponenta	ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Počet opakování		Opětovné použití zkušebních tělísek	
				TAH	TLAK	TAH	TLAK
Corkelast VA-60	ZS1	0,5	-10	10	5	ANO	ANO
	ZS2	0,5	25				
	ZS3	0,5	50				
	ZS4	0,005	25				
Trackelast strip	ZS5	0,5	-10	10	5	ANO	ANO
	ZS6	0,5	25				
	ZS7	0,5	50				
	ZS8	0,005	25				
PVC tube	ZS9	0,5	-10	5	5	NE	NE
	ZS10	0,5	25				
	ZS11	0,5	50				
	ZS12	0,005	25				
PUR Fillerblock	ZS13	0,5	-10	5	5	NE	NE
	ZS14	0,5	25				
	ZS15	0,5	50				
	ZS16	0,005	25				

Druhý scénář provedení materiálových zkoušek cílil na podrobné prověření materiálových parametrů v závislosti na **rychlosti deformace vzorku**. Postupně bylo testováno chování materiálů při rychlostech $\dot{u}_1 = 0,0005$, $\dot{u}_2 = 0,005$, $\dot{u}_3 = 0,05$, $\dot{u}_4 = 0,5$ a $\dot{u}_5 = 5$ mm/s a při běžné teplotě $T = 25$ °C. Uvedené rychlosti byly voleny s ohledem na očekávanou logaritmickou závislost změny materiálových charakteristik na rychlosti deformace, přičemž \dot{u}_1 a \dot{u}_5 jsou limitní dosažitelné rychlosti zatěžovacího lisu. V rámci tohoto scénáře zkoušek byly s výjimkou prvních dvou zatěžovacích stavů měřeny kompletní pracovní diagramy závislosti napětí σ na poměrné deformaci ε . Sledovanými veličinami byly v tomto případě modul pružnosti E a Poissonovo číslo ν . Závislost materiálových charakteristik na rychlosti deformace byla zkoušena pouze na kritických komponentách upevnění Corkelast VA-60 a Trackelast strip a to pouze prostřednictvím tahové zkoušky.

Tab. 4.6: Zkoušení závislosti materiálových charakteristik na rychlosti deformace při teplotě 25 °C.

Komponenta	ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Počet opakování		Opětovné použití zkušebních tělísek	
				TAH	TLAK	TAH	TLAK
Corkelast VA-60	ZS17	0,0005	25	5	-	ANO	-
	ZS18	0,005					
	ZS19	0,05	25	5	-	NE	-
	ZS20	0,5					
ZS21	5						
Trackelast strip	ZS22	0,0005	25	5	-	ANO	-
	ZS23	0,005					
	ZS24	0,05	25	5	-	NE	-
	ZS25	0,5					
	ZS26	5					

V souladu s požadavky norem pro testování izotropních polymerů bylo každé dílčí měření při konkrétní teplotě a rychlosti v souladu s platnými normami **provedeno v 5 až 10 opakováních**. V případě hyperelastických materiálů Corkelast VA-60 a Trackelast strip bylo možno počet zkušebních tělísek redukovat na cca 15, neboť mohla být v rámci prvního scénáře tato tělíska opětovně použita pro jednotlivé zatěžovací stavy. Jejich pevnosti bylo dosaženo až v rámci druhého zatěžovacího scénáře, jak bylo popsáno v předcházející kapitole. Zkušební tělesa vylehčovacích komponent PVC tube a PUR fillerblock nebylo možné z důvodu tuhého, křehkého a plastického charakteru jejich materiálů (daného zesítenou strukturou) opětovně použít a bylo nutné pro každý zatěžovací stav vyrobit sadu nových zkušebních těles, a to jak pro první scénář zatížení, tak i pro scénář druhý. Pro každý zatěžovací stav bylo vyrobeno 6 zkušebních tělísek (5 měřených a jedno náhradní). Podrobnosti o uvažovaných zatěžovacích stavech, počtu opakování, případně opětovném použití zkušebních těles jsou uvedeny v přehledných tabulkách Tab. 4.5 a Tab. 4.6.

V zatěžovacích stavech při teplotách neodpovídajících standardní teplotě v laboratoři bylo třeba **kondiciovat vzorek na požadovanou teplotu**. Za tímto účelem byly použity dva izotermické boxy malého objemu. Izotermické boxy byly zevnitř opatřeny rošty, na které byly uloženy vzorky určené k temperování. Vnitřní povrch boxu včetně použitého roštu byl opatřen hliníkovou páskou pro zvýšení tepelné vodivosti. Oteplení v rámci boxu bylo dosaženo pomocí topného kabelu umístěného pod roštem se zkušebními tělisky. Ochlazení zkušebních těles na požadovanou teplotu bylo dosaženo použitím suchého ledu CO₂. Díky použití roštů nedošlo ke kontaktu vzorku s topným kabelem či suchým

ledem a temperování tak probíhalo rovnoměrněji přenosem tepla z ovzduší. Teplota byla regulována na základě teplotního čidla umístěného ve vzduchové kapse uvnitř izotermických boxů. V případě regulace teploty při oteplení vzorku bylo možné jednoduše upravit výkon topného kabelu. Regulaci teploty při ochlazení bylo možné provést pouze úpravou objemu suchého ledu v izotermickém boxu. Po vyjmutí zkušebního tělíska z boxu byla jeho teplota měřena kontaktním teploměrem a následně byla okamžitě zahájena zkouška. Na základě měření rychlosti změny teploty vzorků po vyndání z izotermického boxu bylo zjištěno, že vzhledem k požadavkům kladeným na měření modulů pružnosti a Poissonova čísla lze změnu teploty vzorku po dobu provádění zkoušky uvažovat jako nevýznamnou, což však platí za předpokladu standardní rychlosti manipulace se zkušebním zařízením a vzorky.



Obr. 4.16: Temperování zkušebních těles v izotermických boxech.



Obr. 4.17: Úprava vnitřního prostoru izotermického boxu včetně roštu pro umístění zkušebních těles.

Materiálové zkoušky probíhaly na **zkušebním zařízení MTS QTEST 100**. Experiment byl řízen deformací o rychlosti odpovídající jednotlivým zatěžovacím stavům. Pro měření teploty vzduchu byla v isotermických boxech instalována teplotní čidla. Teplota každého tělíska po vyjmutí z boxu a v průběhu měření byla kontrolována kontaktním teploměrem. Pro současné měření deformací a posunů v podélném a příčném směru byl využit optický systém bezkontaktního měření účinků zatížení metodou digitální korelace obrazu (DIC – digital image correlation), vycházejícího z principů foto-

grammetrického měření. Pro účely této zkoušky byl použit systém DIC firmy SOBRIETY, umožňující 2D měření pole posunů s vysokou přesností. Vyhodnocení posunů bylo provedeno v programu Mercury RT firmy SOBRIETY.

Měřicí linka systému DIC systému SOBRIETY sestávala z jedné aktivní kamery, umístěné na pohybovatelném stativu ve vzdálenosti 1 m od měřeného vzorku. Kalibrace měření posunů v rovině deformace vzorku proběhla na základě sklokeramických kalibračních destiček s mřížkou s body v rozteči 8 mm, určených pro měření posunů cca 100 mm. Přenos mezi kamerami a počítačem byl realizován pomocí datových kabelů USB 3.0. Minimalizace nejistot měření byla zajištěna řádnou kalibrací optického systému, optimalizací zaostření a úpravou ambientního osvětlení vzorku pomocí externě napájeného LED reflektoru.

Vzorkovací frekvence pro záznam měřených veličin bylo nutné určit dle požadavků normy [52], definující požadavky na minimální vzorkovací frekvenci dle rovnice (4.9), stanovené na základě uvažované rychlosti zatížení, přesnosti měřicí techniky a požadavku na velikost poměrných deformací.

$$f_{\min} = \frac{v}{60} \cdot \frac{L_0}{L \cdot r} \quad (4.9)$$

Kde: f_{\min} je minimální vzorkovací frekvence měření v [Hz]

v rychlost zatížení v [mm/min]

L_0/L rozsah poměrné deformace pro stanovení materiálových charakteristik $L_0/L = 0,002$

r minimální rozlišení měřicí techniky v mm. Typicky se uvažuje polovina přesnosti.



Obr. 4.18: Uspořádání zkušebního zařízení pro materiálové zkoušky component systému ERS Corkelast (vlevo: zkušební zařízení MTS QTEST 100 a optický extenzometr SOBRIET; vpravo: řídicí PC stanice systému MTS QTEST 100)

Popis měřicí linky a zkušebního zařízení:

- **Měření teploty:**
 - teplota vzduchu v isotherm. boxu: 2ks odporové teplotní čidlo PT1000, -40 až +200 °C
 - teplota zk. tělíska: 1ks dotykový teploměr testo 905-T2 (přesnost ±1°C)
- **Zkušební zařízení:**
 - vnesení zatížení: MTS QTEST 100
 - měření zatížení: integrovaný siloměr, 0-100 kN v rámci MTS
 - řízení experimentu: PC stanice + software TestWorks 4

- **Měření posunů:**
 - měřicí technika: optický extenzometr SOBRIETY (přesnost $\pm 1 \mu\text{m}$)
 - vyhodnocení posunů: PC Notebook Lenovo + DIC software Mercury RT
 - reflektory: 1x reflektor LED 500w
 - stativy: 1x stativ 475 Pro Geared Tripod
 - vzdálenost od cíle: 1 m
- **Vzorkovací frekvence:**
 - rychlost deformace 0,0005 mm/s: $f = 0,005 \text{ Hz}$
 - rychlost deformace 0,005 mm/s: $f = 0,05 \text{ Hz}$
 - rychlost deformace 0,05 mm/s: $f = 0,5 \text{ Hz}$
 - rychlost deformace 0,5 mm/s: $f = 5 \text{ Hz}$
 - rychlost deformace 5 mm/s: $f = 50 \text{ Hz}$

4.2.2.1 Průběh tahové zkoušky

Průběh tahové zkoušky vychází z požadavků stanovených v ČSN ISO 527-1 [52]. Cílem tahové zkoušky bylo vyhodnocení **modulu pružnosti v tahu, pevnosti v tahu, tažnosti a Poissonova čísla**. Na základě přepočtu byl s využitím znalosti Poissonova čísla dále stanoven **smykový modul pružnosti** materiálu.

Postup zkoušky:

1. Před vlastním zkoušením byla kalibrována měřicí linka optického extenzometru.
2. Zkušební těleso o rozměru definovaném v Tab. 4.4 (dle ČSN ISO 23529 [50]) bylo upnuto do zkušebního stroje tak, aby jeho podélná osa byla shodná se směrem zatěžování.
3. Při teplotách neodpovídajících standardní teplotě vzduchu byl vzorek před zkouškou kondicionován na požadovanou teplotu v izotermickém boxu. Následně byl vzorek vyjmut z boxu a upnut do zkušebního stroje v souladu s bodem 2.
4. Po upnutí vzorku byla teplota vzorku průběžně kontrolována dotykovým teploměrem. Pokud nebyla splněna požadovaná teplota, bylo tělísko opětovně temperováno.
5. Pro vyloučení náběhové oblasti z vyhodnocení byl zkoušený vzorek mírně předepnut. Počáteční předpětí bylo uvažováno hodnotu pom. přetvoření $\varepsilon_0 \leq 0,05 \%$. Zároveň hodnota počátečního předpětí splňovala podmínku $\sigma_0 \leq f_t/100$ (kde f_t je odhad pevnosti polymeru v tahu).
6. Po nastavení předpětí byly v rámci systému optického extenzometru nastaveny sledované body posunu ve svislém a příčném směru.
7. Zkušební vzorek byl zatěžován deformací o definované rychlosti až do dosažení požadované poměrné deformace případně do porušení v závislosti na uvažovaném zatěžovacím scénáři.

4.2.2.2 Průběh zkoušky v tlaku

Průběh tahové zkoušky vycházel z požadavků stanovených v ČSN ISO 604 [51]. Cílem tahové zkoušky bylo vyhodnocení **modulu pružnosti v tlaku a pevnosti v tlaku**.

Postup zkoušky:

1. Před vlastním zkoušením byla kalibrována měřicí linka optického extenzometru.
2. Zkušební těleso o rozměru definovaném v Tab. 4.4 (dle ČSN ISO 604 [51]) bylo umístěno mezi tlačné desky stroje a bylo vystředěno vzhledem k plochám desek. Během zatěžování bylo nutné zamezit klouzání tělesa vůči tlačným plochám za použití brusného papíru.
3. Při teplotách neodpovídajících standardní teplotě vzduchu bude vzorek před zkouškou kondicionován na požadovanou teplotu v izotermickém boxu. Následně byl vzorek vyjmut a umístěn do zkušebního stroje v souladu s bodem 2.

4. Po umístění vzorku mezi tlačné plochy byla teplota vzorku průběžně kontrolována dotykovým teploměrem. Pokud nebyla splněna požadovaná teplota, bylo tělísko opětovně temperováno.
5. Pro vyloučení náběhové oblasti pracovního diagramu byl zkoušený vzorek před samotnou zkouškou mírně zatížen. Počáteční zatížení splňovalo požadavek na limitní hodnotu pom. přetvoření $\varepsilon_{c0} \leq 0,05 \%$. Zároveň hodnota počátečního napětí byla menší $\sigma_{c0} \leq \sigma_M/100$ (kde σ_M je předpokládaná mez pevnosti v tlaku).
6. Po nastavení předpětí byly v rámci systému optického extenzometru nastaveny sledované body posunu ve svislém a příčném směru.
7. Zkušební vzorek byl zatěžován deformací o definované rychlosti až do dosažení požadované poměrné deformace.

4.2.3 Vyhodnocení experimentu

Vyhodnocení materiálových experimentů proběhlo dvojím způsobem. Základní materiálové charakteristiky, jako moduly pružnosti E a Poissonovo číslo ν při namáhání v tahu a tlaku, byly nejprve vyhodnoceny na základě postupů daných v normách pro zkoušení plastů [51], [52]. Takto definované materiálové charakteristiky jsou vhodné pro popis **počátečních vlastností materiálu**, nikoli však pro popis celého nelineárního charakteru pracovních diagramů vyhodnocovaných charakteristik.

Při komplexním modelování hyper-elastických materiálů se pro popis nelineárního chování používají sofistikovanější modely, jako například Mooney-Rivlinův model kontinua. Získání všech materiálových konstant pro jeho aplikaci je však velmi náročné. Pro potřeby popisu nelineárního chování komponent systémů kontinuálního upevnění kolejnice postačí materiálový model se třemi konstantami – počátečním modulem pružnosti E_0 , počáteční mezí pevnosti f_0 a součinitelem mechanického zpevnění E_T . **Pro popis celého pracovního diagramu** byl navržen původní materiálový model respektující tyto materiálové konstanty. Navržený materiálový model a vyhodnocení příslušných materiálových parametrů je uvedeno níže.

4.2.3.1 Vyhodnocení materiálových parametrů dle [51], [52]

Dle norem [51], [52] se **počáteční moduly pružnosti plastů v tahu a tlaku** stanoví výpočtem sklonu závislosti napětí na poměrné deformaci v intervalu od 0,05 do 0,25 %. V souladu s normami byly sklony pracovních diagramů stanoveny pomocí lineární regrese na daném intervalu dle rovnice (4.10).

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (4.10)$$

Kde: E je modul pružnosti v tahu nebo tlaku v [MPa]
 $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ sklon lineárně regresního modelu za použití metody nejmenších čtverců na intervalu $0,0005 < e < 0,0025$ v [MPa]

Dalším úkolem bylo stanovit Poissonovo číslo a následně na jeho základě určit smykový modul pružnosti G sledovaných komponent upevnění. Pro stanovení Poissonova číslo byla v souladu s normami využita závislost příčné poměrné deformace ε_n na podélné poměrné deformaci ε_l , přičemž hledanou hodnotu lze stanovit na základě sklonu této závislosti za použití regresní analýzy metodou nejmenších čtverců dle rovnice (4.11). Vzhledem k viskoelasticitě polymerů není zmíněná závislost lineární. Poissonovo číslo je stanoveno v intervalu podélných deformací větších než 0,25 % a menších než při dosažení meze kluzu daného materiálu.

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_n}{\Delta\varepsilon_l} = -\frac{L_0 \Delta n}{n_0 \Delta L} \quad (4.11)$$

Kde: ν je Poissonovo číslo v tahu, nebo tlaku [-]

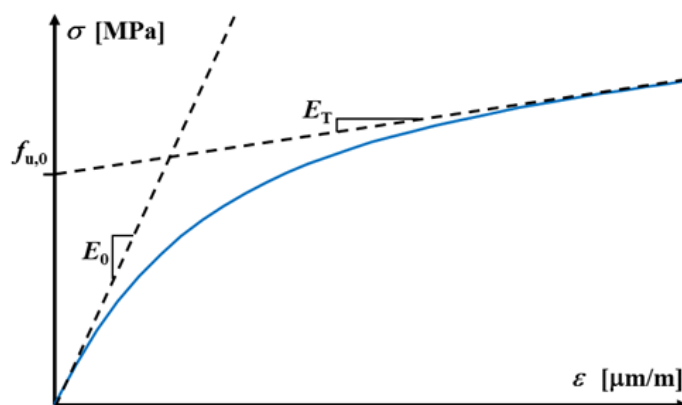
$\Delta \varepsilon_n$	pokles poměrné deformace v příčném směru (směr kolmo na osu zatížení) v [$\mu\text{m}/\text{m}$]
$\Delta \varepsilon_l$	nárůst poměrné deformace v podélném směru (ve směru zatížení) v [$\mu\text{m}/\text{m}$]
L_0, n_0	počáteční sledované délky v podélném, respektive v příčném směru v [mm]
Δn	změna (pokles) sledované příčné délky při působícím zatížení v [mm]
ΔL	změna (nárůst) sledované podélné délky při působícím zatížení v [mm]

4.2.3.2 Stanovení parametrů pro popis nelineárního chování hyper-elastických materiálů

Pro popis nelineární závislosti napětí na poměrné deformaci hyper-elastického materiálu byl navržen původní materiálový model. Tento model je přiléhavý v oblasti poměrných deformací menších než 300 %, což je pro účely popisu materiálových parametrů komponent kontinuálního upevnění kolejnic dostatečné. Model je postaven na exponenciální závislosti napětí na poměrné deformaci (4.12), upravené třemi parametry – počátečním modulem pružnosti E_0 , počáteční pevnosti materiálu $f_{u,0}$ a na lineárním izotropním zpevnění E_T . Materiálové parametry byly nalezeny hledáním koeficientů funkce (4.12) pomocí nelineární regrese metodou nejmenších čtverců za použití programu Matlab R2016. Výstupem výpočtu ze softwaru jsou kromě hodnot materiálových parametrů také konfidenční intervaly těchto hodnot, ze kterých bylo možné získat standardní nejistotu měření. Na základě výsledků lze konstatovat vysokou míru přiléhavosti modelu k experimentálním datům, koeficient determinace R^2 se pohybuje v hodnotách kolem 0,9999 a větších.

$$\sigma = (E_T \cdot \varepsilon_l + f_{u,0}) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-E_0 \cdot \varepsilon_l}{E_T \cdot u_x + f_{u,0}}\right)}\right) \quad (4.12)$$

- Kde: σ je napětí vyhodnocené na základě poměru měřené síly a plochy tělíska [MPa]
 E_T lineární izotropní zpevnění materiálu [-]
 ε_l měřená poměrná deformace v podélném směru (ve směru zatížení) v [$\mu\text{m}/\text{m}$]
 $f_{u,0}$ počáteční mez pevnosti materiálu v [MPa]
 E_0 počáteční modul pružnosti materiálu v [MPa]



Obr. 4.19: Původní model hyper-elastického materiálu

Materiálové parametry pro popis nelineární funkce závislosti napětí na poměrné deformaci byly provedeny pro materiály Corkelast VA-60 (elastické upevnění) a Trackelast strip (podložka pod patu kolejnice) a to v rámci zatěžovacích stavů do porušení zkušebních tělísek dle Tab. 4.6 – tedy pouze při testování odezvy materiálových parametrů na rychlost zatížení. Závislost parametrů na teplotě byla stanovena na základě předpokladu podobnosti s dříve vyhodnocenou závislostí podélné tuhosti upevnění (viz Obr. 4.9). Materiály vylehčovacích prvků PVC trubky a vylehčovacího PUR bloku jsou křehké a hyper-elastický model (4.12) pro jejich popis není vhodný. Vhodnějším modelem je v tomto případě jednoduchý lineárně pružný materiálový model s porušením při dosažení meze pevnosti. Pro

všechny komponenty upevnění byly na základě zkoušek do porušení stanoveny jejich tažnosti A dle (4.13) a meze pevnosti v tahu f_u dle (4.14). Je třeba zmínit že při stanovení těchto parametrů u hyperelastických materiálů Corkelast VA-60 a Trackelast strip často nebylo možné dosáhnout přetržení vzorku ani při dosažení maximálního možného posunu zatěžovacího příčnicku zkušebního zatížení. Pro tyto materiálové parametry jsou tedy ve výsledcích uvedeny minimální dosažené meze pevnosti a tažnosti.

$$A = \varepsilon_{\max} \quad (4.13)$$

Kde: A je tažnost v [%]

ε_{\max} maximální podélná deformace vzorku při přetržení v [%]

$$f_u = \sigma_{\max} \quad (4.14)$$

Kde: f_u je mez pevnosti v tahu v [MPa]

σ_{\max} maximální napětí vzorku při přetržení v [MPa]

4.2.3.3 Stanovení nejistot

Statistické zpracování měřených dat bylo provedeno v souladu s předpisy [52], [51] a podle normy [53]. Statistické zpracování zahrnovalo vyhodnocení průměrné hodnoty měřené veličiny a její směrodatné odchylky. **Výsledné rozšířené nejistoty** vyhodnocených parametrů s pravděpodobností pokrytí 95 % byly následně určeny podle [48] a [49]. Rozšířené nejistoty byly stanoveny na základě přístupu, kdy vyhodnocené parametry jsou nepřímo měřené, ale obsahují některé veličiny, které lze měřit přímo a opakovaně. Výsledná rozšířená nejistota se potom stanoví na základě kombinované nejistoty při znalosti standardních nejistoty typu A a typu B. Podrobný postup stanovení nejistoty byl následující:

- Stanovení funkční závislosti vyhodnocených veličin $Y = f(X_1 \dots X_j \dots X_n, V_1, \dots V_h, \dots V_k)$, kde X_j jsou přímo měřené veličiny a V_h jsou vstupní konstanty, které nemají přesné hodnoty. Vyhodnocené veličiny jsou: E_t , E_c , ν , G , A , f_u , E_0 , E_T a $f_{u,0}$. Přímě měřené veličiny jsou: F , ε , a ε_n . Vstupní konstantou, která nemá přesné hodnoty, je plocha zkušebního tělíska A_{ts} .
- Stanovení aritmetických průměrů \bar{x}_j přímo měřených veličin, které lze měřit opakovaně, a vstupních konstant. Plocha tělíska je v tomto případě stanovena třikrát v každém ze tří příčných řezů zkušebního tělíska, celkem tedy v 9 opakováních. Počty opakování u přímo měřených veličin jsou patrné z Tab. 4.5 a Tab. 4.6.
- Stanovení výběrového průměru vyhodnocené veličiny $\bar{y} = f(\bar{x}_1 \dots \bar{x}_j \dots \bar{x}_n, V_1, \dots V_h, \dots V_k)$ dosazením průměrů \bar{x}_j do funkčního vztahu veličiny.
- Stanovení standardní nejistoty typu A přímo měřených veličin, které lze měřit opakovaně podle vztahu (4.15).
- Stanovení standardních nejistot typu B pro všechny přímo měřené veličiny. Standardní nejistota typu B měření plochy zkušebního tělíska je dána nedokonalým odečítáním za analogové stupnice posuvného měřítka, zatímco standardní nejistoty typu B zbylých veličin jsou vyhodnoceny na základě nejistot regresního modelu, stanoveného metodou nejmenších čtverců v softwaru Matlab.
- Stanovení výsledné standardní nejistoty typu B sledované veličiny Y na základě všech vstupních nejistot dle (4.16).
- Stanovení kombinované standardní nejistoty sledované veličiny Y dle (4.17).
- Určení rozšířené nejistoty pro tvorbu 95% konfidenčního intervalu pokrytí výsledků dle (4.18)

$$u_{yA} = \sqrt{\sum_l^n A_{yj}^2 \cdot u_{xjA}^2} \quad (4.15)$$

Kde: u_{yA} je standardní nejistota vyhodnocené veličiny typu A
 u_{xjA} dílčí standardní nejistoty přímo měřené veličiny, kterou lze měřit opakovaně.
 $A_{yj} = \frac{\partial y}{\partial x_j}$

$$u_{yB} = \sqrt{\sum_l^n A_{xj}^2 \cdot u_{xjB}^2 + \sum_l^n A_{vh}^2 \cdot u_{vhB}^2} \quad (4.16)$$

Kde: u_{yB} je standardní nejistota vyhodnocené veličiny typu B
 u_{xjB} dílčí standardní nejistoty typu B jednotlivých přímo měřených veličin.
 $A_{xj} = \frac{\partial y}{\partial x_j}$, $A_{vh} = \frac{\partial y}{\partial v_h}$

$$u_y = \sqrt{u_{yA}^2 + u_{yB}^2} \quad (4.17)$$

Kde: u_y je kombinovaná standardní nejistota vyhodnocené veličiny

4.2.4 Materiálové parametry elastické zálivky kontinuálního upevnění

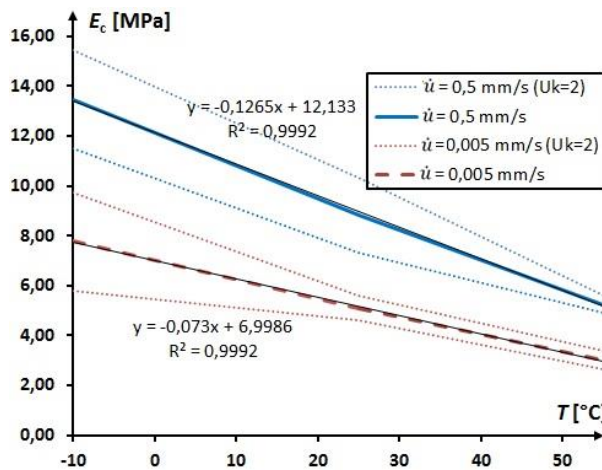
V první části této kapitoly jsou uvedeny materiálové parametry, stanovené podle 4.2.3.1. a v rámci uvedených tabulek je demonstrována jejich **závislost na teplotě a rychlosti zatížení**. Jak již bylo dříve popsáno, parametry při pomalém zatěžování za jiné než běžné teploty nebylo možné stanovit. V tabulkách je tedy uveden odhad na základě předpokladu, že změna vlastností materiálu upevnění v procentech je při změně rychlosti zatížení za všech teplot stejná, jak bylo zjištěno v 4.1.3. Tabulky uvádí průměrné hodnoty základních materiálových parametrů elastické zálivky Corkelast VA-60 v tahu a tlaku včetně rozšířených nejistot, formujících 95% konfidenční interval výsledků. Při materiálových testech bohužel nebylo možné spolehlivě určit vlastnosti při teplotách kolem -20 °C a nebylo tak možné zjistit vlastnosti v přechodové oblasti zkoušeného polymeru.

Tab. 4.7: Materiálové parametry sloučeniny Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

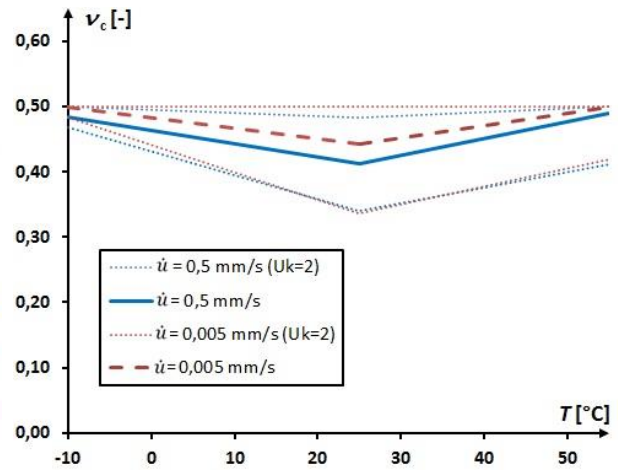
ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. veličina E_c [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν_c [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS1	0,5	-10	13,46	± 1,97	0,48	± 0,02	4,52	± 0,66
ZS2	0,5	25	8,84	± 1,5	0,41	± 0,07	3,44	± 0,37
ZS3	0,5	50	5,25	± 0,36	0,49	± 0,08	1,97	± 0,7
⁻¹⁾	0,005	-10	7,76	± 1,97	0,50	± 0,02	2,32	± 0,66
ZS4	0,005	25	5,10	± 0,49	0,44	± 0,11	1,77	± 0,04
⁻¹⁾	0,005	50	3,03	± 0,36	0,50	± 0,08	1,01	± 0,7

¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.

Z výsledků **materiálových zkoušek v tlaku** je patrné, že modul pružnosti v tlaku E_c je přibližně dva-krát vyšší než modul pružnosti v tahu E_t . Modul pružnosti v tlaku se v závislosti na uvažovaných teplotách a rychlostech zatížení pohybuje v intervalu od 5,8 do 15,4 MPa. Z hlediska závislosti na teplotě E_c klesá cca o 0,07 MPa (pomalé zatížení 0,005 mm/s) až 0,13 MPa (rychlé zatížení 0,5 mm/s) při oteplení zálivky o 1 °C. Naopak při větší rychlosti zatížení E_c roste, v porovnání s pomalou rychlostí deformace 0,005 mm/s lze při rychlém zatěžování 0,5 mm/s očekávat zvětšení modulu pružnosti o cca 70 %. Poissonovo číslo ν je při tlakovém namáhání na teplotě závislé nelineárně a pohybuje se v intervalu od 0,34 do 0,49. Nejnižších hodnot dosahuje při běžné teplotě a s oteplením i ochlazením roste, přičemž se zvyšující se rychlostí zatížení klesá.



Obr. 4.20: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku



Obr. 4.21: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

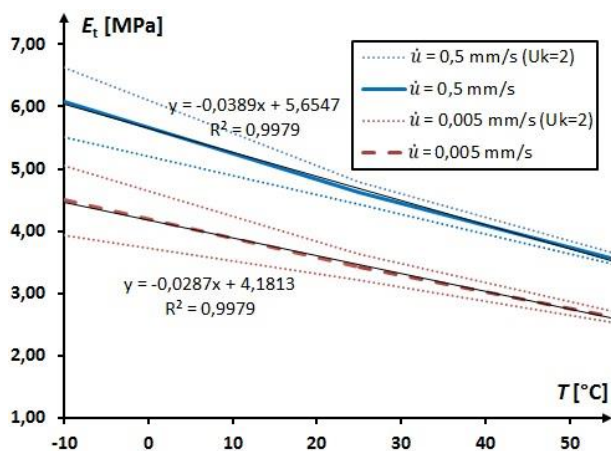
Výsledky **tahových materiálových zkoušek** sloučeniny Corkelast VA-60 vykazují z hlediska modulu pružnosti v tahu E_t podobné chování jako při zkouškách v tlaku, hodnoty jsou pouze nižší. Při sledovaných teplotách a rychlostech zatížení se modul pružnosti v tahu pohybuje v intervalu od 3,2 do 6,7 MPa. Při oteplení o 1 °C modul pružnosti v tahu klesá o cca 0,029 (pomalé zatížení 0,005 mm/s) až 0,039 MPa (rychlé zatížení 0,5 mm/s). Z hlediska závislosti modulu pružnosti na rychlosti zatížení lze konstatovat růst E_t se zvyšující se rychlostí zatížení. Při rychlém zatěžování 0,5 mm/s lze v porovnání s pomalým zatěžováním předpokládat zvětšení modulu pružnosti o cca 40 %.

Tab. 4.8: Materiálové parametry sloučeniny Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

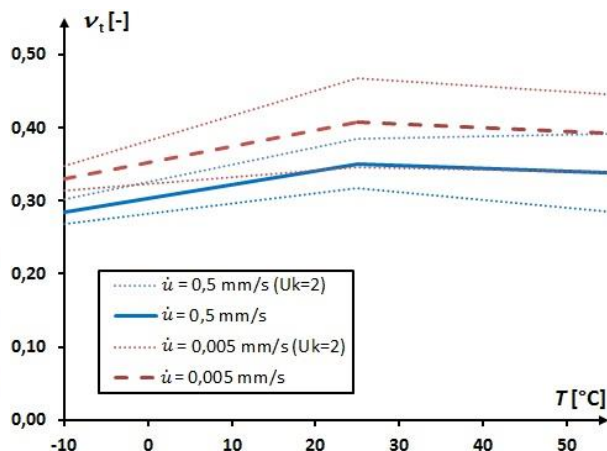
ZS	Rychlost deformace \dot{u}_x [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν_t [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS1	0,5	-10	6,07	± 0,56	0,29	± 0,02	2,60	± 0,3
ZS2	0,5	25	4,62	± 0,18	0,35	± 0,03	1,69	± 0,06
ZS3	0,5	50	3,55	± 0,09	0,34	± 0,05	1,35	± 0,13
- ¹⁾	0,005	-10	4,49	± 0,56	0,33	± 0,02	1,83	± 0,3
ZS4	0,005	25	3,41	± 0,21	0,41	± 0,06	1,19	± 0,09
- ¹⁾	0,005	50	2,63	± 0,09	0,39	± 0,05	0,95	± 0,13

¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.

Poissonovo číslo ν se při vyhodnocení z tahové zkoušky pohybuje v rozmezí od 0,27 do 0,47 a vykazuje odlišné chování než v případě tlakové zkoušky. Při zvětšující se teplotě nelineárně roste a klesá se zvyšující se rychlostí zatížení.



Obr. 4.22: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu



Obr. 4.23: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

Vliv **rychlosti zatížení** na materiálové parametry zálivky Corkelast VA-60 a výsledné pracovní diagramy vyhodnocené na základě zkoušek do porušení jsou podrobně diskutovány v následujících odstavcích. Uvedené výsledky zahrnují hodnoty materiálových parametrů, vyhodnocených z tahových zkoušek v zatěžovacích stavech za běžné laboratorní teploty dle Tab. 4.6 včetně minimálních hodnot tažnosti A a pevnosti v tahu f_u .

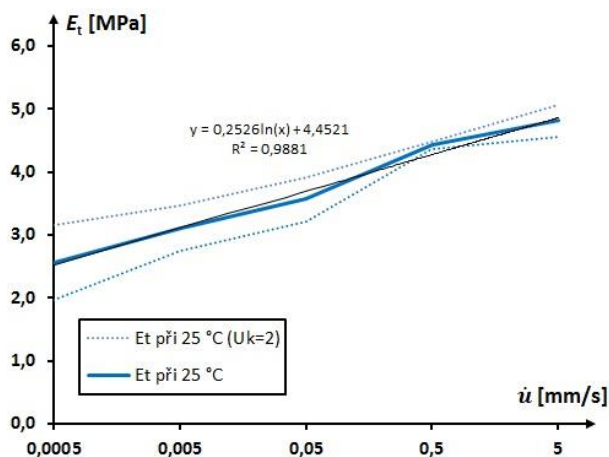
Tab. 4.9: Materiálové parametry zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na rychlosti zatížení – zkouška v tahu při teplotě 25 °C

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Pevnost v tahu		Tažnost ¹⁾
		Vyhodn. veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν_t [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina f_u [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Minimální hodnota A [%]
ZS17	0,0005	2,56	± 0,6	0,34	± 0,2	-	-	> 125
ZS18	0,005	3,11	± 0,36	0,40	± 0,04	-	-	
ZS19	0,05	3,57	± 0,35	0,35	± 0,06	0,57	± 0,11	
ZS20	0,5	4,42	± 0,05	0,36	± 0,06	0,65	± 0,04	
ZS21	5	4,81	± 0,25	0,39	± 0,11	0,82	± 0,26	

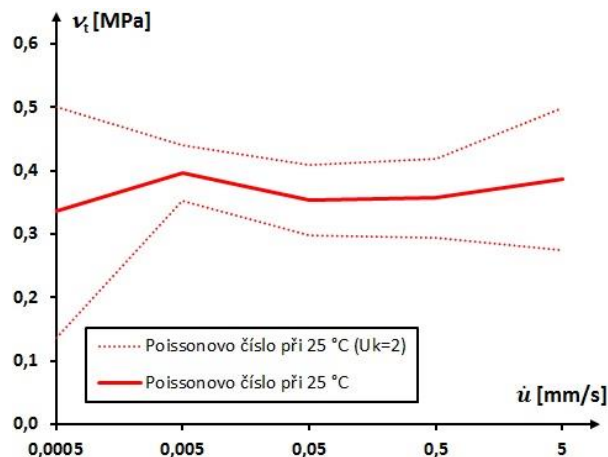
¹⁾ Vzhledem k omezeným možnostem zkušebního přístroje a omezenému statistickému souboru je uvedena minimální měřená hodnota tažnosti ze všech testů.

Z výsledků je zřejmé, že modul pružnosti E_t spolu s vyšší rychlostí zatížení roste. Závislost rychlosti na velikosti modulu pružnosti je logaritmická, jak je patrné i z regresní analýzy (viz Obr. 4.24). Na základě logaritmické regresní křivky lze v závislosti na rychlosti zatížení předpokládat přírůstek modulu pružnosti $0,253 \cdot \ln(\dot{u})$. Pro zkoušený rozsah rychlostí zatížení nabývá modul pružnosti hodnot v intervalu od 2,55 do 4,8 MPa, může se tedy v důsledku rychlosti zatížení zvýšit až téměř o 90 %. Přestože při rychlosti zatížení 0,0005 mm/s jsou vyhodnocené hodnoty Poissonova čísla zatíženy značnými nejistotami, lze na základě grafu na Obr. 4.25 bezpečně konstatovat, že Poissonovo číslo zůstává s měnící se rychlostí zatížení konstantní, případně roste jen velmi mírně. Hodnoty Poissonova čísla lze v tomto ohledu očekávat v intervalu od 0,35 do 0,39. Pevnost zálivky Corkelast Va-60 vyka-

zuje podobné chování jako modul pružnosti – pevnost spolu se zvyšující se rychlostí zatížení roste, přičemž přírůstek pevnosti je v závislosti na rychlosti zatížení logaritmický o hodnotě cca $0,054 \cdot \ln(\dot{u})$. Vyhodnocení tažnosti bohužel narazilo na limity zkušebního zařízení a není tak možné poskytnout relevantní statisticky zpracované hodnoty. Ze získaných hodnot byla alespoň vyhodnocena minimální tažnost o hodnotě 125 %. Lze předpokládat, že reálná tažnost bude významně vyšší.



Obr. 4.24: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu



Obr. 4.25: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu

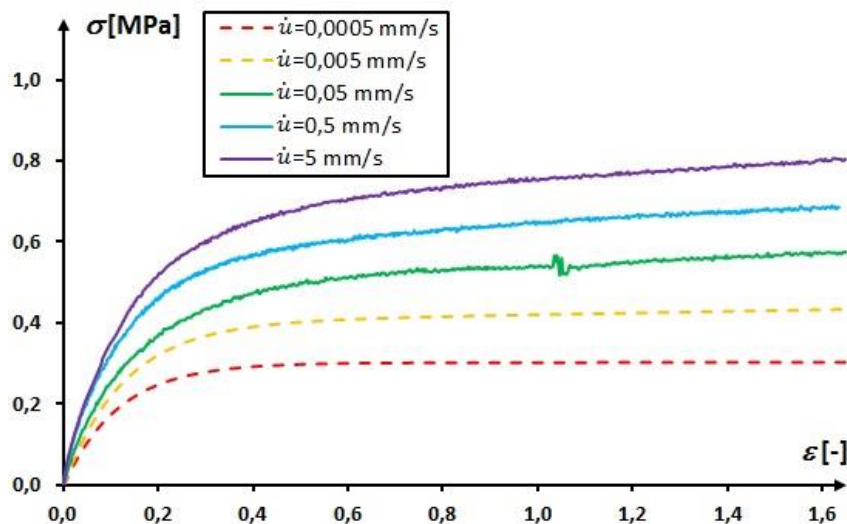
Na závěr jsou uvedeny doplňkové materiálové charakteristiky počátečního modulu pružnosti v tahu E_0 , izotropního lineárního zpevnění E_T a počáteční pevnosti $f_{u,0}$, získaných na základě nelineární regresní analýzy metodou nejmenších čtverců v programu Matlab dle modelu pro popis hyperelastických materiálů (4.12). Způsob vyhodnocení parametrů i nelineárních funkcí pracovních diagramů je podrobně popsán v 4.2.3.2.

Tab. 4.10: Materiálové parametry zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení dle modelu (4.12)

Rychlost deformace	Teplota	Počáteční modul pružnosti		Počáteční pevnost		Lineární izotropní zpevnění	
		Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota	Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota	Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota
\dot{u}_x [mm/s]	T [°C]	E_0 [MPa]	$U_{k=2}$ [MPa]	$f_{u,0}$ [MPa]	$U_{k=2}$ [MPa]	E_T [-]	$U_{k=2}$ [-]
0,5	-20	8,2	±0,6	1,02	±0,09	0,17	±0,02
0,5	-5	5,6	±0,2	0,72	±0,05	0,10	±0,01
0,5	25	4,3	±0,2	0,57	±0,05	0,06	±0,01
0,5	60	3,2	±0,1	0,44	±0,04	0,03	±0,01
0,005	-20	5,4	±0,6	0,64	±0,09	0,08	±0,02
0,005	-5	4,1	±0,2	0,48	±0,05	0,04	±0,01
0,005	25	3,2	±0,2	0,37	±0,05	0,02	±0,01
0,005	60	2,1	±0,2	0,24	±0,05	0,01	±0,01

Hodnoty počátečního modulu pružnosti E_0 poměrně dobře korelují s hodnotami modulů pružnosti E_t stanovenými dle [52]. Počáteční pevnost materiálu $f_{u,0}$ v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení dle uvažovaných zatěžovacích stavů nabývá hodnot v intervalu od 0,25 do 1,1 MPa. Izotropní zpevnění E_T materiálu Corkelast VA-60 nabývá v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení (dle uvažovaných zatěžovacích stavů) hodnot v intervalu od 0,01 do 0,17. Podrobnosti, včetně rozšířených nejistot výsledků

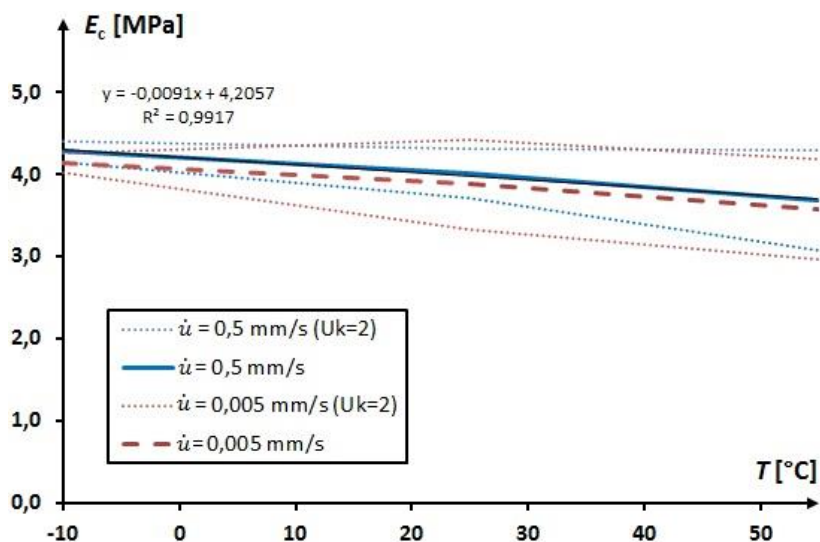
jsou uvedeny v přehledné tabulce. Níže jsou též uvedeny vyhodnocené **pracovní diagramy** v závislosti na rychlosti zatížení. Plnými čáry jsou znázorněny kompletně měřené pracovní diagramy, zatímco čárkovanými čárami jsou znázorněny pracovní diagramy pro pomalá zatěžování, jejichž počáteční moduly pružnosti E_0 byly měřeny a zbylé potřebné parametry E_T , respektive $f_{u,0}$ byly vyhodnoceny na základě známé logaritmické závislosti materiálových parametrů na rychlosti zatížení.



Obr. 4.26: Pracovní diagramy zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C

4.2.5 Materiálové parametry podložky pod patu kolejnice

V odstavci jsou rekapitulovány všechny materiálové parametry podložky pod patu kolejnice Trackelast strip. Postupně je diskutována závislost materiálových parametrů na teplotě, na rychlosti zatížení a závěrem jsou vyhodnoceny parametry popisující kompletní pracovní diagram materiálu komponenty Trackelast strip dle vztahu (4.12). V tabulkách uvedené hodnoty odpovídají odhadům střední hodnoty materiálového parametru, doplněnými o rozšířenou nejistotu s pravděpodobností pokrytí výsledků 95 %. Zatěžovací stavy a postup zkoušení jsou podrobně popsány v 4.2.2, zatímco způsob vyhodnocení je vysvětlen v 4.2.3.



Obr. 4.27: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

Při **materiálových zkouškách v tlaku** byl vyhodnocen pouze modul pružnosti v tlaku. Vzhledem k malé tloušťce podložky Trackelast strip nebylo možné zjistit Poissonovo číslo, a tedy ani smykový modul pružnosti. Porovnáním výsledků tlakové a tahové zkoušky lze stejně jako u materiálu Corkelast VA-60 i v tomto případě konstatovat bimodulární chování, přičemž modul pružnosti E_c je cca o 40 % vyšší než modul pružnosti v tahu E_t . Modul pružnosti v tlaku je velmi málo ovlivněn teplotou, přičemž s rostoucí teplotou mírně lineárně klesá. Modul pružnosti podložky Trackelast strip není téměř vůbec závislý na rychlosti zatížení. Modul pružnosti v tlaku lze s ohledem na vliv teploty i nejistoty měření očekávat v rozmezí od 3 do 4,4 MPa.

Tab. 4.11: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti	
			Vyhodn. veličina E_c [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS5	0,5	-10	4,28	± 0,12
ZS6	0,5	25	4,01	± 0,3
ZS7	0,5	50	3,69	± 0,61
⁻¹⁾	0,005	-10	4,14	± 0,12
ZS8	0,005	25	3,88	± 0,54
⁻¹⁾	0,005	50	3,57	± 0,61

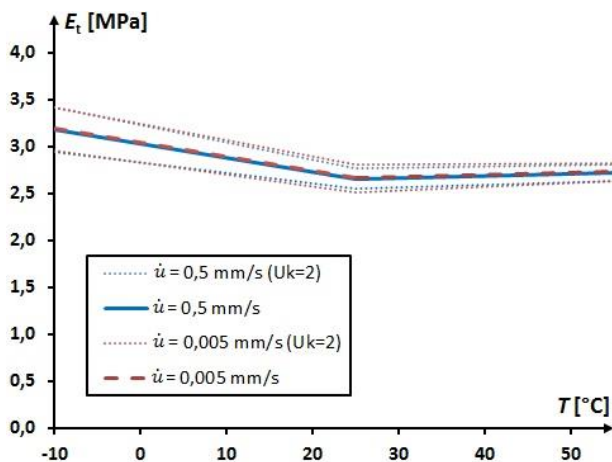
¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.

Tahové materiálové zkoušky kromě modulu pružnosti v tahu objasnilly i smykové chování materiálu komponenty Trackelast strip. Co se týče modulu pružnosti – jeho závislost na teplotě je mírně nelineární. Hodnota E_t klesá z hodnoty 3,2 MPa (při teplotě -10 °C) na hodnotu cca 2,7 MPa (při teplotě 25 °C) a následně se s rostoucí teplotou již nemění. S ohledem na změnu parametrů vlivem teploty a při zohlednění nejistot měření lze očekávat hodnoty modulu pružnosti v tahu v rozmezí od 2,8 do 3,4 MPa. Výsledky prokázaly, že E_t nevykazuje odezvu na změnu rychlosti deformace. Poissonovo číslo v mírně klesá s rostoucí teplotou a rychlostí deformace není ovlivněn. Střední hodnota ν je cca 0,4.

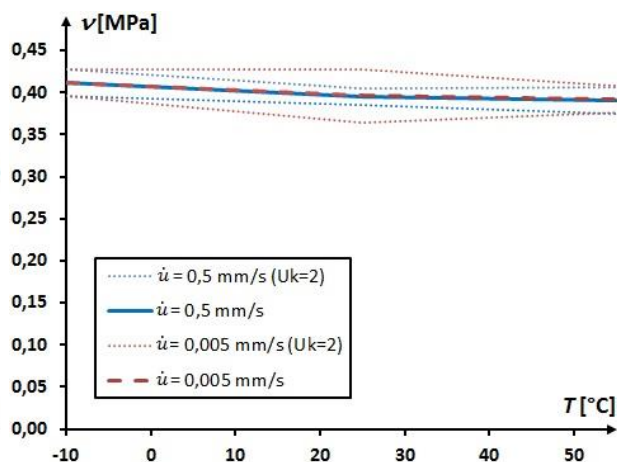
Tab. 4.12: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. Veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. Veličina ν_t [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS5	0,5	-10	3,18	± 0,23	0,41	± 0,02	1,13	± 0,08
ZS6	0,5	25	2,66	± 0,1	0,40	± 0,01	0,97	± 0,02
ZS7	0,5	50	2,72	± 0,09	0,39	± 0,02	0,96	± 0,06
⁻¹⁾	0,005	-10	3,19	± 0,23	0,41	± 0,02	1,12	± 0,08
ZS8	0,005	25	2,67	± 0,15	0,40	± 0,03	0,97	± 0,05
⁻¹⁾	0,005	50	2,73	± 0,09	0,39	± 0,02	0,96	± 0,06

¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.



Obr. 4.28: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu



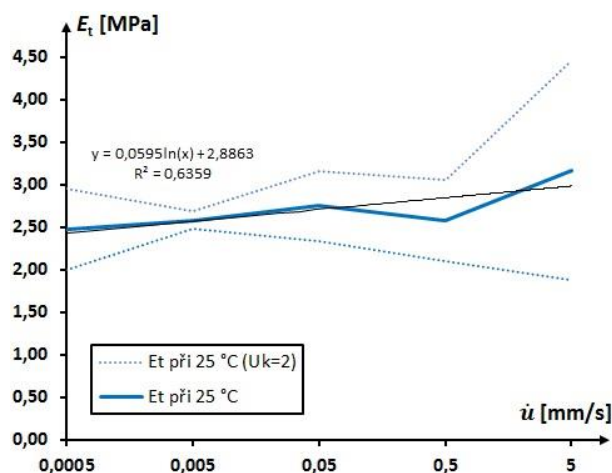
Obr. 4.29: Závislost Poissonova čísla podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

Následně provedené zkoušky do porušení poskytly informace o tom, jak se **při změně rychlosti** mění pracovní diagram materiálu podložky Trackelast strip. Z těchto diagramů bylo možné, kromě modulu pružnosti a Poissonova čísla, získat také tažnost, pevnost, či parametry modelu (4.12), popisující celý pracovní diagram. Z výsledků je zřejmé, že modul pružnosti E_t podložky Trackelast strip je pouze minimálně ovlivněn rychlostí zatížení a nabývá hodnot v intervalu 2,47 až 3,16 MPa. Hodnota 3,16 navíc odpovídá nejvyšší rychlosti zatížení, při které výsledky vykazovaly nejvyšší míru rozptylu, a tedy i nejistoty. Při pohledu na grafy závislosti Poissonova čísla na rychlosti zatížení lze rovněž konstatovat, že rychlost zatížení na Poissonovo číslo nemá téměř žádný vliv. Naopak pevnost Trackelast strip se zvětšující se rychlostí zatížení roste. Závislost mezi pevností a rychlostí zatížení je logaritmická a na základě regresního modelu ($R^2 = 0,9762$) ji lze uvažovat funkcí $f_{u,0} = 0,1985 \cdot \ln(\dot{u})$. S ohledem na zkoumané rychlosti zatížení a nejistoty výsledků zkoušek lze očekávat mez pevnosti podložky v rozmezí od 0,8 do 2,3 MPa. Stanovení tažnosti bylo stejně jako v případě zálivky Corcelast VA-60 ovlivněno limity zkušebního zařízení a byla tedy vyhodnocena pouze minimální hodnota tažnosti 125 %.

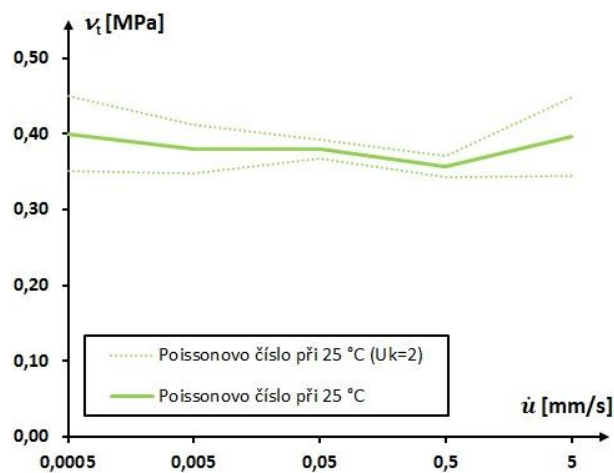
Tab. 4.13: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na rychlosti zatížení – zkouška v tahu při teplotě 25 °C

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Pevnost v tahu		Tažnost
		Vyhodn. veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν_t [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina f_u [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Minimální hodnota A [%]
ZS22	0,0005	2,47	± 0,48	0,40	± 0,05	-	-	> 125
ZS23	0,005	2,58	± 0,1	0,38	± 0,03	-	-	
ZS24	0,05	2,75	± 0,41	0,38	± 0,01	1,27	± 0,41	
ZS25	0,5	2,58	± 0,48	0,36	± 0,01	1,85	± 0,08	
ZS26	5	3,16	± 1,28	0,40	± 0,05	2,18	± 0,15	

¹⁾ Vzhledem k omezeným možnostem zkušebního přístroje a omezenému statistickému souboru je uvedena minimální měřená hodnota tažnosti ze všech testů.



Obr. 4.30: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu



Obr. 4.31: Závislost Poissonova čísla podložky Trackelast strip na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu

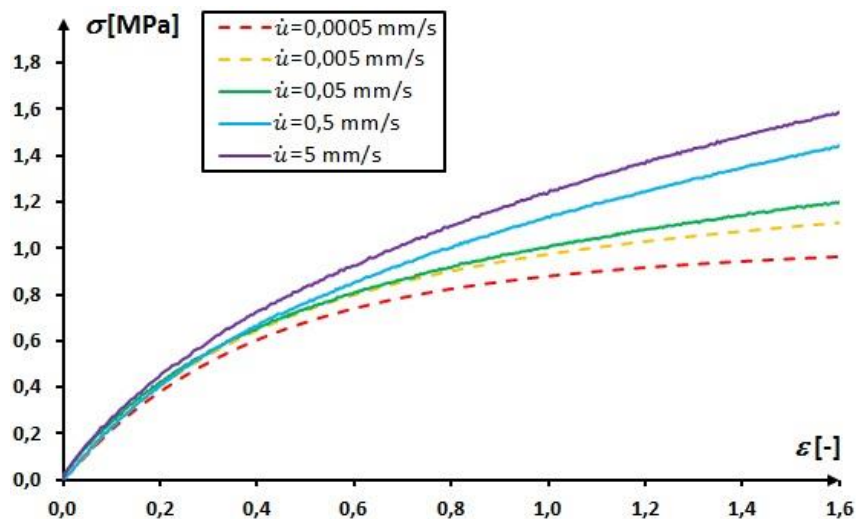
Hodnoty počátečního modulu pružnosti v tahu E_0 , izotropního lineárního zpevnění E_T a počáteční pevnosti $f_{u,0}$ v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení byly získány **hledáním koeficientů modelu (4.12)** na základě nelineární regresní analýzy. Případná chybějící měřená data byla nahrazena předpoklady dle 4.2.3.2.

Vyhodnocené hodnoty jsou uvedeny v Tab. 4.14, ze které je patrná dobrá korelace mezi počátečními moduly pružnosti dle (4.12) a moduly pružnosti E_t , stanovenými dle [52]. U materiálu podložky Trackelast strip lze očekávat hodnoty lineárního zpevnění cca v rozmezí 0,94 až 1,14, přičemž výsledky ukazují, že počáteční pevnost $f_{u,0}$ je teplotou a rychlostí deformace ovlivněna jen velmi málo. Naopak zpevnění E_T je zejména na změnu rychlosti zatížení citlivé, což také vysvětluje vyhodnocené meze pevnosti uvedené v Tab. 4.13. Hodnoty součinitele zpevnění jsou v případě podložky Trackelast strip obecně vyšší než v případě zálivky Corkelast VA-60. V rámci uvažovaných zatěžovacích stavů byly vyhodnoceny hodnoty E_T v rozmezí 0,12 až 0,54.

Tab. 4.14: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení dle modelu (4.12)

Rychlost deformace	Teplota	Počáteční modul pružnosti		Počáteční pevnost		Lineární izotropní zpevnění	
		Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota	Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota	Vyhodn. Veličina	Rozšířená nejistota
\dot{u}_x [mm/s]	T [°C]	E_0 [MPa]	$U_{k=2}$ [MPa]	$f_{u,0}$ [MPa]	$U_{k=2}$ [MPa]	E_T [-]	$U_{k=2}$ [-]
0,5	-20	3,1	±0,2	1,10	±0,04	0,46	±0,08
0,5	-5	2,6	±0,2	1,04	±0,03	0,34	±0,06
0,5	25	2,6	±0,1	1,04	±0,02	0,33	±0,05
0,5	60	2,6	±0,1	1,04	±0,02	0,34	±0,05
0,005	-20	3,1	±0,2	1,03	±0,04	0,32	±0,09
0,005	-5	2,6	±0,2	0,97	±0,04	0,20	±0,08
0,005	25	2,6	±0,2	0,97	±0,04	0,19	±0,07
0,005	60	2,6	±0,1	0,97	±0,03	0,20	±0,06

Níže uvedené pracovní diagramy popisují vliv rychlosti zatížení na chování podložky Trackelast strip. U zatěžovacích stavů (ZS24, ZS25, ZS26), kde bylo možné dosáhnout meze pevnosti, jsou v obrázku níže uvedeny naměřené hodnoty (znázorněno plnou čarou). U zatěžovacích stavů s pomalejším zatěžováním jsou na obrázku uvedeny pracovní diagramy vykreslené za použití modelu (4.12) při znalosti parametru E_0 a odvození parametrů E_T , a $f_{u,0}$.



Obr. 4.32: Pracovní diagramy podložky Trackelast strip v závislosti na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C

4.2.6 Materiálové parametry vylehčovací PVC trubky

Materiálové zkoušky pro vylehčovací PVC trubku byly vyhodnoceny pouze na základě požadavků norem [51], [52], použitý materiál PVC se v porovnání s materiálem komponent Corkelast a Trackelast chová velmi odlišně a jeho modelování prostřednictvím hyperelastického modelu (4.12) nedává smysl. Výsledky vyhodnocení **zkoušky v tlaku** ukázaly, že zkušební tělísko ve tvaru trubky není pro zjištění materiálových charakteristik v tlaku vhodné. Získané výsledky byly zatíženy chybou v důsledku ztráty stability štíhlé stěny tělísek a lze je považovat za neprůkazné. Dále jsou tedy uvedeny pouze materiálové charakteristiky získané na základě zkoušky v tahu.

Tab. 4.15: Materiálové parametry PVC trubky v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS9	0,5	-10	3562	± 212	0,34	± 0,01	1421	± 222
ZS10	0,5	25	3132	± 749	0,39	± 0,04	1138	± 285
ZS11	0,5	50	2299	± 238	0,36	± 0,08	974	± 294
- ¹⁾	0,005	-10	2641	± 212	0,34	± 0,01	1131	± 222
ZS12	0,005	25	2322	± 210	0,39	± 0,04	906	± 239
- ¹⁾	0,005	50	1704	± 238	0,36	± 0,08	775	± 294

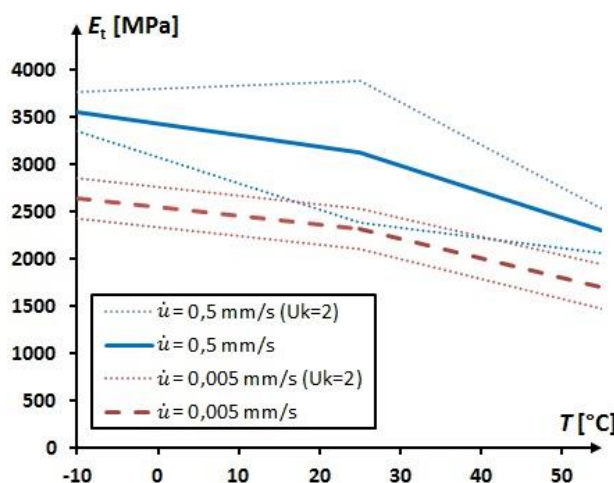
¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.

Modul pružnosti E_t vylehčovací PVC trubky nabývá hodnot v rozmezí od cca 1500 do 3750 MPa a je výrazně citlivý na změnu teploty i rychlosti zatížení. Závislost modulu pružnosti na teplotě je mírně nelineární, při oteplení o 1 °C modul pružnosti v tahu klesá o cca 14,3 (pomalé zatížení 0,005 mm/s) až 19,3 MPa (rychlé zatížení 0,5 mm/s). Porovnáme-li moduly pružnosti při pomalém (0,005 mm/s) a rychlém (0,5 mm/s) zatížení, můžeme u rychlého zatížení konstatovat nárůst o cca 35 %. Poissonovo číslo PVC trubky nabývá hodnot 0,33 až 0,44. Na základě výsledků zkoušek lze konstatovat nelineární závislost Poissonova čísla ν na teplotě, kdy maximální hodnotu lze předpokládat při teplotě 25 °C. Při ochlazení i oteplení hodnota ν klesá. Velikost Poissonova čísla není závislá na rychlosti zatížení.

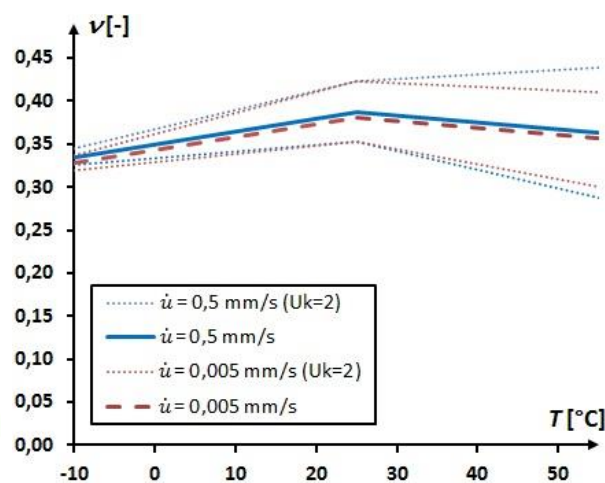
Tab. 4.16: Materiálové parametry PVC trubky v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 2.část

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Mez pevnosti		Tažnost	
			Vyhodn. Veličina f_u [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. Veličina A [%]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]
ZS9	0,5	-10	53,0	± 1,6	8,1	± 1,1
ZS10	0,5	25	48,7	± 9,2	11,9	± 4,5
ZS11	0,5	50	38,6	± 1,1	>18,2	-

V zatěžovacích stavech ZS9 až ZS11 byly **provedeny materiálové zkoušky PVC trubky do porušení**, díky čemuž bylo možné vyhodnotit mez pevnosti a tažnost. Obecně lze říct, že mez pevnosti s rostoucí teplotou klesá z cca 53 MPa (při teplotě -10 °C) na cca 39 MPa (při teplotě 50 °C). Při ochlazení materiál PVC křehne a snižuje se jeho tažnost. Tažnost lze u materiálu PVC v závislosti na teplotách ve zkoušeném rozsahu předpokládat v intervalu od 7 do 18 % a více. Při teplotě 50 °C sice byla nalezena mez pevnosti, ale meze porušení nebylo dosaženo a nebylo tak možné ani vyhodnotit tažnost. V tabulkách uvedená hodnota 18,2 % je tedy minimální tažnost, kterou provedené experimenty prokázaly, skutečná střední hodnota tažnosti při této teplotě může být vyšší.



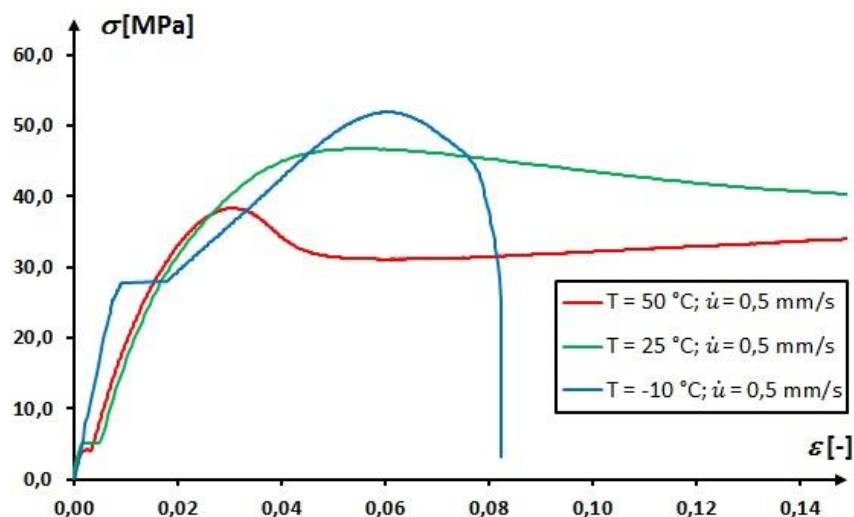
Obr. 4.33: Závislost modulu pružnosti PVC trubky na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu



Obr. 4.34: Závislost Poissonova čísla PVC trubky na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

Nelineární chování materiálu PVC v závislosti na teplotě lze dobře demonstrovat pomocí vybraných **pracovních diagramů** na Obr. 4.35. Pracovní diagramy PVC vykazují výraznou mez kluzu, mez pevnosti a mez porušení, nicméně při různých teplotách se materiál chová výrazně odlišně. Při nejvyšší

měřené teplotě je materiál křehký, mez kluzu lze odhadnout přibližně jako 50 % meze pevnosti a po dosažení meze pevnosti nastává změkčení materiálu a brzy je dosaženo meze porušení. Při běžné laboratorní teplotě 25 °C se materiál chová odlišně. Mez kluzu lze pozorovat přibližně na 10 % meze pevnosti. Po dosažení meze pevnosti dochází k pozvolnému změkčení až do dosažení meze porušení. Podobně při 50 °C mez kluzu přibližně odpovídá 10 % meze kluzu. Po dosažení meze pevnosti dochází k významnému změkčení materiálu a postupné plastifikaci až do dosažení meze porušení. Bohužel tažnost materiálu je při této teplotě značná a meze porušení nebylo dosaženo v dostatečném počtu případech pro stanovení relevantní statistiky.



Obr. 4.35: Pracovní diagramy PVC trubky v závislosti na teplotě při rychlosti zatížení 0,5 mm/s

4.2.7 Materiálové parametry vylehčovacího PUR bloku

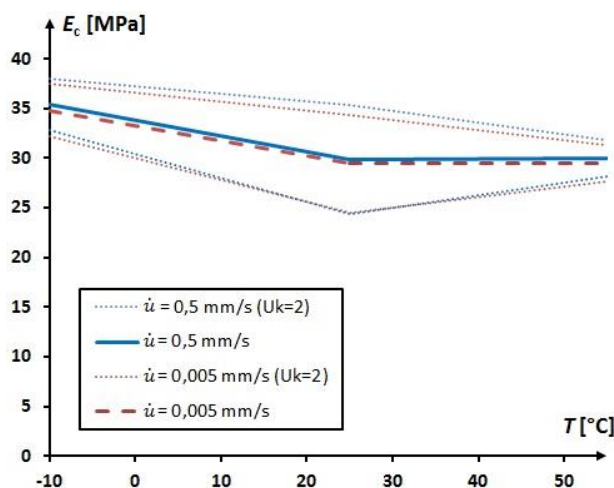
Výsledky materiálových zkoušek prokázaly, že PUR blok používaný pro vylehčení zálivky Corkelast je křehkým materiálem. Lze jej tedy popsat lineárně pružným modelem až do dosažení meze pevnosti. Popis dle hyper-elastického modelu (4.12) není vhodný. Vyhodnocení je tedy provedeno pouze na základě normového přístupu [51], [52] při zkouškách v tahu i tlaku.

Tab. 4.17: Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

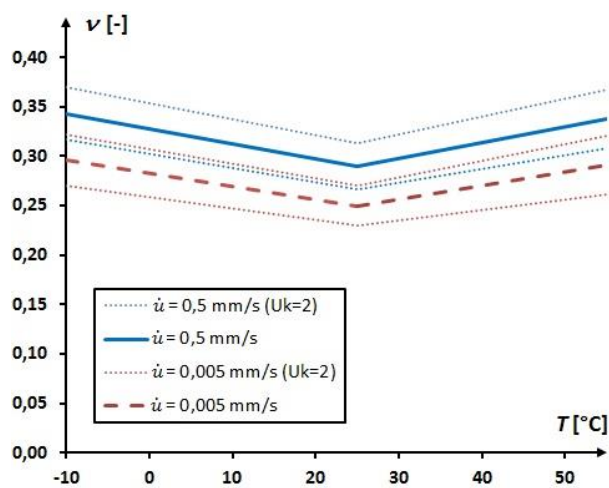
ZS	Rychlost deformace \dot{u}_x [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. veličina E_c [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS13	0,5	-10	35,4	± 2,6	0,34	± 0,03	13,2	± 0,8
ZS14	0,5	25	29,9	± 5,5	0,29	± 0,02	11,6	± 2
ZS15	0,5	50	30,0	± 1,8	0,34	± 0,03	11,2	± 0,8
- ¹⁾	0,005	-10	34,8	± 2,6	0,30	± 0,03	13,3	± 0,8
ZS16	0,005	25	29,4	± 4,9	0,25	± 0,02	11,7	± 2
- ¹⁾	0,005	50	29,5	± 1,8	0,29	± 0,03	11,4	± 0,8

¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.

Dle výsledků **zkoušek v tlaku** nabývá modul pružnosti E_c hodnot v intervalu 28 až 37 MPa a je mírně závislý na teplotě, kdy pokles teploty znamená zvýšení modulu pružnosti. Závislost E_c na rychlosti zatížení nebyla prokázána. Zajímavým poznatkem je, že modul pružnosti v tlaku vychází nižší než modul pružnosti v tahu. Poissonovo číslo při zkoušce PUR bloku v tlaku při měnící se teplotě a rychlosti deformace vychází v intervalu 0,23 až 0,37. Poissonovo číslo je na teplotě nelineárně závislé, nejnižší hodnota byla měřena při běžné teplotě 25 °C, přičemž při oteplení i ochlazení se hodnota zvyšuje. Poissonovo číslo také roste se zvyšující se rychlostí zatížení. Při rychlém zatížení (0,5 mm/s) je Poissonovo číslo o cca 12 % větší než při pomalém zatížení.



Obr. 4.36: Závislost modulu pružnosti PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku



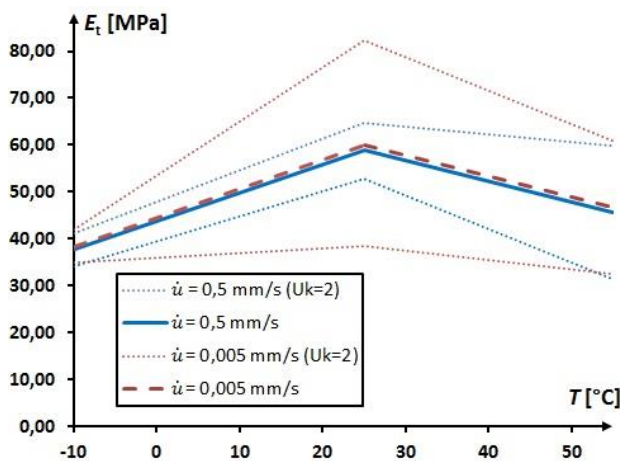
Obr. 4.37: Závislost Poissonova čísla PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku

Moduly pružnosti E_t , vyhodnocené na základě **tahových zkoušek** se pohybují v rozmezí 34 až 65 MPa. Zajímavé je, že maximální hodnota E_t byla vyhodnocena při teplotě 25 °C, přičemž při oteplení i ochlazení hodnota klesá. Navíc nebyla prokázána závislost modulu pružnosti PUR bloku na rychlosti zatížení. Poissonovo číslo naproti tomu s rostoucí teplotou, stejně jako s rostoucí rychlostí zatížení roste. Poissonovo číslo, vyhodnocené na základě tahové zkoušky lze při proměnlivé teplotě a rychlosti deformace očekávat v intervalu 0,22 až 0,35.

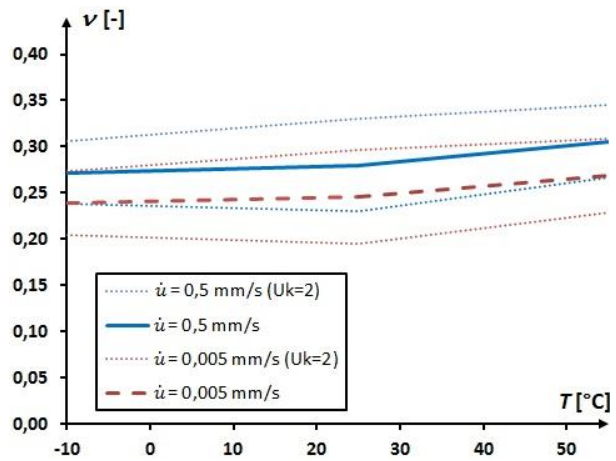
Tab. 4.18: Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 1.část

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Modul pružnosti		Poissonovo číslo		Modul pružnosti ve smyku	
			Vyhodn. Veličina E_t [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina ν [-]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]	Vyhodn. Veličina G [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]
ZS13	0,5	-10	37,7	± 3,6	0,27	± 0,03	15,1	± 0,9
ZS14	0,5	25	58,8	± 6	0,28	± 0,05	23,1	± 2,4
ZS15	0,5	50	45,7	± 14,2	0,31	± 0,04	17,4	± 3,3
-1)	0,005	-10	38,4	± 3,6	0,24	± 0,03	16,3	± 0,9
ZS16	0,005	25	60,0	± 21,6	0,25	± 0,05	25,0	± 7,3
-1)	0,005	50	46,6	± 14,2	0,27	± 0,04	18,8	± 3,3

¹⁾ Odhad vlivu změny rychlosti zatížení na základě předpokladu stejné procentuální změny materiálových vlastností při různých teplotách.



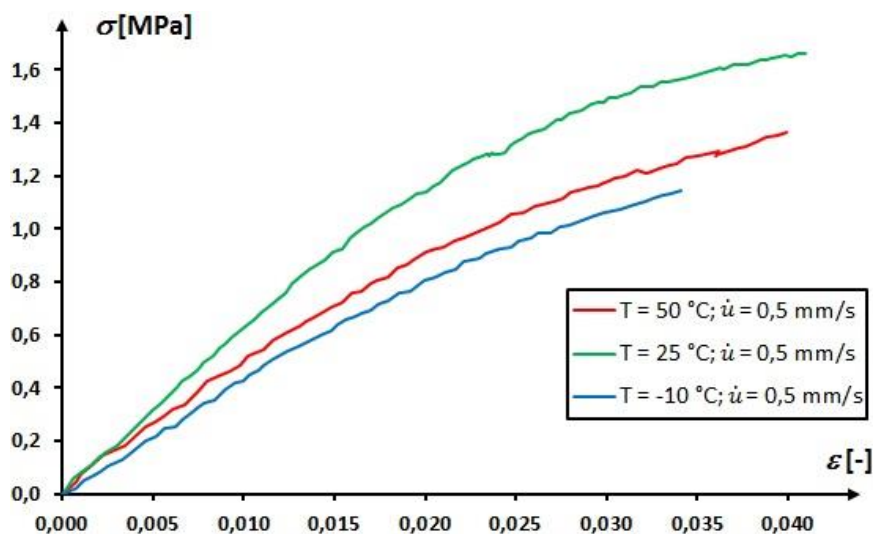
Obr. 4.38: Závislost modulu pružnosti PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu



Obr. 4.39: Závislost Poissonova čísla PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu

Při zkoušení v tahu bylo možné určit také tažnost a mez pevnosti v závislosti na změně teploty. Vliv rychlosti zatížení nebyl pro tuto zkoušku stanoven. Závislosti tažnosti a pevnosti na teplotě jsou téměř shodné – maximálních hodnot bylo, podobně jako i pro ostatní materiálové charakteristiky PUR bloku, dosaženo při teplotě 25 °C. Při oteplení i ochlazení hodnoty tažnosti i pevnosti klesají. Mez pevnosti v tahu se v závislosti na teplotě pohybuje v rozmezí 1,1 až 2,2 MPa. Tažnost materiálu PUR bloku lze s ohledem na teplotu předpokládat 3,1 až 5,9 %. Hodnoty meze pevnosti v tahu f_u a tažnosti A jsou uvedeny v Tab. 4.19.

Typické **pracovní diagramy** materiálu vylehčovacího PUR bloku jsou uvedeny na Obr. 4.40. Při pohledu na grafy je zřejmé, že použitý polyuretan je křehký materiál s poměrně nízkou tažností a spíše nízkou pevností. Závislost napětí na přetvoření je do dosažení meze úměrnosti lineární, načež dochází k mírnému poklesu tuhosti až do dosažení meze pevnosti. Pracovní diagramy PUR bloku nevykazují výraznou mez kluzu. K porušení materiálu dochází při dosažení meze pevnosti. Materiál nevykazuje změkčení, mez pevnosti tedy odpovídá mezi porušení.



Obr. 4.40: Pracovní diagramy PUR bloku v závislosti na teplotě při rychlosti zatížení 0,5 mm/s

Tab. 4.19: Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 2.část

ZS	Rychlost deformace \dot{u} [mm/s]	Teplota T [°C]	Mez pevnosti		Tažnost	
			Vyhodn. veličina f_u [MPa]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [MPa]	Vyhodn. veličina A [%]	Rozšířená nejistota $U_{k=2}$ [-]
ZS13	0,5	-10	1,2	± 0,1	3,8	± 0,7
ZS14	0,5	25	1,7	± 0,5	4,5	± 1,4
ZS15	0,5	50	1,4	± 0,3	3,9	± 0,8

4.3 Změna interakčních parametrů při cyklickém zatížení

Cyklická zkouška systému upevnění ERS Corkelast (HR) firmy edilon (sedra volně navazovala na testování referenčního systému KPK v závislosti na proměnlivé teplotě a rychlosti zatížení. Cílem experimentu bylo zjistit, jakým způsobem může potenciálně degradovat typický systém kontinuálně podepřené koleje v důsledku cyklického zatížení, odpovídajícího zatížení rovnoměrnou změnou teploty. Předpokládá se, že ke změně vlastností upevnění dojde v důsledku únavy (ve smyku) materiálu komponent upevnění, případně v důsledku únavy v kombinaci s vlivem reologických vlastností polymerního materiálu.

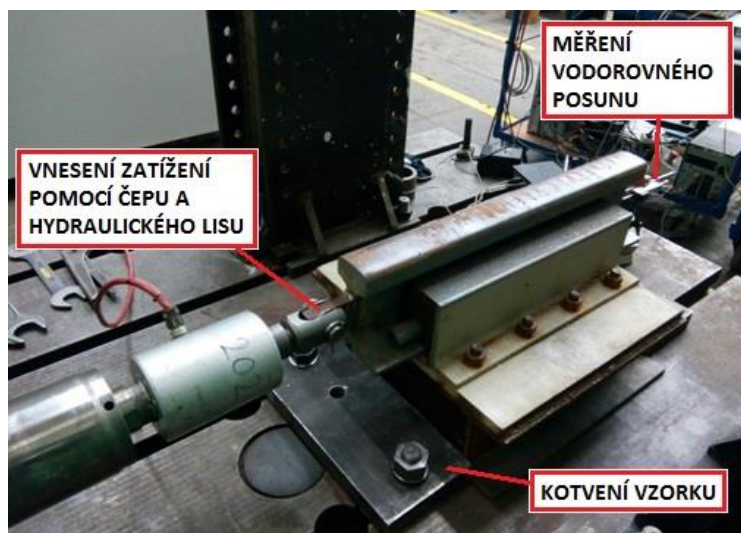
Mezi dílčí cíle patří **zjištění změny podélného odporu, podélné tuhosti a obecně vyhodnocení změny charakteru hysterese při smyčce při cyklickém zatížení** při počtu cyklů, odpovídajících 5 letům životnosti systému KPK při definovaném rozkmitu relativní deformace v upevnění. Zkouška má spíše informativní charakter, mezi ambice experimentu nepatří exaktní stanovení únavové pevnosti detailu upevnění, případně kvantifikace podílu vlivů reologie a únavy na celkové degradaci systému upevnění. Pro tyto účely by bylo třeba zajistit statistický soubor s dostatečným počtem zkoušených vzorků stejného systému KPK, zatímco v případě předmětného experimentu byl k dispozici pouze jeden vzorek. Experiment by bylo nutné navíc doplnit časově náročnými zkouškami dotvarování posuzovaných polymerů. Podrobné stanovení únavové životnosti bude předmětem navazujícího výzkumu v rámci této problematiky.

4.3.1 Popis experimentu

Experiment proběhl v laboratoři Kloknerova ústavu s využitím již použitého vzorku systému upevnění ERS Corkelast. Návrh a postup provedení experimentu byl stanoven řešitelem práce. Realizaci experimentu provedli pracovníci Kloknerova ústavu. Geometrie zkoušeného vzorku je podrobně popsána v kapitole 4.1.1 na Obr. 4.1. Zatížení bylo vyvozeno prostřednictvím hydraulického válce. Pro účely cyklické zkoušky byl navíc vzorek opatřen styčnickovým plechem pro provedení čepového připoje k hydraulickému válci. Styčnickový plech čepu byl přivařen k čelu kolejnice. Vzorek byl následně upnut na zkušební roštu a poté byl střídavě cyklicky axiálně zatěžován v podélném směru. Zatížení simulovalo deformaci vlivem změny teploty systému KPK v interakci s podpůrnou konstrukcí, přičemž ve svislém směru nebylo zatížení aplikováno. Zatěžování probíhalo při běžné laboratorní teplotě 23 – 25 °C.

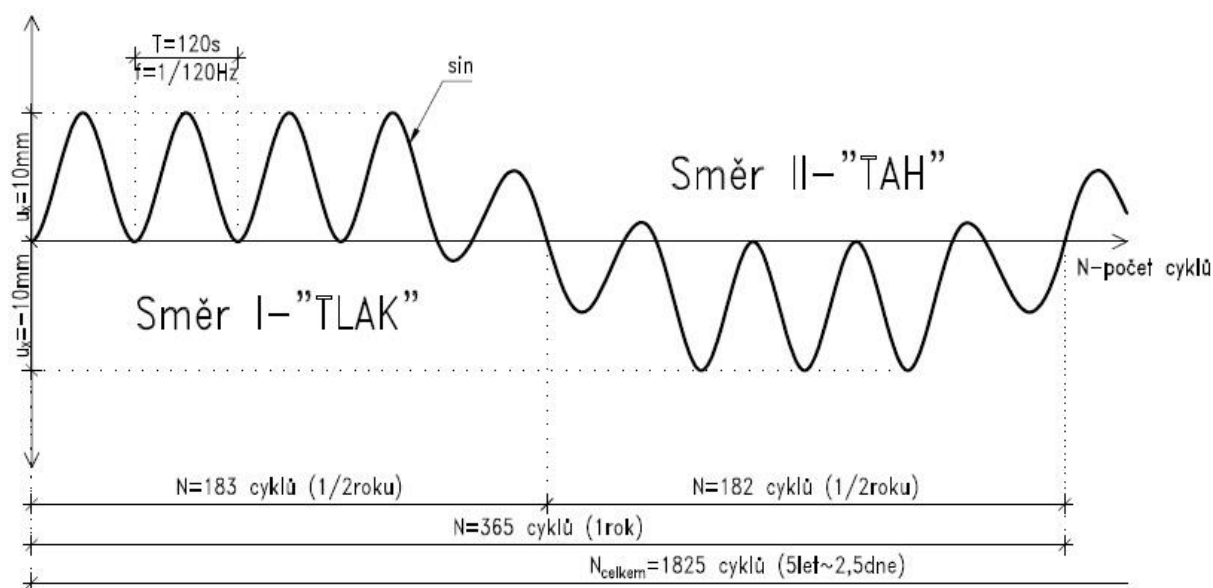
Celkový počet cyklů zatížení odpovídal 5 letům životnosti, kde jeden zatěžovací cyklus modeluje průběh deformace v upevnění po dobu jednoho dne, při kterém dochází k ochlazení a oteplení. Celko-

vý počet cyklů odpovídající životnosti 5 let je tedy roven $N = 365 \cdot 5 = 1825$. Průběh experimentu byl navržen tak, aby co možná nejvíce odpovídal reálnému ambientnímu zatížení v důsledku teploty. Předpokládá se, že přibližně půl roku je upevnění namáháno ochlazením a ve druhé polovině roku je namáháno oteplením v porovnání s výchozí upínací teplotou. Z tohoto důvodu bylo cyklické zatížení rozděleno na střídající se zatěžovací stupně o 183 cyklech, odpovídajících polovině roku. Celkový počet cyklů byl tedy rozdělen celkem do deseti zatěžovacích stupňů.



Obr. 4.41: Uspořádání cyklické zatěžovací zkoušky systému ERS Cor-kelast

Simulace zatížení od změny teploty bylo v rámci experimentu provedeno střídavým nesouměrným cyklováním. Pro určený počet 183 cyklů v zatěžovacím stupni odpovídajícím teplejší polovině roku byl vzorek zatížen cyklickým míjivým zatížením ve směru I (podélné „zatlačení“ kolejnice), načež navazoval stejný počet zatěžovacích cyklů míjivým zatížením ve směru II (podélné „tažení“ kolejnice) v rámci zatěžovacího stupně odpovídajícího chladnější polovině roku. Zvolený postup zatížení se opakoval až do dosažení celkového počtu 1825 cyklů a bylo díky němu možné vyloučit případné nereálné deformace, způsobené dotvarováním materiálu při jednostranném zatížení vzorku. Průběh cyklického zatížení v čase je podrobněji znázorněn na Obr. 4.42.



Obr. 4.42: Schéma průběhu cyklického zatížení v čase

Průběh cyklického zatížení byl sinusový, což dobře odpovídá reálnému průběhu změny teploty na konstrukci. Celý experiment byl řízen deformací na základě sledování relativního posunu v těžišti čela kolejnice U_{x1} vůči posunu v těžišti patního plechu vzorku U_{x2} . Rozkmity této relativní deformace ve směru I (podélné „zatlačení“ kolejnice), respektive směru II (podélné „tažení“ kolejnice) dosahovaly amplitudy 10 až 12 mm, což je hodnota, kterou je možné (s ohledem na parametrickou studii provedenou v rámci 5.4) považovat za spíše vysokou a ke které dochází v podporových oblastech mostů se specifickým uspořádáním a specifickými okrajovými podmínkami. S ohledem na značnou časovou náročnost bylo nutno zvolit vyšší zkušební rychlost zatížení $\dot{u}_x = 0,15$ mm/s, než ve skutečnosti odpovídá deformaci od změny teploty. Nicméně předmětem posouzení je stanovení procentuální změny interakčních parametrů, nikoli stanovení jejich absolutních hodnot. Výsledky tedy nebudou nepřesnou rychlostí zkušebního zatížení kompromitovány.

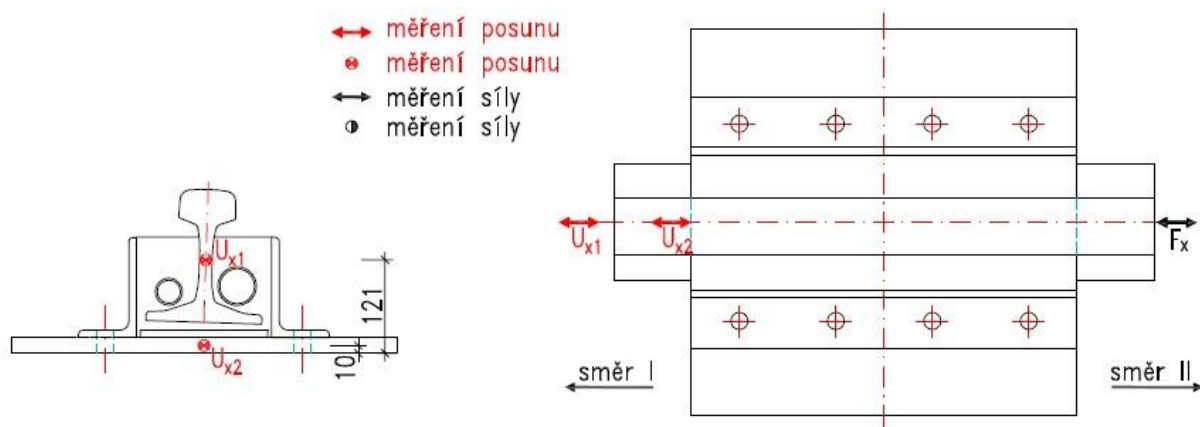
Specifikace experimentu:

- **Přímo sledovaná doba degradace:** 5 let
- **Počet cyklů odpovídající sledované době degradace:** $N = 1825$
- **Charakter cyklického zatížení:** sinusové – střídavé, míjivé
- **Frekvence zatížení:** $f = 1/120$ Hz
- **Rychlost rel. deformace:** $\dot{u}_x = 0,15$ mm/s
- **Rozkmit rel. deformace v rámci zat. stupně:** $\Delta u_x = 10$ mm
- **Celkový rozkmit deformace upevnění:** $\Delta u_{x,tot} = 20$ mm
- **Typ zkoušky:** dynamická

Měřenými veličinami byla podélná síla F_x a podélné posuny v těžišti kolejnice U_{x1} , respektive v těžišti patního plechu U_{x2} . Na základě měřených posunů bylo následně možné vyhodnotit podélný relativní posun koleje vůči patnímu plechu u_x (podélnou deformaci upevnění KPK) s vyloučením vlivů případných prokluzů v kotvení vzorku. Pro měření podélných posunů byly použity potenciometrické snímače dráhy. Podélná síla byla měřena siloměrem, umístěným přímo na hydraulickém válci. Schéma měřených míst je uvedeno na obrázku níže stejně jako rekapitulace použité měřicí techniky.

Popis měřicí linky a zkušebního zařízení:

- **Měření zatížení:** 1ks siloměr, typ SG 50, 0-500 kN
- **Měření posunů:** 2ks potenciometrický snímač dráhy 0-50 mm
- **Vnesení zatížení:** 1ks hydraulický válec Inova 500 kN
- **Řízení zatěžování:** kontrolní jednotka FlexTest firmy MTS
- **Zaznamenávání dat:** měřicí ústředna PEEKEL Autolog 2100



Obr. 4.43: Schéma měřených míst při cyklické zkoušce upevnění

4.3.2 Princip vyhodnocení

Účelem vyhodnocení je stanovit změnu interakčních parametrů v čase a poskytnout předpověď dalšího vývoje změny interakčních parametrů na základě nejpřiléhavějšího regresního modelu. Princip vyhodnocení základních interakčních parametrů v rámci cyklické zkoušky upevnění ERS Corkelast tedy vychází z vyhodnocení provedeného v kapitole 4.1.2, přičemž všechny veličiny jsou vyhodnoceny pro rozkmity relativní deformace v obou směrech zatěžování. V první fázi byl na základě měřené síly a délky upevnění dle rovnice (4.1) vyhodnocen vývoj **podélného odporu** r_x v čase. Hodnota podélného odporu je v souladu se zvyklostmi norem [4], [5], [8] a [9] přepočtena na jeden metr běžný celé koleje.

Následně byly vyhodnoceny hodnoty **relativního posunu** u_x v čase. Jak již bylo zmíněno, vyhodnocení relativního posunu koleje vůči patnímu plechu bylo provedeno odečtením měřených posunů v ose kolejnice a v ose patního plechu v souladu s rovnicí (4.2), čímž byly eliminovány vlivy případných prokluzů či vůlí v rámci kotvení vzorku.

Závislost podélného odporu na podélném relativním posunu byla následně uspořádána do přehledného grafu, na kterém je patrná změna charakteru hysterezní smyčky při cyklování ve směru I, respektive II (Obr. 4.46). Na základě znalosti funkce podélného odporu byla vyhodnocena **sečná tuhost upevnění** k_x při cyklickém zatížení. Pro vyhodnocení sečné tuhosti byl použit vztah (4.18), který musel být oproti postupu v 4.1.2 modifikován s ohledem na viskoelastické chování upevnění, kdy se hodnota počáteční deformace upevnění v průběhu cyklování měnila. Vyhodnocená hodnota odpovídá sečné tuhosti na jeden metr běžný celé koleje a je stanovena pro referenční hodnotu podélné deformace 6 mm.

$$k_x(t) = \frac{r_x(u_{x,min} + 6) - r_x(u_{x,min})}{u_{x,6}} \quad (4.18)$$

Kde: $k_x(t)$ je podélná sečná tuhost upevnění vztažená na metr běžný koleje a odpovídající referenční podélné deformaci 6 mm v [kN/mm/m]
 $r_x(u_{x,min})$ podélný odpor na metr běžný kolejnice odpovídající podélné deformaci upevnění na začátku cyklu v [kN/m]
 $r_x(u_{x,min} + 6)$ podélný odpor na metr běžný kolejnice odpovídající podélné deformaci 6 mm v rámci dílčího cyklu v [kN/m]
 $u_{x,6}$ podélná referenční deformace upevnění 6 mm

Grafy v kapitole 4.3.3 zahrnují **poměrnou změnu podélného odporu v čase** $\overline{r_x(t)}$, stanovenou dle rovnice (4.19). Tato veličina vyjadřuje vývoj hodnoty podélného odporu v čase v poměru ke koncové hodnotě podélného odporu v prvním zatěžovacím stupni. Je tedy sledována změna statické hodnoty podélného odporu, čímž je z vyhodnocení odstraněn vliv viskoelasticity. Hodnoty podélných odporů jsou sledovány při dosažení relativního posunu mezi kolejnicí a patním plechem $u_x = 10$ mm. Pokles podélného odporu v čase lze stanovit jako $1 - \overline{r_x(t)}$. Vývoj poměrné změny podélného odporu je sledován zvlášť pro oba směry cyklického zatěžování vzorku.

$$\overline{r_x(t)} = \frac{r_x(t)}{r_{x,0}} \quad (4.19)$$

Kde: $\overline{r_x(t)}$ je poměrná změna podélného odporu v čase v [%]
 $r_x(t)$ hodnota podélného odporu v čase v [kN/m]
 $r_{x,0}$ počáteční hodnota podélného odporu v posledním zatěžovacím cyklu prvního zatěžovacího stupně v [kN/m]

Podobně byla vyhodnocena také **poměrná změna sečné tuhosti v čase** $\overline{k(t)}$, popisující poměr měnící se sečné tuhosti v čase vůči koncové hodnotě podélné sečné tuhosti, určené v prvním zatěžovacím stupni. Sledována je tedy také změna statické sečné tuhosti upevnění. Poměrná změna sečné tuhosti je stanovena na základě výrazu (4.20) a to pro oba směry cyklického zatížení. Stejně jako v kapitole 4.1.2, i zde jsou hodnoty sečné tuhosti stanoveny při referenční hodnotě relativního posunu 6 mm. Pokles podélné sečné tuhosti v čase lze kvantifikovat za použití výrazu $1 - \overline{k_x(t)}$.

$$\overline{k_x(t)} = \frac{k_x(t)}{k_{x,0}} \quad (4.20)$$

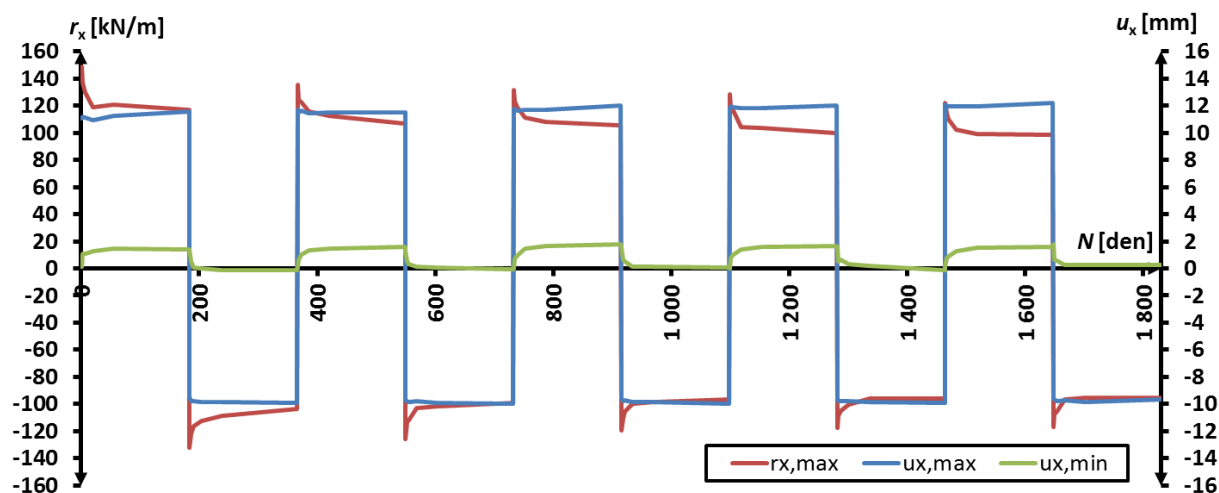
Kde: $\overline{k(t)}$ je poměrná změna podélné sečné tuhosti v čase v [%]
 $k_x(t)$ hodnota podélné sečné tuhosti v čase v [kN/mm/m]
 $k_{x,0}$ hodnota podélné sečné tuhosti v posledním zatěžovacím cyklu prvního zatěžovacího stupně v [kN/mm/m]

Změna interakčních parametrů byla sledována pro počet cyklů odpovídající životnosti 5 let. Běžná životnost upevnění je však uvažována 30 let a v rámci systémů KPK je dle výrobců možné uvažovat životnosti až 60 let. Vyhodnocený vývoj degradace testovaného upevnění tak byl extrapolován na základě nejpřílehavějšího regresního modelu právě za účelem zjištění míry degradace při počtech cyklů odpovídající životnosti 30 (10 950 cyklů), respektive 60 let (21 900 cyklů). Analýza potvrdila, že nejpřílehavější je logaritmický regresní model, který pro vyhodnocené veličiny vykazoval koeficient determinace R^2 v rozmezí 0,9084 až 0,985. Pouze v případě poměrné změny tuhosti ve směru II vykazoval regresní model nižší míru přiléhavosti s hodnotou $R^2 = 0,7212$.

Stanovení **nejistot měření** nebylo s ohledem na cíle experimentu provedeno. Cílem experimentu bylo odhadnout vývoj degradace kontinuálního upevnění v čase, nikoli stanovení konkrétních hodnot podélného odporu. Míru kvality tohoto odhadu postačí posoudit například právě na základě koeficientu determinace a nejistot uvažovaného regresního modelu.

4.3.3 Výsledky cyklické zkoušky

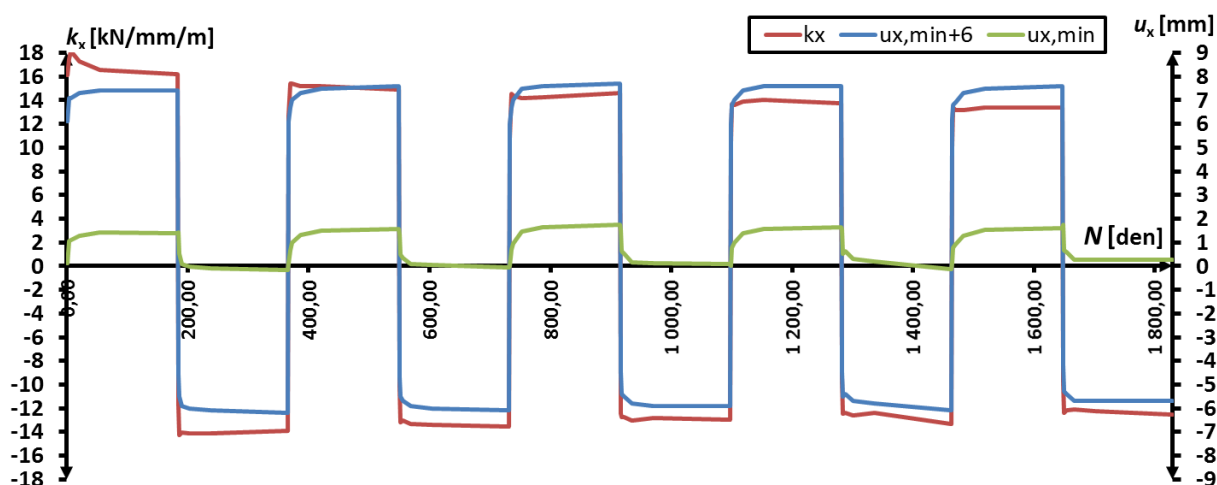
Graf na Obr. 4.44 představuje vývoj maximální vyhodnocené hodnoty **podélného odporu** v čase, při uvažování počtu cyklů odpovídajícím 5 letům životnosti upevnění kolejnice a zatěžovacím postupu dle 4.3.1. Zmíněná hodnota podélného odporu odpovídá rozdílu maximální měřené relativní deformace $u_{x,max} \approx 10$ až 12 mm a zbytkové deformace po odtížení v dílčím cyklu $u_{x,min} = 0$ až 2 mm. V obou směrech zatížení je z grafu je patrný přibližně stejný trend poklesu podélného odporu v čase.



Obr. 4.44: Vývoj maximální hodnoty podélného odporu v závislosti na dosaženém relativním posunu

V rámci jednotlivých zatěžovacích stupňů lze rovněž sledovat nárůst zbytkové deformace vlivem dotvarování materiálů upevnění. Stejně tak lze sledovat tomu odpovídající pokles podélného odporu v jednom zatěžovacím stupni. Získanou hodnotu podélného odporu v prvním cyklu každého zatěžovacího stupně lze považovat za statickou hodnotu.

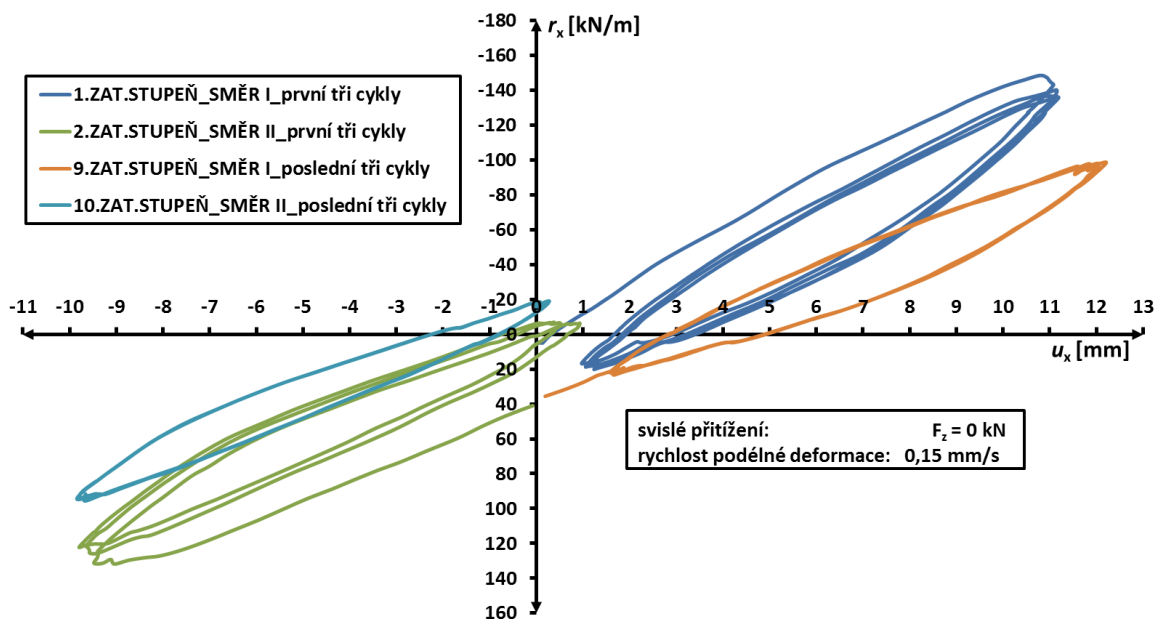
V průběhu cyklování se podélný odpor vlivem cyklického zatížení a viskoelastických vlastností snižuje a postupně se ustálí na dynamické hodnotě podélného odporu. Dynamická hodnota r_x je v obou směrech zatížení cca o 22 % nižší než statická hodnota. Při změně zatěžovacího stupně a cyklování vzorku v opačném směru zatížení postupně dochází k elastickému zotavení vnesením zatížení. Na konci cyklické zkoušky (po uplynutí 1825 cyklů) lze pozorovat pouze malou plastickou deformaci ve směru zatěžování I (zatlačení hydraulickým válcem).



Obr. 4.45: Vývoj podélné sečné tuhosti v závislosti na odpovídajícím relativním posunu

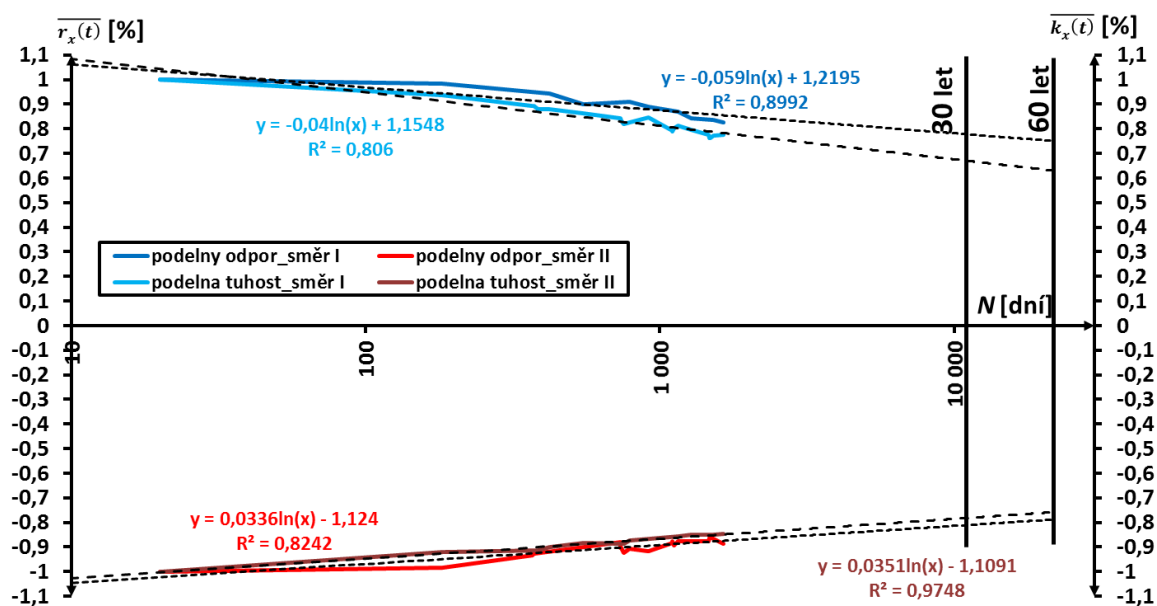
Graf změny **podélné sečné tuhosti** v čase byl sestaven na základě rovnice (4.18) pro referenční hodnotu podélné relativní deformace 6 mm. Hodnoty relativních deformací $u_{x,min}$ a $(u_{x,min} + 6)$ potřebné pro stanovení sečné tuhosti se zohledněním zbytkových deformací po odtížení jsou spolu s vývojem podélné sečné tuhosti rovněž uvedeny v rámci grafu na Obr. 4.45. Je zřejmé, že podélná tuhost v čase klesá při cyklování v obou uvažovaných směrech zatížení. Větší pokles tuhosti je patrný při cyklování ve směru I (zatlačení vzorku). Při porovnání statické (začátek zatěžovacího stupně) a dynamické (konec zatěžovacího stupně) sečné tuhosti lze sledovat pokles tuhosti ve směru zatížení I cca o 8 %, respektive o 3 % ve směru zatížení II.

O vývoji interakčních parametrů kontinuálního upevnění ERS Corkelast v čase vypovídá také změna tvaru **hysterezní smyčky funkce podélného odporu** v čase. Graf uvedený na Obr. 4.46 obsahuje vždy první a poslední 3 cykly při zatěžování ve směru I, respektive ve směru II. Změna hysterezní smyčky v čase potvrzuje závěry získané z grafů vývoje podélného odporu a podélné sečné tuhosti v čase. Při porovnání prvních a posledních tří zatěžovacích cyklů v obou směrech zatížení se sklon hysterezní smyčky snižuje, z čehož lze usuzovat na pokles podélné tuhosti upevnění. Zároveň lze v grafu sledovat pokles maximální hodnoty podélného odporu a také vývoj reziduální deformace upevnění v čase. Míru tlumení pružného materiálu charakterizuje poměr plochy pod zatěžovací větví hysterezní smyčky S_{zat} vůči ploše vymezené hysterezní křivkou S_{hys} [54]. Sklonem hysterezní smyčky lze definovat dynamickou tuhost upevnění, která v podstatě odpovídá podélné tuhosti při pomalém zatěžování. Poměrná změna dynamické podélné tuhosti a sečné podélné tuhosti (přibližně odpovídá statické tuhosti) má v čase podobný charakter. Pro posouzení interakce kontinuálního upevnění s podpůrnou konstrukcí je v případě zatížení teplotou vhodnější použít statické hodnoty a v případě zatížení od dopravy dynamické hodnoty interakčních parametrů.



Obr. 4.46: Změna hysterezní smyčky funkce podélného odporu v čase

Poměrné změny podélného odporu a podélné sečné tuhosti v čase jsou pro oba směry cyklování zobrazeny v rámci grafu na Obr. 4.47. Změna interakčních parametrů je zobrazena v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů v logaritmickém měřítku. Graf zahrnuje také extrapolaci změny interakčních parametrů na základě logaritmického regresního modelu (viz. 4.3.2) za účelem odhadu chování upevnění na konci plánované životnosti 30, respektive 60 let. Z výsledků je patrné, že při dosažení životnosti 60 let lze odhadnout pokles podélného odporu (při cyklické deformaci 10 až 12 mm) v rozmezí 20 až 25 %. Pokles podélné tuhosti pro počet cyklů daný životnosti 60 let může být v rozmezí 25 až 35 %. Vyšší degradace vykazovaly zatěžovací stupně při cyklickém zatížení ve směru I (zatlačení vzorku). Příčinou je pravděpodobně mírně vyšší dosažená deformace upevnění a vyšší destabilizační účinek zatížení při zatlačení kolejnice, čímž dochází k nadzdvížení kolejnice a separaci elastické zálivky od podložky pod patou kolejnice.



Obr. 4.47: Poměrná změna podélného odporu a podélné sečné tuhosti v čase

Je nutné poznamenat, že k překročení hodnoty rozkmitu deformace $u_x = 12$ mm při posouzení fenoménu interakce KPK s mostem dochází poměrně zřídka. Nadměrné deformace lze očekávat v nadpodporových oblastech mostní konstrukce při současném působení extrémních hodnot zatížení teplotou a extrémních hodnot zatížení od dopravy. Reálný počet cyklů, při kterých dochází k růstu trhliny tak pravděpodobně bude významně nižší, než bylo uvažováno v rámci provedeného experimentu. Stanovené poměrné změny interakčních parametrů je tedy třeba brát spíše jako extrémní účinky degradace, ke kterým může dojít v úsecích konstrukce s maximální deformací upevnění. Při cyklické zkoušce došlo k dílčímu (okem viditelnému) porušení na kontaktu paty kolejnice a elastické zálivky, separace upevňovací zálivky od ocelového žlabu však na rozdíl od poznatků výzkumu Wanga [42] nebyla patrná. Tématu separace jednotlivých komponent kontinuálního upevnění je vhodné věnovat se podrobněji v rámci budoucího výzkumu.

5 Numerická analýza systémů KPK

Cílem numerické analýzy bylo prověření chování in-situ prováděných systémů KPK v interakci s mostní konstrukcí na základě numerických simulací. Získané poznatky byly základním podkladem pro navazující tvorbu metody pro posouzení interakce mezi kontinuálně podepřenou kolejí a mostem. Potřebná data o chování interakce KPK s podložími byla získána prostřednictvím dvou rozsáhlých parametrických studií a na základě poznatků z analýzy namáhání systému KPK.

Základním předpokladem pro provedení vypovídajících parametrických studií byla tvorba podrobného numerického modelu upevnění kontinuálně podepřené koleje a jeho **podrobná validace vzhledem k experimentálním hodnotám**. Validace byla provedena proti výsledkům experimentu na systému ERS Corkelast, popsáným v kapitole 4.1, a to v podélném i svislém směru zatěžování. Za tímto účelem byl vytvořen podrobný numerický model v softwaru Ansys Mechanical apdl 18.0, který byl modelován v přesné geometrické shodě s použitým laboratorním vzorkem (viz Obr. 4.1). Materiálové parametry modelu byly stanoveny na základě výsledků materiálových zkoušek. Numerický model je tedy naprosto nezávislý na experimentu, se kterým je porovnáván. Při dosažení dobré shody numerických a experimentálních hodnot tedy lze považovat numerický model za validovaný a zároveň jsou tímto způsobem ověřeny také experimentální hodnoty. Součástí procesu validace byl také optimalizační proces, při němž byly sledovány možné vlivy zvolených typů konečných prvků a materiálových modelů. Stejně tak byly při validaci vyhodnoceny vlivy vylehčovacích komponent či prokluzů mezi jednotlivými komponentami na chování KPK.

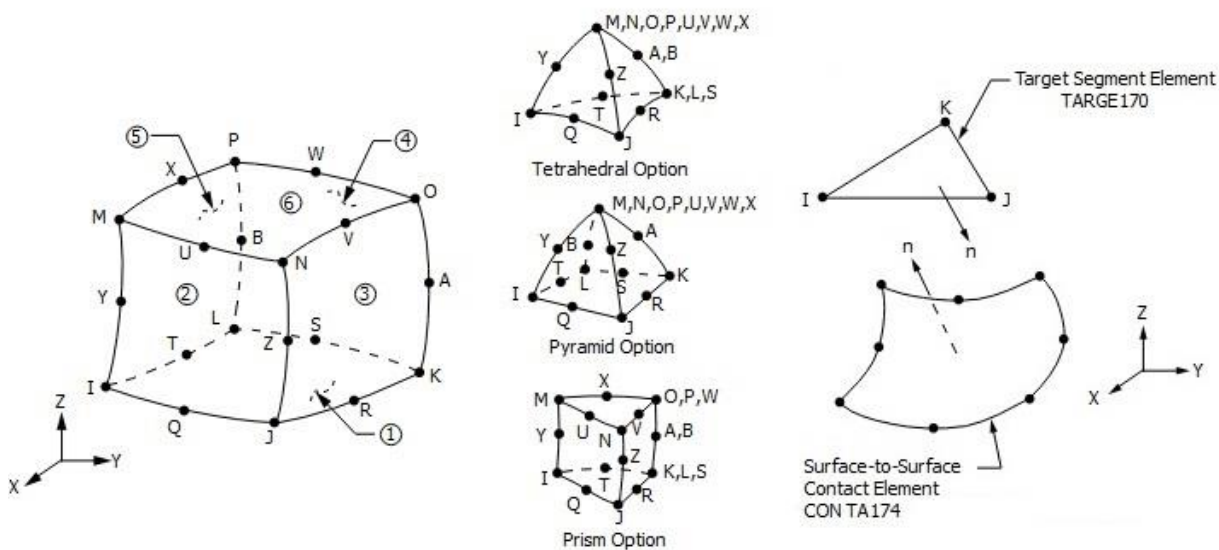
Validovaný numerický model (v několika modifikacích) byl využit pro zpracování parametrické studie, zaměřené na podrobné modelování systému upevnění a **sledování vlivu materiálových a geometrických parametrů na interakční parametry**. Cílem bylo vyhodnotit vliv jednotlivých vstupních parametrů na charakter funkce podélného odporu a svislé tuhosti v zatlačení a také v nadzdvížení, kdy se očekávala nižší tuhost vzhledem k pravděpodobné separaci upevňovací zálivky. Parametrická analýza byla provedena pro příčné řezy s nejpoužívanějšími profily kolejnice 60E1, 49E1 a 60R1. Z hlediska geometrie příčného řezu byly sledovány systémy s jedním profilem kolejnice ve žlabu. Dále byl prověřen vliv jednotlivých komponent, včetně prvků vylehčení. Také byl v rámci parametrické studie sledován vliv změny materiálových parametrů jednotlivých komponent na interakční chování. Rozsah uvažovaných hodnot dílčích materiálových charakteristik byl stanoven na základě výstupů materiálových zkoušek (viz 4.2). Kvantifikace vlivu jednotlivých vstupních parametrů na interakční parametry upevnění byla provedena ve formě citlivostní analýzy.

Jak bylo ukázáno dříve, rychlost deformace u_x (podélné relativní deformace mezi kolejnicí a konstrukcí) nezanedbatelně ovlivňuje chování elastického polymerního kontinuálního upevnění. Součástí metodiky pro posouzení spolupůsobení systému KPK s mostem tedy musí být také způsob stanovení průběhu **rychlosti deformace upevnění** po délce upevnění, případně doporučení týkající se možnosti modelování interakčního chování v tomto ohledu. Rychlost deformace upevnění přímo závisí na traťové rychlosti V a průběhu deformace upevnění u_x . Průběh deformace upevnění po délce konstrukce je však nelineární a mimo samotné tuhosti upevnění závisí na globálním uspořádání celé konstrukce a také na řadě geometrických parametrů. Proto byla provedena parametrická analýza zkoumající vliv těchto parametrů na průběh deformace upevnění po délce mostní konstrukce. Součástí analýzy bylo sledování vlivu parametrů jak na podélnou, tak na svislou deformaci upevnění a byla také prověřena možnost zjednodušení podélného průběhu pomocí průměrování v definovaných oblastech konstrukce. Výpočty průběhu podélných a svislých deformací jednotlivých uspořádání KPK na mostě, potřebných pro stanovení rychlosti deformace upevnění, byly provedeny v softwaru Dlubal RFEM 5.13.

5.1 Validace numerického modelu upevnění KPK

5.1.1 Popis numerického modelu

Po dokončení vyhodnocení materiálových zkoušek mohla začít numerická analýza systému ERS Corkelast metodou konečných prvků (MKP) v prostředí programu Ansys Mechanical apdl 18.0 [55], [56], [57]. Hlavním cílem byla tvorba modelu referenčního upevnění ERS Corkelast, který by vykazoval velmi podobné fyzikální chování jako předtím testovaný vzorek upevnění v uspořádání dle Obr. 4.1. Při modelování bylo proto dbáno na to, aby byla geometrie modelu v přesné shodě s použitým laboratorním vzorkem. Také postup zatížení respektoval přesný časový průběh zatížení při experimentu.



Obr. 5.1: Geometrie použitých konečných prvků [55]

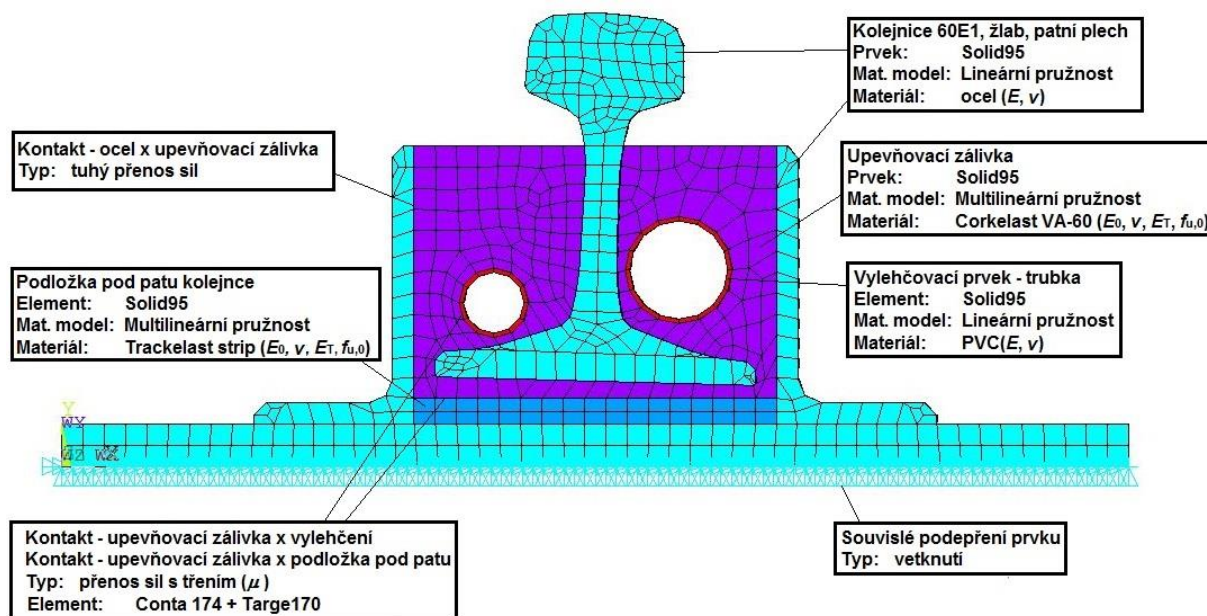
Tělo vytvořeného **numerického modelu** bylo tvořeno pomocí standardních dvacetiuzlových šestistěnných objemových prvků typu Solid95 se třemi stupni volnosti ve formě posunů v místě každého uzlu. Model byl podepřen vodorovně a svisle na spodním líci patního plechu v souladu s reálnými podmínkami uložení laboratorního vzorku. Prokluzu v kotvení byly zanedbatelné a nebyly tak do analýzy zavedeny. Kontakt mezi elastickou záhlvkou ocelovým žlabem vykazuje dostatečnou adhezi a je modelován tuhým přípojem. Kontaktní plochy mezi jednotlivými komponentami upevnění byly modelovány prostřednictvím osmiuzlových plošných prvků Conta174 a Targe170, umožňující širokou škálu nastavení z hlediska počítaných stupňů volnosti. V případě této analýzy byly sledovány v každém uzlu prvku tři stupně volnosti v posunu. Kontakt mezi danými komponentami byl modelován prostřednictvím kontaktních prvků se zavedením koeficientu statického tření.

Numerický model bylo nutné kalibrovat tak, aby poskytl dostatečně přesné výsledky při maximálním možném snížení výpočetního času. Nejprve byla optimalizována velikost konečného prvku. Cílem bylo nalezení ideální velikosti elementu v příčném a podélném směru. Optimalizace probíhala iterativně postupným zmenšováním rozměrů prvku při zachování ostatních vstupů a velikosti vnějšího zatížení. Výsledné deformace postupně konvergovaly k nejpravděpodobnější hodnotě výsledku. Tímto postupem bylo zjištěno, že při velikosti prvku 12x20 mm (šířka x délka) je možné dosáhnout dostatečně přesných výpočtu při významném snížení výpočetního času. Druhým úkolem kalibrace modelu bylo na základě porovnání s měřenými hodnotami odhadnout koeficient statického tření mezi vylehčovacími komponentami, podložkou pod patu kolejnice a elastickou záhlvkou upevnění. Posledním úkolem bylo nalezení nejvýstižnějších materiálových modelů popisujících nelineární chování jednotlivých

komponent. Tyto dva problémy byly vyřešeny kalibrací modelu proti experimentálním výsledkům zkoušení vzorku při normální teplotě a pomalém zatěžování (0,005 mm/s). Kalibrace byla provedena iterativně – postupnou změnou optimalizovaných vstupů a porovnáním získané vypočtené deformace s měřenou deformací až do dosažení shody

Kalibrace modelu prokázala, že adheze mezi jednotlivými komponentami je značná a vliv prokluzu je zanedbatelný. Ideálním materiálovým modelem, vystihujícím chování hyper-elastického materiálu na bázi polymeru, je Mooney-Rivlinův materiálový model. Nicméně v tomto případě bylo velmi obtížné určit všechny potřebné parametry pro popis materiálu prostřednictvím tohoto modelu ve všech posuzovaných zatěžovacích stavech. Elastická zálivka a podložka pod patu byly postupně modelovány prostřednictvím multilineárního modelu s izotropním zpevněním, či materiálového modelu litiny („Cast iron material model“), kde byl prověřen vliv bimodularity na chování upevnění. Bylo prokázáno, že rozdílné moduly v tahu a tlaku není nutné zohledňovat a materiálové parametry postačí nastavit na základě výsledků tahových zkoušek.

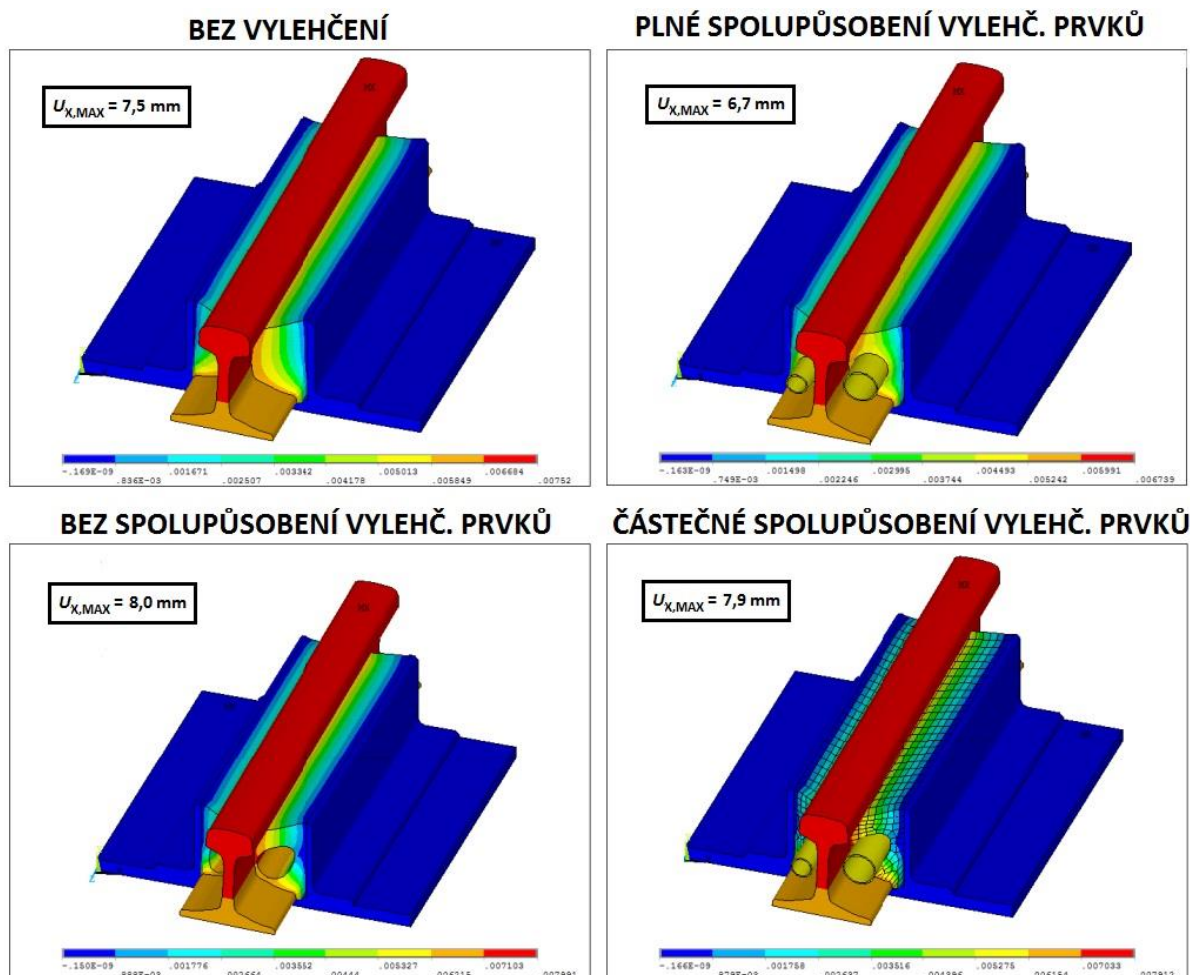
Nejvýhodnějším modelem, dostatečně přesně modelujícím chování hyper-elastických komponent kontinuálního upevnění (zálivky Corkelast VA-60 a podložky Trackelast strip), je multilineární elastický model. Současně s dobrou přesností výpočtu umožňuje tento model oproti sofistikovanějším modelům významně snížit výpočetní čas, což je cenné vzhledem ke značnému počtu potřebných výpočtů pro provedení následné parametrické a citlivostní analýzy. Prvky vylehčení je vzhledem k jejich vyšší tuhosti možné modelovat lineárně pružným modelem. V tomto ohledu bylo také testováno použití elasto-plastických materiálových modelů, případně modelů se změkčením, které by zohlednily změnu tuhosti upevnění s ohledem na porušení vylehčovacích komponent. Nicméně meze pevnosti těchto materiálů nejsou vzhledem k nižší tuhosti elastické zálivky dosažitelné a použití plastických materiálových modelů tak není nezbytné.



Obr. 5.2: Popis numerického modelu

Obr. 5.3 demonstruje **výsledky kalibračního procesu** a demonstruje vliv vylehčovacích komponent při různých parametrech kontaktu mezi komponentami upevnění na podélnou tuhost upevnění. Všechny čtyři prezentované simulace zobrazují dosažené hodnoty deformace upevnění u_x (relativní deformace mezi kolejí a konstrukcí) vynucené podélnou silou o stejné hodnotě $F_x = 30$ kN. Skutečná (nejpravděpodobnější) hodnota deformace upevnění stanovená na základě výsledků experimentální analýzy je cca 6,9 mm. Je tedy zřejmé, že nejvhodnějším modelem je ten s tuze nastaveným kontaktem mezi

elastickou zálivkou, vylehčovacími prvky a elastickou podložkou pod patu kolejnice. Menší odchylku mezi numerickými a experimentálními výsledky lze vysvětlit lokální separací na vnějším líci kontaktu vylehčovací trubky a elastické zálivky. K tomuto efektu však dochází pouze lokálně na čele systému KPK, při simulaci globální tuhosti nového systému upevnění není nutné tento efekt zohledňovat. Porovnáním modelu bez vylehčení a modelu s vylehčením je možné kvantifikovat změnu podélné tuhosti při použití tuhých vylehčovacích PVC trubek. Pro posuzovanou geometrii byl vyhodnocen celkový nárůst podélné tuhosti 13,5 %.



Obr. 5.3: Kalibrace numerického modelu – vliv vylehčovacích prvků

Rekapitulace kalibrovaného numerického modelu pro validaci:

- **Typy konečných prvků:** solid95 – šestistěn
- **Materiálové modely:**
 - Ocel: lineární pružnost ($E = 210 \text{ GPa}$, $\nu = 0,3$)
 - Zálivka upevnění (Corkelast VA-60): multilineární pružnost (E_0 , ν , $E_T, f_{u,0} \dots$ dle ZS - Tab. 4.8 a Tab. 4.10)
 - Podložka pod patu (Trackelast): multilineární pružnost (E_0 , ν , $E_T, f_{u,0} \dots$ dle ZS - Tab. 4.12 Tab. 4.8 a Tab. 4.14)
 - Prvky vylehčení (PVC tube): lineární pružnost (E , $\nu \dots$ dle ZS - Tab. 4.15)
- **Kontakty:** tuhý přenos sil

- **Podpřetí:**
- **Vnesené zatížení:**
 - Vlastní tíha F_G :
 - Valivé tření F_T :
 - Podélná síla F_x :
 - Svislá síla F_z :

souvislé podpřetí na spodním líci patního plechu

generováno na základě objemové tíhy materiálů

$$(\gamma_{\text{ocel}} = 78,5 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{corkelast}} = 10,5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_{\text{trackelast}} = 10,5 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{pvc}} = 13,5 \text{ kN/m}^3)$$

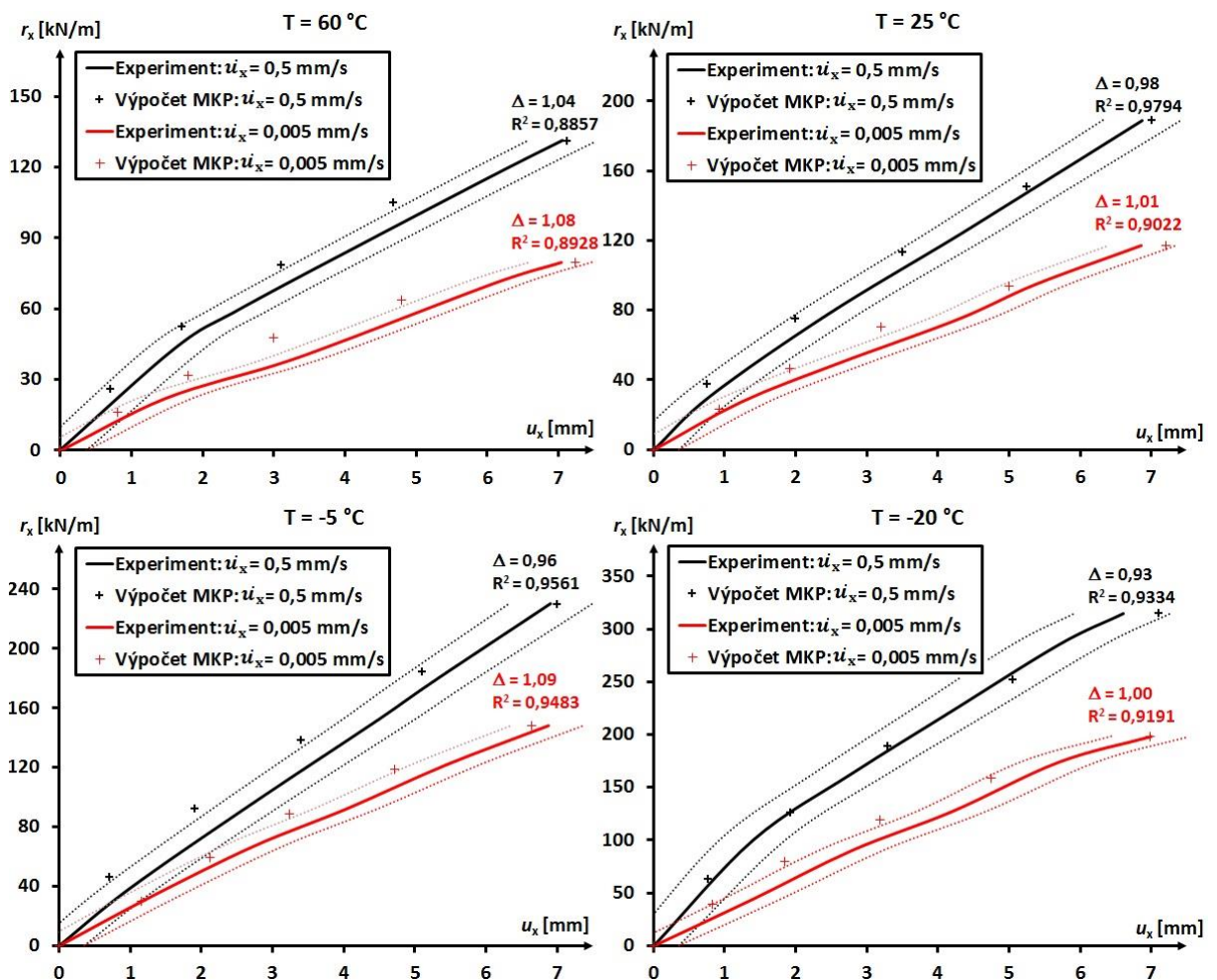
kontakt svislého válce a temene kolejnice – průběh dle vnesené svislé síly v příslušném ZS (koeficient valivého tření $\xi = 0,0005$)

skutečný průběh dle experimentu v příslušném ZS

skutečný průběh dle experimentu v příslušném ZS

5.1.2 Výsledky validace

Proces validace cílil na verifikaci experimentálně určených hodnot a validaci numerického modelu. Pokud při porovnání měřených hodnot a numerických hodnot nastává dobrá shoda, lze považovat experimentálně stanovené hodnoty za verifikované a použitý numerický model za **vhodný – validovaný**. Jak byl ukázáno v předchozích kapitolách, vytvořený numerický model je komplexní a všechny vstupy jsou nezávislé na provedeném laboratorním experimentu, což při dobré shodě v rámci validace zvyšuje vypovídající hodnotu numerických simulací, provedených na tomto modelu při pozdější parametrické analýze.

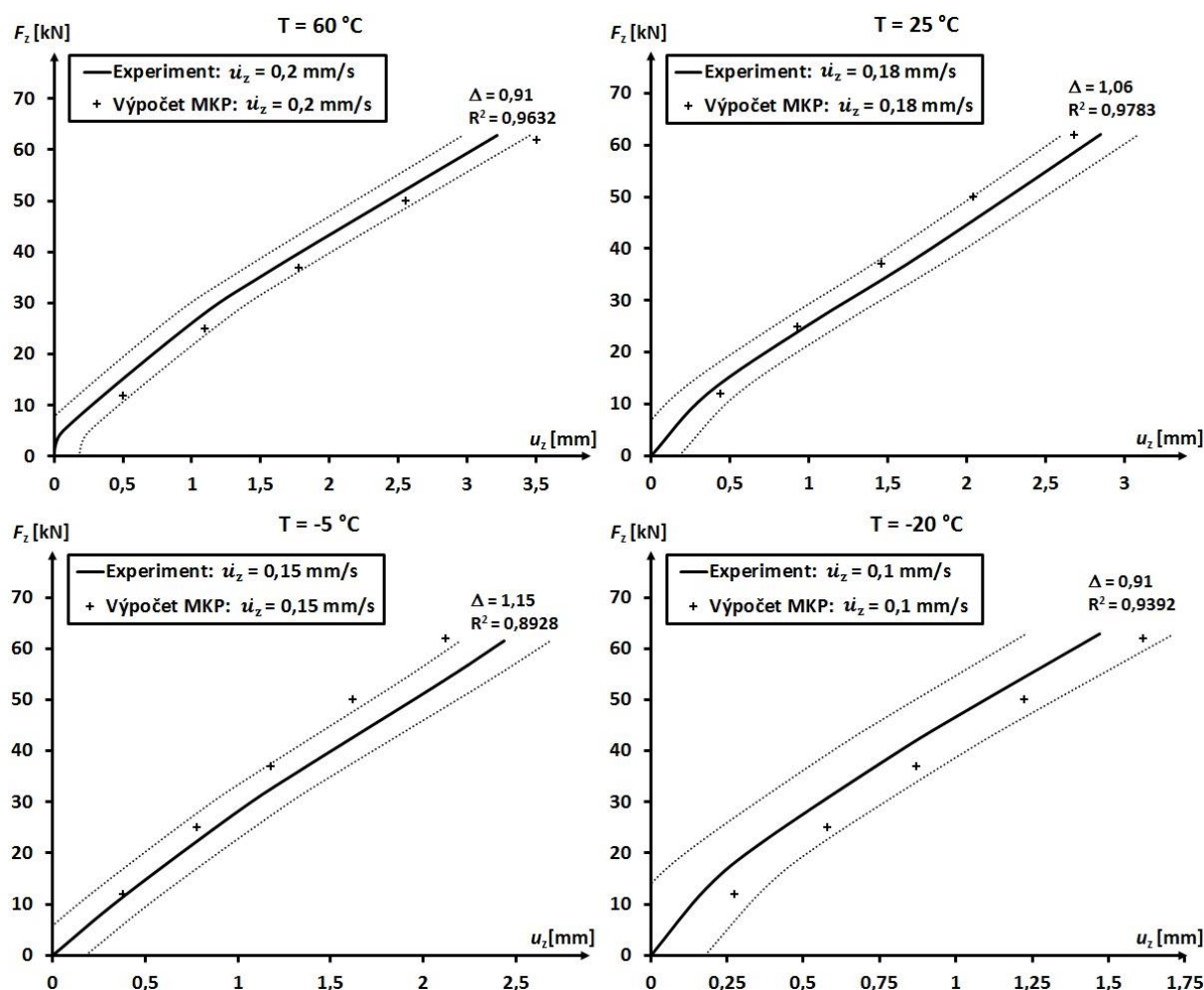


Obr. 5.4: Výsledky podélné validace numerického modelu. Hodnoty r_x jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.

Nicméně, přesná **kritéria pro stanovení míry přiléhavosti modelu** nejsou stanovena. Při posouzení shody můžeme vyjít z doporučení některých předpisů [58], [59], bohužel zde uvedená doporučení často definují pouze limitní odchylku veličiny a neuvádí jakým způsobem kvantifikovat přiléhavost nelineárního průběhu posuzované veličiny. Zároveň je při porovnání třeba zohlednit nejistoty měření numerické analýzy. Pro účely tohoto posouzení bude kritériem shody odchylka maximálních hodnot měřených veličin od vypočtených hodnot Δ , která by neměla překročit 10 % a koeficient determinace R^2 (5.1) měřených hodnot vůči numerickým, který by měl být větší než 0,9. Koeficient determinace v zásadě vysvětluje, do jaké míry numerický model vysvětluje experimentální data. Posledním kritériem validace bylo porovnání tvaru experimentálně stanovených funkcí podélného odporu a numerické simulace.

$$R^2 = 1 - \frac{S_e}{S_t} = 1 - \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)}{\sum(y_i - \bar{y})} \quad (5.1)$$

- Kde: R^2 je koeficient determinace
 S_e reziduální součet čtverců
 S_{tot} celkový součet čtverců
 y závisle proměnná veličina (měřená veličina)
 \hat{y}_i odhad i-tého pozorování veličiny (vypočtená hodnota)
 \bar{y} střední hodnota závisle proměnné veličiny (měřené veličiny)



Obr. 5.5: Výsledky svislé validace numerického modelu.

Porovnání experimentálních dat a výpočtu je ukázáno na Obr. 5.4 a Obr. 5.5, kde zvýrazněné body představují střední hodnotu vypočtených hodnot, zatímco plné a přerušované linie reprezentují experimentální data. Tečkované linie zohledňují rozšířenou nejistotu a formují hranice 95% konfidenčního intervalu měřených hodnot. Výpočet nejistot byl proveden na základě doporučení [48], [49] a princip jejich stanovení je podrobněji diskutován v kapitole 4.1.2. Rozšířené nejistoty vypočtených hodnot nejsou pro větší přehlednost v grafu uvedeny, jsou však obsaženy v tabelovaném přehledu výsledků validace níže. Vytčená kritéria pro dobrou shodu experimentu s numerickou simulací byla s mírnými výhradami v některých zatěžovacích stavech splněna. Nejmenší míra shody byla zaznamenána při podélné validaci v rámci ZS8, který vykazoval nejnižší koeficient determinace $R^2 = 0,89$. Odchylna výpočtu od experimentu je v mezích tolerance s výjimkou ZS6 v rámci svislé validace, kde byla vyhodnocena odchylna 15 %. Také na výsledných grafech lze sledovat dobrou shodu vypočtených funkcí podélného s těmi měřenými. Experimentální data tedy mohou být prohlášena za verifikovaná. Validací proces zároveň prokázal, že vytvořený numerický model dostatečně dobře vystihuje chování systému kontinuálního upevnění kolejnice.

Co se týče odchylek tvarů interakčních funkcí, tak v některých zatěžovacích stavech byla zaznamenána menší **odchylna numerické simulace** od reálného chování. Měřené hodnoty v takových zatěžovacích stavech vykazovaly mírně lineárnější tvar funkce podélného odporu. Tato odchylna může být způsobena například zanedbáním nelineární změny Poissonova čísla v průběhu zatěžovacího procesu, nebo nejistotami vstupních hodnot materiálových parametrů. Toto platí zejména pro parametry při pomalém zatěžování, které byly z části stanoveny odhadem na základě výsledků regresní analýzy.

Tab. 5.1: Přehled výsledků podélné verifikace měřených hodnot a validace numerického modelu. Hodnoty r_x , k_x a $k_{x,cal}$ jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.

ZS	Rychlost deformace	Teplota	Podélný odpor	Podélná deformace upevnění		Podélná sečná tuhost upevnění	
	\dot{u}_x [mm/s]	T [°C]	Měřená veličina $r_x \pm U_{k=2}$ [kN/m]	Měřená veličina $u_x \pm U_{k=2}$ [mm]	Vypočtená veličina $u_{x,cal} \pm U_{k=2}$ [mm]	Měřená veličina $k_{x,+} \pm U_{k=2}$ [kN/mm/m]	Vypočtená veličina $k_{x,cal,+} \pm U_{k=2}$ [kN/mm/m]
ZS1	0,005	-20	198,4 ± 5,6	7,0 ± 0,4	7,0 ± 1,2	29,9 ± 2,8	30,2 ± 2,8
ZS2	0,005	-5	148,0 ± 4,1	6,9 ± 0,4	6,4 ± 1,2	22,0 ± 2,1	24,0 ± 2,2
ZS3	0,005	25	116,8 ± 3,3	6,9 ± 0,4	6,8 ± 1,0	17,4 ± 1,6	18,2 ± 1,7
ZS4	0,005	60	80,0 ± 2,2	7,1 ± 0,4	7,5 ± 1,2	11,7 ± 1,1	12,0 ± 1,1
ZS5	0,500	-20	315,2 ± 8,8	6,6 ± 0,4	7,3 ± 0,9	49,3 ± 4,6	46,4 ± 4,3
ZS6	0,500	-5	230,4 ± 6,5	6,9 ± 0,4	7,5 ± 0,6	33,6 ± 3,1	33,6 ± 3,1
ZS7	0,500	25	188,8 ± 5,3	6,9 ± 0,4	7,3 ± 0,5	27,8 ± 2,6	27,3 ± 2,6
ZS8	0,500	60	131,2 ± 3,7	7,0 ± 0,4	6,8 ± 0,4	19,2 ± 1,8	20,3 ± 1,9

Obecný **přehled parametrů podélné interakce** mezi podpurnou konstrukcí a kontinuálně podepřenou kolejí ve všech posuzovaných zatěžovacích stavech je uveden v Tab. 5.1. Tato tabulka obsahuje experimentálně stanovené hodnoty deformace upevnění u_x a odpovídající hodnoty podélného odporu r_x . Numericky simulované hodnoty deformací v upevnění $u_{x,cal}$, vypočtené pro každou úroveň podélného odporu v jednotlivých zatěžovacích stavech jsou zde také obsaženy. Poslední dva sloupce v přehledu jsou věnovány porovnání experimentálních hodnot sečné tuhosti k_x a numerické simulaci $k_{x,cal}$. Podobně jsou v Tab. 5.2 uvedeny hodnoty měřených svislých deformací upevnění u_z , respektive vypočtených hodnot svislé deformace upevnění $u_{z,cal}$, vyvozených svislou silou F_z . Tabulka dále obsahuje experimentálně získané hodnoty svislé tuhosti upevnění v zatlačení k_z a odpovídající numerické hodnoty při

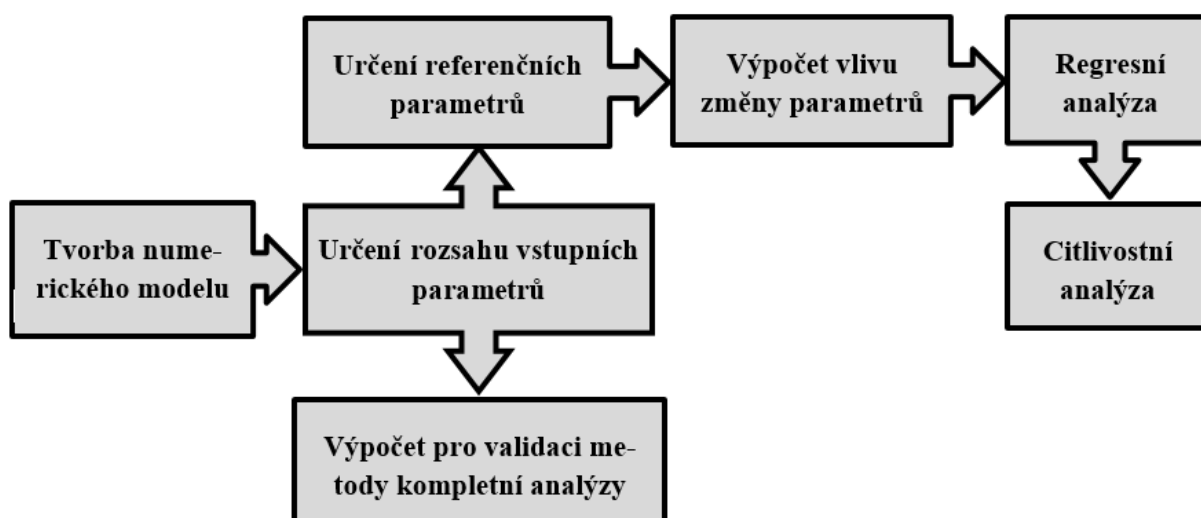
stejném způsobu namáhání $k_{z,cal.}$. Hodnoty podélných a svislých tuhostí byly vyhodnoceny na základě vztahů (4.4) a (4.5). Rozšířené nejistoty výsledků pro měřené hodnoty i výsledky numerické simulace formující 95% konfidenční intervaly sledovaných hodnot byly stanoveny na základě [48], [49] a postupu, definovaném v kapitole 4.1.2.

Tab. 5.2: Přehled výsledků svislé verifikace měřených hodnot a validace numerického modelu. Hodnoty $k_{z,-}$ a $k_{z,cal,-}$ jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.

ZS	Rychlost deformace u_z [mm/s]	Teplota T [°C]	Svislé přitížení	Svislá deformace upevnění			Svislá sečná tuhost upevnění v zatlačení	
			Měřená veličina $F_z \pm U_{k=2}$ [kN/m]	Měřená veličina $u_z \pm U_{k=2}$ [mm]	Vypočtená veličina $u_{z,cal} \pm U_{k=2}$ [mm]	Měřená veličina $k_{z,-} \pm U_{k=2}$ [kN/mm/m]	Vypočtená veličina $k_{z,cal,-} \pm U_{k=2}$ [kN/mm/m]	
ZS5	0,100	-20	62,8 ± 1,8	1,5 ± 0,2	1,6 ± 0,2	171,0 ± 29,3	153,6 ± 24,1	
ZS6	0,150	-5	61,5 ± 1,7	2,5 ± 0,2	2,2 ± 0,2	102,2 ± 13,3	120,6 ± 15,6	
ZS7	0,180	25	62,0 ± 1,7	2,9 ± 0,2	2,7 ± 0,2	89,4 ± 11,6	81,4 ± 10,6	
ZS8	0,200	60	62,8 ± 1,8	3,2 ± 0,2	3,5 ± 0,2	86,5 ± 11,2	97,5 ± 12,6	

5.2 Parametrická analýza pro odvození interakčních funkcí

Parametrická studie sledovala dva základní cíle. Prvním z nich bylo provedení **numerické analýzy** s cílem určit závislost interakčních parametrů systémů kontinuálně podepřené koleje na jednotlivých vstupních parametrech, a také provedení **citlivostní analýzy** vlivu těchto parametrů. Získané výsledky následně mohly být využity při odvození vztahů pro výpočet interakčních parametrů KPK na základě dílčích součinitelů, což je stěžejní součástí metody kompletní analýzy pro posouzení interakce KPK s mostní konstrukcí. Druhým cílem bylo provést výpočty při různých kombinacích vstupních parametrů, které by následně mohly být využity k **validaci navržených rovnic**. Výpočty účinků zatížení v rámci parametrické analýzy byly provedeny v programu Ansys Mechanical apdl 18.0. Metodický postup parametrické analýzy je popsán na obrázku níže.



Obr. 5.6: Metodický postup zpracování a vyhodnocení parametrické analýzy

- **Tvorba numerického modelu:** Základním předpokladem pro provedení parametrické analýzy bylo použití komplexního modelu v programu Ansys, který vystihuje mechanické chování systémů KPK. Pro parametrickou analýzu byl využit model validovaný na základě výsledků experimentu a modifikovaný změnou vstupního parametru pro každý dílčí výpočet.
- **Určení rozsahu vstupních parametrů:** V rámci parametrické analýzy byly posuzovány materiálové a geometrické vstupní parametry. Interval materiálových parametrů komponent KPK byly odvozeny na základě rozptylů hodnot určených v rámci materiálových zkoušek. Geometrické parametry kontinuálního upevnění byly odvozeny ze standardních příčných řezů KPK s ohledem na tři základní profily kolejnic.
- **Určení referenčních parametrů:** Výsledky výpočtů parametrické analýzy byly vztaženy k příčnému řezu definovanému na základě referenčních parametrů. Referenční hodnoty mechanických vlastností materiálů byly stanoveny na základě výsledků materiálových zkoušek při pomalém zatěžování za běžné teploty. Referenční geometrie systémů KPK byla pro profil kolejnice 60E1 odvozena podle zkoušeného vzorku ERS Corkelast (viz Obr. 4.1). Pro příčné řezy s vylehčením byly provedeny modifikace tak, aby byl referenční příčný řez z hlediska upevnění vždy symetrický. Podobně byly stanoveny také referenční příčné řezy pro systémy KPK s kolejnicí 49E1 a 60R1.
- **Výpočet vlivu změny parametrů:** Numerická analýza vlivu parametrů probíhala na validovaném numerickém modelu, modifikovaném na základě jednotlivých vstupních parametrů. Výpočet odezvy systému KPK na proměnné vstupní parametry byl proveden v několika dílčích krocích (typicky 3 až 13 dle charakteru posuzovaného parametru), tak aby byla zachycena případná nelineární závislost. Princip kvantifikace vlivu parametru byl následující – v každém dílčím kroku analýzy byl změněn pouze posuzovaný parametr a ostatní byly nastaveny na svou referenční hodnotu. Pro každý dílčí krok byla výpočtem získána závislost deformace upevnění na působícím zatížení. Je třeba zmínit, že zatížení bylo s ohledem na změnu tuhosti v dílčích analýzách modifikováno tak, aby bylo vždy dosaženo deformace v upevnění 30 mm. Vliv změny parametrů byl sledován při podélném a svislém namáhání.
- **Regresní analýza:** Pro každou závislost deformace upevnění při dílčí změně posuzovaného parametru byla provedena regresní analýza v programu Matlab R2016. Zde byly prostřednictvím nástroje pro nelineární regresní analýzu metodou nejmenších čtverců hledány koeficienty funkcí popisujících interakci mezi KPK a mostem v podélném a svislém směru. Podrobnosti jsou uvedeny v 5.2.3.
- **Citlivostní analýza:** Na závěr parametrické analýzy byly stanoveny citlivostní koeficienty jednotlivých vstupních parametrů popisující, jaký má daný parametr vliv na interakční veličiny KPK. Díky citlivostní analýze potom bylo možné objektivně zhodnotit, které parametry nemají na interakci vliv a není nutné je do metody pro posouzení interakce KPK – most zahrnovat, případně které parametry mají na míru interakce naopak velký vliv.
- **Výpočet pro validaci metody kompletní analýzy:** Nezávisle na předchozích dílčích krocích parametrické studie byly sestaveny příčné řezy charakterizované různou kombinací vstupních parametrů. Tyto kombinace parametrů byly voleny tak, aby přibližně rovnoměrně pokrývaly intervaly vytípaných parametrů s cílem získat maximální a minimální dosažitelné hodnoty interakčních funkcí. Pro každý způsob namáhání a každou variantu příčného řezu bylo navrženo celkem pět validačních příčných řezů, na kterých následně proběhla numerická analýza v programu Ansys. Výsledky byly použity pro validaci navržené metody pro simulaci interakčních parametrů metodou dílčích součinitelů (viz 6.4).

5.2.1 Varianty příčných řezů

Provedení systémů s kontinuálně podepřenou kolejí je značně variabilní, systém KPK může být použit pro všechny typy tratí – vysokorychlostní, standardní i tramvajové tratě. Pro každý typ tratě lze navrhnout optimální příčný řez systému KPK. Uspořádání příčného řezu systémů KPK je v zásadě definováno použitým profilem kolejnice (či několika profily kolejnice v jednom žlabu u atypických systémů), zvoleným uspořádáním vylehčovacích komponent, tvarem žlabu a samozřejmě geometrickými parametry jednotlivých komponent kontinuálního upevnění. Výsledný návrh příčného řezu má zásadní vliv na mechanické chování KPK v interakci s podložím.

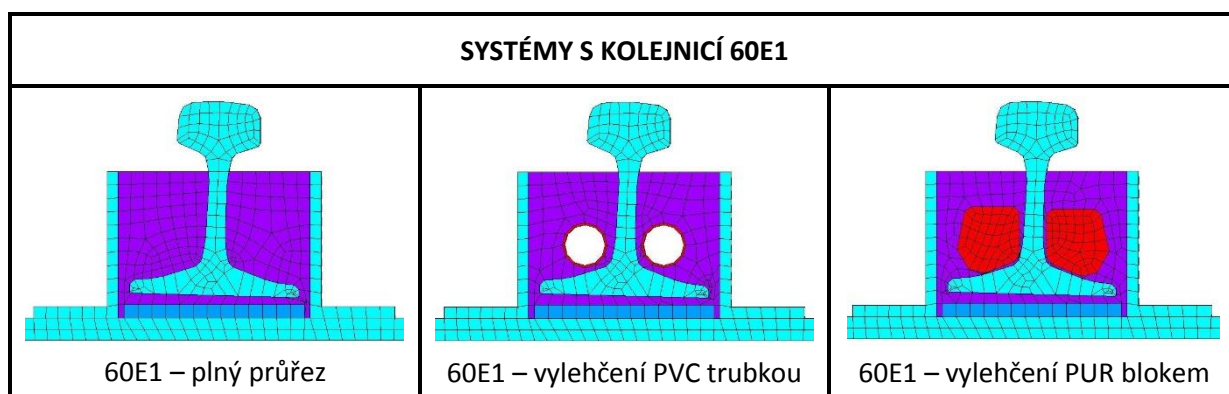
Parametrická analýza byla zpracována pro příčné řezy s nejběžnějšími **profily kolejnic 60E1, 49E1 a 60R1**. První dva profily jsou uvažovány pro systémy KPK na železničních tratích, žlábková kolejnice 60R1 bude využita v rámci systému pro tramvajové tratě. Každou variantu příčného řezu dle použité kolejnice lze navíc realizovat ve třech modifikacích, odvíjejících se od navrženého způsobu vylehčení. První způsob řešení je navržen **bez vylehčovacích komponent**, zatímco zbylé dvě modifikace předpokládají různý způsob vylehčení elastické upevňovací zálivky – buď pomocí **vylehčovací trubky z PVC**, nebo z **polyuretanového (PUR) bloku**.

Všechny výpočty pro stanovení vlivu vstupních parametrů byly provedeny pro příčné řezy souměrné podle svislé osy s jistou odchylkou v případě příčných řezů s kolejnicí 60R1, které samozřejmě nemohou být vzhledem k profilu kolejnice zcela symetrické. Mírnou nesymetrii příčných řezů také působí úklon kolejnice od svislé osy. Pro všechny symetrické příčné řezy byly kromě výpočtů parametrické analýzy provedeny také výpočty pro validaci metody kompletní analýzy interakčního chování systémů KPK. Analýza je pro všechny příčné řezy provedena stejným způsobem, proto jsou i v případě žlábkové kolejnice uvažovány referenční příčné řezy s částečným zapuštěním i když lze v reálu předpokládat spíše zalití až po hlavu kolejnice, aby bylo umožněno přejíždění kolejnice.

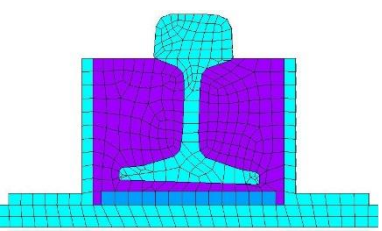
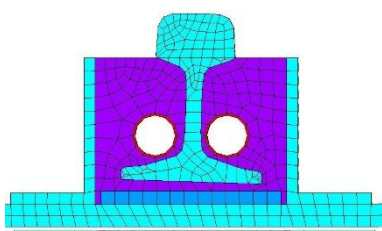
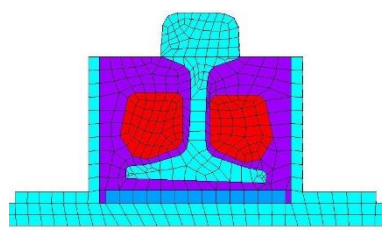
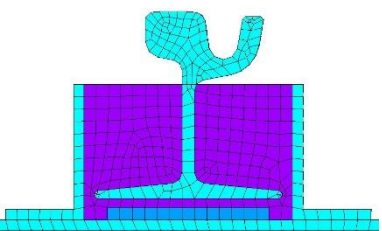
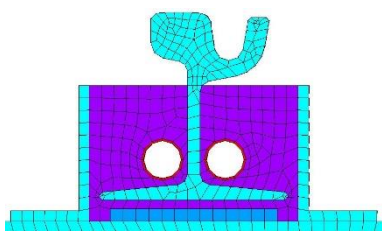
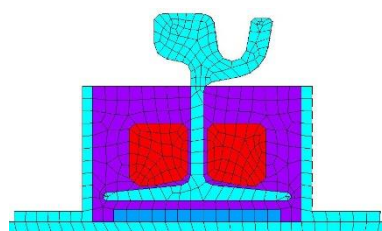
Varianty symetrických příčných řezů KPK:

- **Systém s kolejnicí 60E1:**
 - 1.1 60E1 – plný průřez
 - 1.2 60E1 – vylehčení PVC trúbkou
 - 1.3 60E1 – vylehčení PUR blokem
- **Systém s kolejnicí 49E1:**
 - 2.1 49E1 – plný průřez
 - 2.2 49E1 – vylehčení PVC trúbkou
 - 2.3 49E1 – vylehčení PUR blokem
- **Systém s kolejnicí 60R1:**
 - 3.1 60R1 – plný průřez
 - 3.2 60R1 – vylehčení PVC trúbkou
 - 3.3 60R1 – vylehčení PUR blokem

Tab. 5.3: Varianty symetrických příčných řezů systémů KPK – referenční příčné řezy pro parametrickou analýzu



Tab. 5.3: (Dokončení)

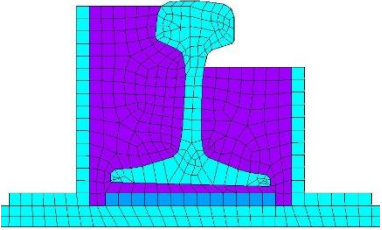
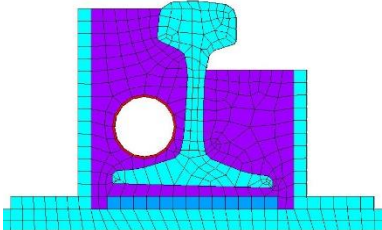
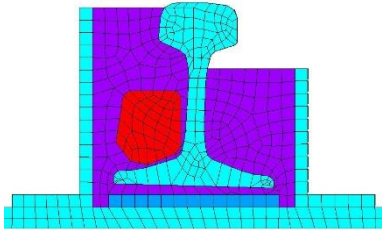
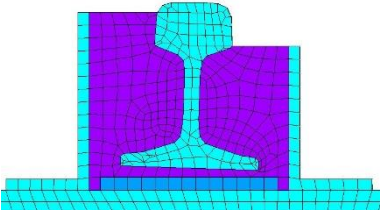
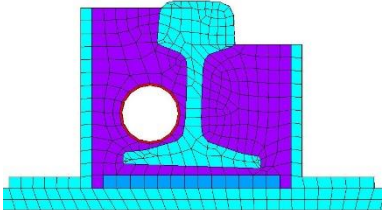
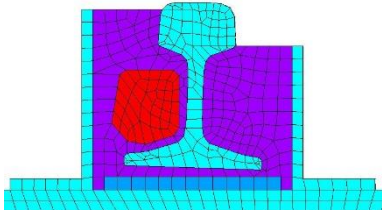
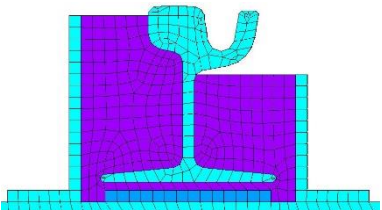
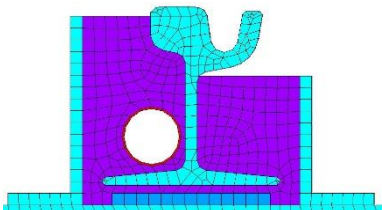
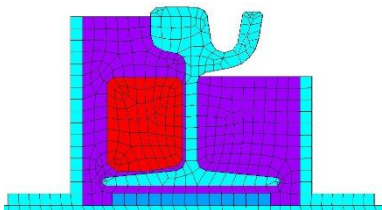
SYSTÉMY S KOLEJNICÍ 49E1		
		
49E1 – plný průřez	49E1 – vylehčení PVC trubkou	49E1 – vylehčení PUR blokem
SYSTÉMY S KOLEJNICÍ 60R1		
		
60R1 – plný průřez	60R1 – vylehčení PVC trubkou	60R1 – vylehčení PUR blokem

Příčný řez KPK může být také nesymetrický, složený ze dvou variant příčného řezu – tedy například jedna polovina může být provedena bez vylehčení a druhá s vylehčením, nebo může být nesymetrický žlab, z čehož vyplývá různá výška či šířka zapuštění po obou stranách kolejnice. Při stanovení interakčního chování **složených příčných řezů** systémů KPK je možné využít znalosti chování symetrických příčných řezů a z podmínky symetrie určit tuhosti dílčích částí (polovin) příčného řezu, které lze následně kombinovat. Princip stanovení interakčních parametrů je podrobněji diskutován v kapitole 6.4. Díky použití principu symetrie nebylo nutné provádět pro složené průřezy podrobnou parametrickou analýzu, čímž byl významně redukován výpočetní čas. Byly však provedeny validační výpočty na nesymetrických průřezech za účelem ověření správnosti postupu stanovení interakčních parametrů na základě principu symetrie. Varianty složených příčných řezů jsou uvedeny níže, různé komponenty vylehčení v rámci jednoho příčného řezu se nepředpokládají. Nicméně princip symetrie obecně samozřejmě platí pro libovolné varianty složených příčných řezů, validace však byla s ohledem na časovou náročnost provedena pouze pro uvedené složené příčné řezy.

Varianty složených příčných řezů KPK:

- **Systém s kolejnicí 60E1:**
 - 1.4 60E1 – plný průřez – nesymetrický žlab
 - 1.5 60E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou
 - 1.6 60E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem
- **Systém s kolejnicí 49E1:**
 - 2.4 49E1 – plný průřez – nesymetrický žlab
 - 2.5 49E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou
 - 2.6 49E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem
- **Systém s kolejnicí 60R1:**
 - 3.4 60R1 – plný průřez – nesymetrický žlab
 - 3.5 60R1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou
 - 3.6 60R1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem

Tab. 5.4: Varianty složených příčných řezů systémů KPK

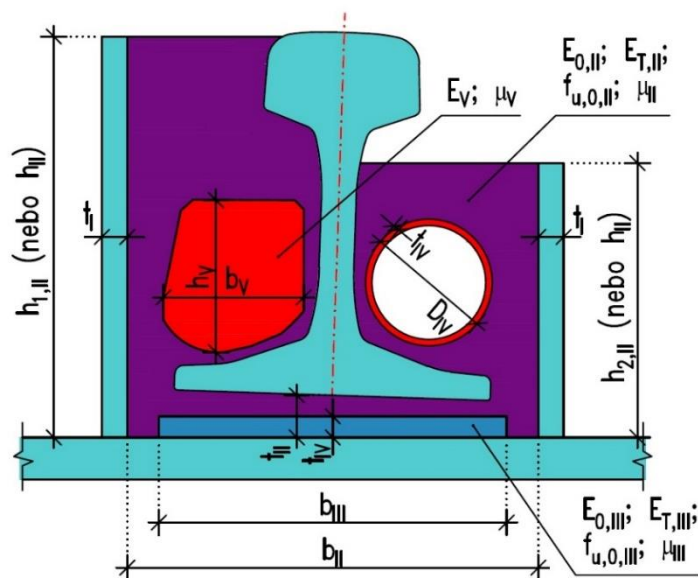
SYSTÉMY S KOLEJNICÍ 60E1		
		
60E1 – plný průřez – nesymetrický žlab	60E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou	60E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem
SYSTÉMY S KOLEJNICÍ 49E1		
		
49E1 – plný průřez – nesymetrický žlab	49E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou	49E1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem
SYSTÉMY S KOLEJNICÍ 60R1		
		
60R1 – plný průřez – nesymetrický žlab	60R1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PVC trubkou	60R1 – ½ plný průřez + ½ vylehčení PUR blokem

5.2.2 Posuzované parametry KPK

Vstupní parametry, posuzované v rámci numerické analýzy, lze rozdělit do dvou skupin – na **materiálové a geometrické parametry**. Všechny posuzované parametry jsou znázorněny na Obr. 5.7. Pro definování všech posuzovaných parametrů je zvolen nesymetrický systém KPK s různým způsobem vylehčení – tedy příčný řez, zahrnující všechny posuzované parametry. Výpočty byly postupně provedeny pro všechny příčné řezy definované v 5.2.1.

Posuzované hodnoty materiálových parametrů jsou pro všechny příčné řezy stejné, naproti tomu geometrické parametry souvisí s použitým profilem kolejničky a pro jednotlivé příčné řezy se jejich hodnoty liší. Rozsah materiálových a geometrických parametrů je uveden v kapitolách dále. Intervaly rozsahů zkoumaných materiálových parametrů byly stanoveny na základě výsledků materiálových zkoušek všech komponent (viz 4.2). Rozsahy geometrických parametrů jsou stanoveny na základě empirie

používaných systémů KPK. Výpočty jsou vždy provedeny i pro dílčí mezilehlé hodnoty tak, aby byla prověřena případná nelineární závislost interakčního parametru na posuzovaném parametru. Provést výpočty pouze pro okrajové hodnoty a pro mezilehlé hodnoty interpolovat není možné.



Obr. 5.7: Přehled sledovaných parametrů systémů KPK

5.2.2.1 Materiálové parametry

Materiálové parametry zahrnují všechny relevantní mechanické vlastnosti jednotlivých komponent upevnění. Prostřednictvím různého nastavení materiálových charakteristik lze při posouzení interakce zohlednit proměnlivost chování systémů KPK při různých teplotách či zavést do analýzy vliv rychlosti zatížení. Za relevantní parametry lze považovat všechny parametry, které jsou potřebné pro definování chování daného materiálu při uvažování příslušného materiálového modelu. Pro hyper-elastické komponenty upevnění (upevňovací zálivka, podložka pod patu kolejnice), u kterých je použit multilineárně elastický model byla posuzována odezva interakčních veličin na počáteční modul pružnosti E_0 , Poissonovo číslo ν , lineární izotropní zpevnění E_T a počáteční pevnost $f_{u,0}$. V případě vylehčovacích komponent (PVC trubka, PUR blok), modelovaných pomocí lineárně pružného izotropního modelu, byl v rámci parametrické studie sledován vliv modulu pružnosti E a Poissonova čísla ν .

Materiálové parametry:

- **Elastická zálivka upevnění:** E_{II} je počáteční modul pružnosti elastické zálivky
 $E_{T,II}$ lineární izotropní zpevnění elastické zálivky
 $f_{u,0,II}$ počáteční pevnost elastické zálivky
 ν_{II} Poissonovo číslo elastické zálivky
- **Podložka pod patu kolejnice:** E_{III} je počáteční modul pružnosti podložky pod patu
 $E_{T,III}$ lineární izotropní zpevnění podložky pod patu
 $f_{u,0,III}$ počáteční pevnost podložky pod patu
 ν_{III} Poissonovo číslo podložky pod patu
- **Vylehčení PVC trubkou:** E_{IV} je modul pružnosti PVC trubky
 ν_{IV} Poissonovo číslo PVC trubky
- **Vylehčení PUR blokem:** E_V je modul pružnosti PVC trubky
 ν_V Poissonovo číslo PVC trubky

Interval hodnot parametrů je určen vždy na základě rozptylu materiálových charakteristik se zohledněním vlivu teploty a rychlosti zatížení. V zásadě se jedná o obálku konfidenčních intervalů stanovených pro jednotlivé charakteristiky, rozšířenou o definovaný přídavek. Přidávky jsou určeny individuálně pro jednotlivé komponenty na základě empirického poznání materiálů KPK. Vzniknuší intervaly jsou shora a zdola omezeny limitními axiomatickými hodnotami daných materiálových charakteristik (např. $\nu < 0,5$; $E_T > 0$).

Parametrická analýza byla vždy provedena pro celý rozsah zkoumaného parametru. Výpočet byl proveden pro krajní a mezilehlé hodnoty vytipovaných intervalů za účelem zjištění nelineární závislosti interakčních parametrů na posuzovaném parametru. Všechny posuzované parametry a hodnoty, při kterých byl analyzován jejich vliv na výstupní interakční veličiny, je uveden v Tab. 5.5. Vliv materiálových parametrů je vztažen ke zvoleným referenčním hodnotám posuzovaných parametrů, které jsou rovněž uvedeny v tabulce. Intervaly materiálových parametrů jsou stejné pro všechny posuzované příčné řezy.

Tab. 5.5: Analyzované hodnoty materiálových parametrů

Parametr	Příčný řez	Analyzované hodnoty	Referenční hodnota	
E_{II}	[MPa]	všechny	$E_{II} = \{1; 2,2; 3,4; 4,6; 5,8; 7; 8,2; 9,4; 10,6; 11,8; 13\}$	$E_{II,ref} = 5,8$
$E_{T,II}$	[-]	všechny	$E_{T,II} = \{0; 0,08; 0,16; 0,24; 0,32; 0,4; 0,48; 0,56; 0,64; 0,72; 0,8\}$	$E_{T,II,ref} = 0,16$
$f_{u,0,II}$	[MPa]	všechny	$f_{u,0,II} = \{0,1; 0,26; 0,42; 0,58; 0,74; 0,9; 1,06; 1,22; 1,38; 1,54; 1,7\}$	$f_{u,0,II,ref} = 0,58$
ν_{II}	[-]	všechny	$\nu_{II} = \{0,27; 0,31; 0,35; 0,39; 0,43; 0,47; 0,49\}$	$\nu_{II,ref} = 0,39$
E_{III}	[MPa]	všechny	$E_{III} = \{1; 2,2; 3,4; 4,6; 5,8; 7; 8,2; 9,4; 10,6; 11,8; 13\}$	$E_{III,ref} = 5,8$
$E_{T,III}$	[-]	všechny	$E_{T,III} = \{0,0; 0,08; 0,16; 0,24; 0,32; 0,4; 0,48; 0,56; 0,64; 0,72; 0,8\}$	$E_{T,III,ref} = 0,16$
$f_{u,0,III}$	[MPa]	všechny	$f_{u,0,III} = \{0,1; 0,26; 0,42; 0,58; 0,74; 0,9; 1,06; 1,22; 1,38; 1,54; 1,7\}$	$f_{u,0,III,ref} = 0,58$
ν_{III}	[-]	všechny	$\nu_{III} = \{0,27; 0,31; 0,35; 0,39; 0,43; 0,47; 0,49\}$	$\nu_{III,ref} = 0,39$
E_{IV}	[GPa]	všechny	$E_{IV} = \{1,0; 1,45; 1,9; 2,35; 2,8; 3,25; 3,70; 4,15; 4,6; 5,05; 5,5\}$	$E_{IV,ref} = 3,25$
ν_{IV}	[-]	všechny	$\nu_{IV} = \{0,17; 0,23; 0,29; 0,35; 0,41; 0,47; 0,49\}$	$\nu_{IV,ref} = 0,35$
E_V	[MPa]	všechny	$E_V = \{10; 20; 30; 40; 50; 60; 70; 80; 90; 100\}$	$E_{V,ref} = 30$
ν_V	[-]	všechny	$\nu_V = \{0,25; 0,30; 0,35; 0,40; 0,45\}$	$\nu_{V,ref} = 0,30$

5.2.2.2 Geometrické parametry

Pomineme-li vliv profilu kolejnice, který v podstatě definuje celý charakter příčného řezu systémů KPK, má na mechanické chování KPK vliv celá řada **geometrických parametrů**. Mezi tyto parametry patří tvar a tloušťka stěny žlabu (v případě provedení ocelového žlabu), do kterého je umístěna kolejnice. Rozměry žlabu totiž definují, jakým způsobem je kolejnice v elastické zálivce vetknuta. Dále je třeba analyzovat vlivy dimenzí podložky pod patu kolejnice a vylehčovacích prvků. Vliv na interakční parametry může mít také poloha kolejnice, případně poloha dalších komponent v rámci příčného řezu systému kontinuálního podepření.

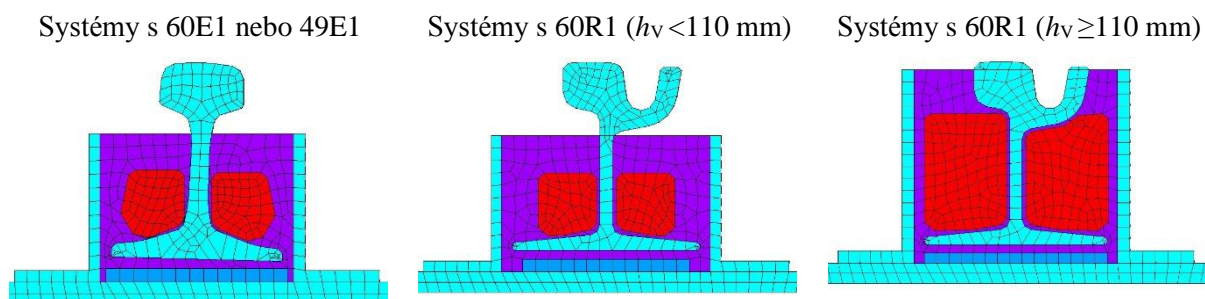
V tomto ohledu je však nutné konstatovat, že podložka pod patu se předpokládá umístěna vždy těžištěm do osy symetrie paty kolejnice a její poloha v příčném řezu se tak měnit nemůže. Stejně tak pozice vylehčovacích prvků je v rámci příčného řezu fixována plastovými distančními prvky a nemůže se tak

vůči kolejnici příliš měnit. V rámci předběžné studie byla i tak prověřena možnost mírné změny polohy vylehčovacích prvků, kterou může způsobit například volba jiných typů fixátorů. Zjištěné vlivy polohy měly nicméně na změnu interakčních parametrů zanedbatelný účinek. Jediným parametrem polohy, který tak připadá v úvahu pro parametrickou analýzu je vzdálenost paty kolejnice od dna žlabu – neboli tloušťka elastické zálivky pod patou kolejnice t_{II} .

Geometrické parametry:

- **Žlab:** t_I je tloušťka stěny ocelového žlabu
- **Elastická zálivka upevnění:** b_{II} je šířka žlabu vyplněného elastickou zálivkou
 h_{II} výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou (pouze pro symetrické průřezy)
 $h_{1,II}$ výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou – strana 1 (pouze pro nesymetrické průřezy)
 $h_{2,II}$ výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou – strana 2 (pouze pro nesymetrické průřezy)
 t_{II} tloušťka zálivky pod patou kolejnice
- **Podložka pod patu kolejnice:** b_{III} je šířka podložky pod patu kolejnice
 t_{III} tloušťka podložky pod patu kolejnice
- **Vylehčení PVC trubkou:** D_{IV} je průměr PVC trubky
 t_{IV} tloušťka PVC trubky
- **Vylehčení PUR blokem:** b_V je šířka PUR bloku
 h_V výška PUR bloku

Rozsahy uvedených parametrů (viz Tab. 5.6) byly stanoveny empiricky na základě běžně používaných systémů KPK. Na rozdíl od materiálových parametrů je nutné v případě některých geometrických parametrů počítat s variabilitou rozsahů parametrů v závislosti na jednotlivých variantách příčného řezu. Toto platí zejména pro parametr výšky žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II} (popř. $h_{1,II}$, $h_{2,II}$), šířku podložky pod patou kolejnice b_{III} a parametry vylehčovacích komponent D_{IV} , b_V respektive h_V . Také je nutné zmínit že v případě příčného řezu se žlábkovou kolejnici 60R1 vylehčeného PUR blokem, dochází při porovnání se systémy běžných železničních tratí k úpravě tvaru PUR bloku. Při výšce větší než cca 110 mm je navíc kvůli nesymetrii profilu 60R1 nutno počítat se speciálním tvarem PUR bloku, kopírujícím tvar hlavy kolejnice, což do výpočtu zavádí další mírnou nesymetrii.



Obr. 5.8: Varianty geometrie vylehčovacího PUR bloku

Vliv geometrických parametrů je vždy stanoven v plném rozsahu hodnot. Nelze předem jednoznačně odhadnout, jestli bude účinek parametrů na chování systémů KPK lineární nebo nelineární, proto je stejně jako v případě materiálových parametrů proveden větší počet výpočtů pro mezilehlé hodnoty v rámci určených intervalů parametrů. Referenční parametry, ke kterým jsou vztaženy výsledné souči-

nitele vlivu jednotlivých posuzovaných geometrických parametrů, byly částečně odvozeny na základě experimentálně testovaného systému ERS Corkelast (viz 4.1). Referenční příčný řez však narozdíl od zkoušeného vzorku předpokládá symetrické uspořádání vylehčovacích komponent. Pro kolejnice 49E1 a 60R1 byly navíc referenční hodnoty geometrických parametrů přizpůsobeny odlišné geometrii profilů kolejnic.

Tab. 5.6: Analyzované hodnoty geometrických parametrů

Parametr		Příčný řez	Analyzované hodnoty	Referenční hodnota
t_I	[mm]	všechny	$t_I = \{5; 10; 15\}$	$t_{I,ref} = 10$
b_{II}	[mm]	všechny	$b_{II} = \{160; 170; 180; 200; 220; 240; 260; 280; 300\}$	$b_{II,ref} = 170$
$h_{II}^{1)}$	[mm]	60E1	$h_{II} = \{100; 110; 120; 130; 140; 150; 160; 170; 180; 190\}$	$h_{II,ref} = 130$
		49E1	$h_{II} = \{100; 110; 120; 130; 140; 150; 160; 165\}$	$h_{II,ref} = 130$
		60R1	$h_{II} = \{100; 110; 120; 130; 140; 150; 160; 170; 180; 190\}$	$h_{II,ref} = 130$
t_{II}	[mm]	všechny	$t_{II} = \{5; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20\}$	$t_{II,ref} = 8$
b_{III}	[mm]	60E1	$b_{III} = \{150; 160; 170\}$	$b_{III,ref} = 160$
		49E1	$b_{III} = \{150; 160; 170\}$	$b_{III,ref} = 150$
		60R1	$b_{III} = \{180; 190; 200\}$	$b_{III,ref} = 190$
t_{III}	[mm]	všechny	$t_{III} = \{5; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20\}$	$t_{III,ref} = 12$
D_{IV}	[mm]	60E1	$D_{IV} = \{25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60\}$	$D_{IV,ref} = 40$
		49E1	$D_{IV} = \{25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60\}$	$D_{IV,ref} = 40$
		60R1	$D_{IV} = \{25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60; 65; 70\}$	$D_{IV,ref} = 40$
t_{IV}	[mm]	všechny	$t_{IV} = \{1; 2; 3; 4; 5\}$	$t_{IV,ref} = 12$
b_V	[mm]	60E1	$b_V = \{40; 45; 50; 55; 60; 65\}$	$b_{V,ref} = 55$
		49E1	$b_V = \{40; 45; 50; 55; 60; 65\}$	$b_{V,ref} = 55$
		60R1	$b_V = \{40; 45; 50; 55; 60; 65; 70; 75; 80; 85\}$	$b_{V,ref} = 55$
h_V	[mm]	60E1	$h_V = \{30; 40; 50; 60; 70; 80; 90\}$	$h_{V,ref} = 60$
		49E1	$h_V = \{30; 40; 50; 60; 70; 80; 90\}$	$h_{V,ref} = 60$
		60R1	$h_V = \{30; 40; 50; 60; 70; 80; 90; 105; 115\}$	$h_{V,ref} = 60$

¹⁾ Hodnoty parametrů $h_{1,II}$ a $h_{2,II}$ nesymetrických příčných řezů jsou shodné s hodnotami h_{II}

5.2.2.3 Sestavy parametrů pro validaci metody kompletní analýzy KPK

Validační výpočty jsou koncipovány tak, aby mohly být využity jak při validaci navržené metody kompletní analýzy systémů KPK, tak také za účelem výpočtu namáhání a deformace vybraných příčných řezů KPK. Vedlejším cílem je tedy také určení očekávaného rozsahu namáhání v jednotlivých komponentách KPK při definované deformaci v rámci upevnění a následné stanovení doporučení pro přípustné hodnoty limitních deformací pro jednotlivé varianty příčných řezů.

Sestavy pro validační analýzu jsou vytvořeny na základě vstupních parametrů o hodnotách definovaných v Tab. 5.5 a Tab. 5.6. Pro každou variantu příčného řezu je definováno celkem pět kombinací vstupních parametrů. Parametry, u kterých lze očekávat menší vliv na změnu interakčních funkcí, jsou v rámci těchto kombinací použity nahodile. Hodnoty parametrů, na které je interakční chování citlivější, jsou naopak uvažovány tak, že v jednotlivých kombinacích v rámci příslušné varianty příčného řezu lineárně rostou či klesají. Hodnota parametru je v rámci dílčích kombinací nastavena jako lineárně

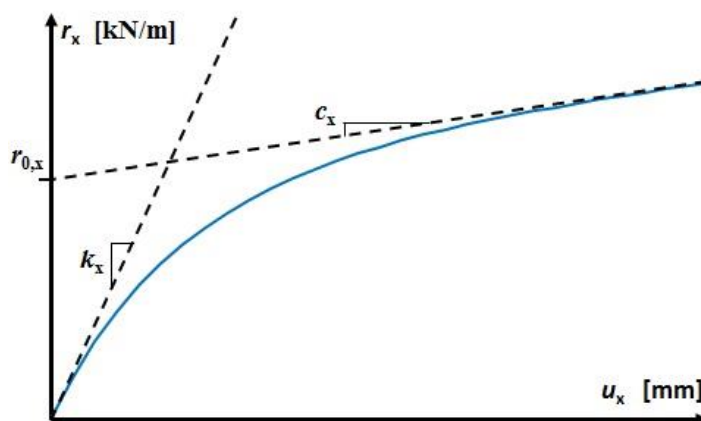
rostoucí, pokud tuhost upevnění spolu s parametrem roste. V případě že tuhost při rostoucích hodnotách vstupního parametru klesá, je parametr v rámci dílčích kombinací nastaven s lineárně klesajícím trendem. Tímto způsobem bylo možné poměrně plynule popsat celý rozsah interakčních funkcí, které lze simulovat na základě uvažovaných kombinací vstupních parametrů. Podrobný popis sestav parametrů pro validaci kompletní analýzy KPK je uveden v tabulkách v příloze A.

5.2.3 Princip vyhodnocení vlivu parametrů

Vliv parametrů na chování systému KPK je stanoven na základě podrobné parametrické analýzy provedené na validovaném modelu v programu Ansys Mechanical apdl 18.0. Pro určení vlivu dílčího parametru jsou výpočty provedeny tak, že sledovaný parametr je proměnlivý a nabývá hodnot ve stanoveném rozsahu, zatímco ostatní parametry jsou konstantní a nastavené na svou referenční hodnotou. Výsledkem numerické analýzy jsou pole napětí, poměrných deformací a posunů v rámci příslušného příčného řezu. Pro stanovení interakčních funkcí je relevantní zejména vypočtená hodnota posunu (deformace) v rámci upevnění, přesněji řečeno závislost této deformace na působící síle.

5.2.3.1 Vyhodnocené interakční funkce

Parametrická analýza je provedena s cílem získat vliv parametrů na tři základní interakční funkce – funkci podélného odporu r_x , svislou tuhost v zatlačení k_z a svislý odpor proti nadzdvížení $r_{z,+}$. Všechny interakční závislosti byly přepočteny na jeden metr běžný celé koleje (viz 4.1.2). Parametr příčného odporu proti vybočené kolejnici r_y nebyl z důvodu velké pracnosti a časové náročnosti v současné době předmětem analýzy. Pro stanovení napětí a deformace souvisejícího s interakcí mezi KPK a mostem však tento parametr není potřebný. Uplatnil by se spíše při posouzení KPK na mostech s kolejí v oblouku malého poloměru, nebo při prověření stability KPK při kombinaci nadzdvížení se ztrátou příčné a torzní stability. Parametr r_y bude předmětem dalšího výzkumu v rámci této problematiky.



Obr. 5.9: Funkce podélného odporu systémů KPK

Pro parametrickou analýzu **funkcí podélného odporu** r_x bylo nejprve nutné stanovit hodnoty podélného odporu, vypočtené při znalosti působící podélné síly F_x na základě rovnice (4.1) pro délku elastického upevnění $L_T = 0,5$ m. Hodnoty podélné síly byly nastaveny tak, aby bylo v rámci elastické zálivky upevnění pro každou dílčí kombinaci sledovaných parametrů dosaženo alespoň minimální hodnoty tažnosti A , stanovené na základě materiálových zkoušek. Při určování hodnoty podélného zatížení bylo tedy nutno pamatovat na změnu tuhosti upevnění v závislosti na proměnlivosti vstupního parametru a podélná síla tak byla zavedena individuálně pro každou kombinaci parametrů. Velikost podélné síly pro jednotlivé dílčí výpočty se pohybovala v intervalu $F_x \in \langle 75; 375 \rangle$ kN. Vypočtená

závislost podélného odporu na deformaci upevnění u_x vykazuje nelineární charakter, který je zásadně ovlivněn zejména vlastnostmi elastické zálivky upevnění. Funkci podélného odporu je tedy možné modelovat pomocí rovnice (5.2) – analogie k modelu pro popis hyper-elastických materiálů (4.12). Výsledkem parametrické analýzy je závislost výstupních parametrů podélné interakce k_x , c_x a $r_{0,x}$ na sledovaných vstupních parametrech. Jednotlivé hodnoty interakčních parametrů jsou určeny pomocí regresní analýzy.

$$r_x = (c_x \cdot u_x + r_{0,x}) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_x \cdot u_x}{c_x \cdot u_x + r_{0,x}} \right)} \right) \quad (5.2)$$

Kde: r_x je podélný odpor na metr běžný železniční tratě [kN/m]
 c_x lineární izotropní zpevnění materiálu [1/m]
 u_x podélný relativní posun kolej – most, podélná deformace upevnění KPK v [mm]
 $r_{0,x}$ počáteční hodnota plastického podélného odporu [kN/m]
 k_x podélná tuhost upevnění vztažená na metr běžný koleje [kN/mm/m]

Svislou tuhost upevnění v zatlačení $k_{z,-}$, je možné určit na základě vztahu (5.3). Závislost vnějšího zatížení na deformaci v zatlačení lze s dostatečnou přesností modelovat lineárně. Hodnota svislého zatížení $F_{z,-}$ byla stanovena tak, aby zatížení odpovídalo nápravové síle modelu UIC 71 přepočtené na jeden upevňovací uzel, tedy $F_{z,-} = 62,5$ kN. Tato hodnota svislého přetížení byla uvažována pro všechny dílčí výpočty při různých kombinacích vstupních parametrů. Spolu s tuhostí upevnění, mění se v důsledku různých kombinací parametrů, se mění také hodnoty dosažené deformace upevnění v zatlačení. Ze získané závislosti svislého přetížení $F_{z,-}$ na svislé deformaci upevnění $u_{z,-}$ lze hodnoty $k_{z,-}$ určit pomocí lineární regresní analýzy metodou nejmenších čtverců, provedenou v prostředí Matlab R2016.

$$F_{z,-} = \frac{k_{z,-} \cdot u_{z,-} \cdot L_T}{2} \quad (5.3)$$

Kde: $k_{z,-}$ je svislá tuhost v zatlačení, vztažená na metr běžný koleje v [kN/mm/m]
 $F_{z,-}$ svislé přetížení stanovené hodnotou 62,5 kN
 $u_{z,-}$ svislá deformace upevnění v zatlačení v [mm]
 L_T délka elastického upevnění v [m]

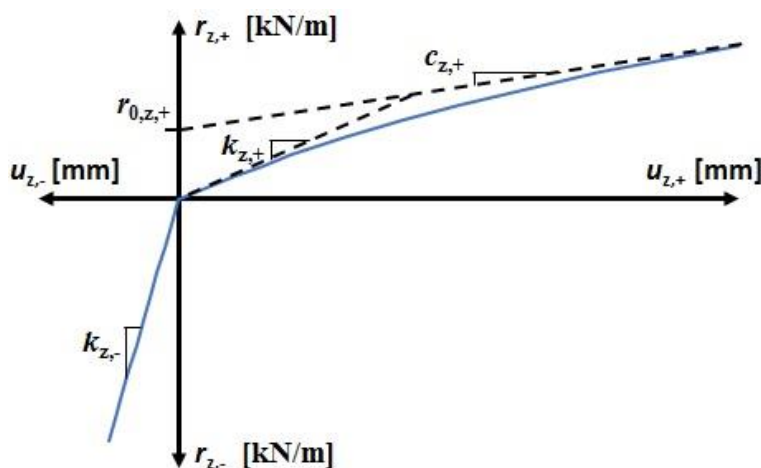
Poslední analyzovanou interakční funkcí je **svislá tuhost v nadzdvižení $k_{z,+}$** . Jak bylo ukázáno v 5.1.1 kontakty na rozhraní jednotlivých komponent vykazují dostatečnou adhezi, aby mohly být modelovány jako tuhé. Toto však plně platí pouze v případě podélného namáhání a svislého namáhání v zatlačení. Kontakt mezi podložkou pod patu kolejnice a elastickou upevňovací zálivkou totiž dostatečnou adhezi nevykazuje. Tuhý přenos sil je v tomto případě při podélném zatížení a svislém zatlačení dán spíše dostatečnou velikostí vznikajících třecích sil. V případě vyvození síly, působící nadzdvižení kolejnice, potom může snadno dojít k separaci mezi podložkou a elastickou upevňovací zálivkou z důvodu oddělení komponent, což samozřejmě způsobí významný pokles svislé tuhosti oproti tuhosti v zatlačení. Tento fenomén nebyl sledován experimentálně, nebyl tedy ani prokázán a je tím pádem v současném stavu nejistotou vzniklé metody kompletní analýzy. Empirické pozorování chování systémů KPK však toto chování potvrzuje. V případě zanedbání této nejistoty by navíc mohlo dojít k chybnému přecenění svislé tuhosti, což by mohlo mít za následek dřívější ztrátu stability s vybočením kolejnic v nadzdvižení. Aby výsledky metody kompletní analýzy KPK v interakci s podložím poskytovala výsledky na straně bezpečné, je proto nutné s možnou separací podložky od zálivky počítat. Svislá tuhost v nadzdvižení potom vykazuje nelineární charakter a lze ji popsat rovnicí **svislého odporu proti nadzdvižení $r_{z,+}$** (5.5). Hodnoty interakčních parametrů $k_{z,+}$, $c_{z,+}$ a $r_{0,z,+}$ v závislosti na sledovaných vstupních parametrech jsou získány pomocí nelineární regresní analýzy.

Svislá síla v nadzdvižení $F_{z,+}$ je pro každou kombinaci sledovaných parametrů uvažována hodnotou 62,5 kN.

$$r_{z,+} = \frac{2 \cdot F_{z,+}}{L_T} \quad (5.4)$$

$$r_{z,+} = (c_{z,+} \cdot u_{z,+} + r_{0,z,+}) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_{z,+} \cdot u_{z,+}}{c_{z,+} \cdot u_{z,+} + r_{0,z,+}}\right)}\right) \quad (5.5)$$

- Kde: $F_{z,+}$ je svislá síla v nadzdvižení působící na numerický model v [kN]
 $r_{z,+}$ je svislý odpor proti nadzdvižení kolejnice na metr běžný železniční tratě v [kN/m]
 $c_{z,+}$ lineární izotropní zpevnění materiálu při nadzdvižení koleje [1/m]
 $u_{z,+}$ svislá deformace upevnění KPK při nadzdvižení v [mm]
 $r_{0,z,+}$ počáteční hodnota plastického svislého odporu proti nadzdvižení koleje [kN/m]
 $k_{z,+}$ svislá tuhost upevnění v nadzdvižení vztažená na metr běžný koleje [kN/mm/m]



Obr. 5.10: Funkce svislého odporu proti zatlačení a nadzdvižení KPK

5.2.3.2 Regresní a citlivostní analýza

Jak bylo popsáno dříve, výsledné hodnoty interakčních parametrů proměnlivé v závislosti na posuzovaných dílčích parametrech byly stanoveny pomocí **regresní analýzy** metodou nejmenších čtverců. Lineární, respektive nelineární regresní analýza byla provedena za použití vztahů (5.2), (5.3) a (5.5) v prostředí programu Matlab R2016 s využitím nástroje „Curve fitting tool“. Postup regresní analýzy byl následující, vypočtená závislost deformace upevnění na zatížení byla přepočtena na jeden metr běžný celé železniční tratě a následně byla importována do programu Matlab. Zde byly pomocí nástrojů regresní analýzy na základě příslušné interakční funkce stanoveny interakční parametry pro danou kombinaci posuzovaných vstupních parametrů. Pokud některý z výstupních interakčních parametrů nevykazoval při změně posuzovaného parametru žádnou odezvu, byl takový interakční parametr nastaven na svou referenční hodnotu a při regresní analýze byla sledována pouze změna zbylých interakčních parametrů.

Výsledkem regrese jsou odhady průměrných hodnot interakčních parametrů včetně nejistot určujících 95% konfidenční interval hodnot. Míra přiléhavosti vypočteného regresního modelu je vyjádřena koeficientem determinace dle vztahu (5.1). Z výsledků jsou následně sestaveny grafy součinitelů interakčních parametrů v závislosti na změně posuzovaného parametru, přičemž **součinitele interakčních parametrů byly normovány vzhledem k referenční hodnotě** podle vztahu (5.6). Touto operací byly

získány grafy, vyjadřující procentuální přírůstek hodnoty výstupní interakční veličiny v závislosti na posuzovaném vstupním parametru vůči uvažované referenční hodnotě.

$$\overline{Y_i(X_j)} = \frac{Y_i(X_j)}{Y_i(X_{\text{ref}})} \quad (5.6)$$

Kde: $\overline{Y_i(X_j)}$ je součinitel vlivu vstupního parametru na hodnotu výstupní interakční veličiny, normovaný k referenční hodnotě $Y_i(X_{\text{ref}})$
 $(\overline{Y_i} = \{\overline{C_x(X_j)}; \overline{k_x(X_j)}; \overline{r_{0,x}(X_j)}; \overline{k_{z,-}(X_j)}; \overline{C_{z,+}(X_j)}; \overline{k_{z,+}(X_j)}; \overline{r_{0,z,+}(X_j)}\})$
 $Y_i(X_j)$ vypočtená hodnota výstupního interakčního parametru $Y_i(X_j)$ v závislosti na vstupním parametru X_j
 $Y_i(X_{\text{ref}})$ referenční hodnota výstupního interakčního parametru, vypočtená při referenční hodnotě vstupního parametru X_{ref}

Poslední součástí parametrické studie bylo provedení **citlivostní analýzy** vstupních parametrů. Cílem je odpovědět na otázku, jaká je citlivost odezvy interakčních parametrů na změnu vstupního parametru [60], [61]. Citlivostní analýzu je obecně vhodné provést u složitějších konstrukcí, jejichž chování je závislé na větším množství parametrů a okrajových podmínkách o neurčité hodnotě – jako je třeba právě systém upevnění s kontinuálně podepřenou kolejí. Na základě znalosti citlivosti odezvy je možné vybrat parametry, které nemají na interakci významný vliv a z analýzy je vyloučit, případně lze určit parametry, kterým je třeba při návrhu věnovat zvýšenou pozornost. Výsledky potom lze promítnout do návrhu metodiky posouzení interakce systémů KPK například v podobě redukce počtu používaných vstupních parametrů, nebo v podobě stanovení požadavků pro určení materiálových charakteristik komponent KPK. Případně mohou výsledky citlivostní analýzy posloužit projektantům při návrhu příčného řezu systému KPK, či jako informace pro výrobce k optimalizaci systému. Odezvu citlivosti na posuzované parametry je možné stanovit různými způsoby. Mezi **tradiční metody citlivostní analýzy** [60], [61], umožňující sledovat vliv změny vstupní veličiny (sledovaného parametru) X_i na změnu výstupní veličiny Y_i , patří parciální derivace Y_i podle X_i (viz také vztah (4.7)). Tento způsob však nezohlední rozptyly vstupních veličin, proto je výhodnější použít normalizovaný vztah (5.7).

$$S_{\partial} = \frac{\sigma_{X_j} \cdot \partial Y_i}{\sigma_{Y_i} \cdot \partial X_j} \quad (5.7)$$

Kde: S_{∂} je citlivost odezvy na změnu vstupního parametru X_j
 σ_{X_j} směrodatná odchylka sledovaného vstupního parametru X_j
 σ_{Y_i} směrodatná odchylka výstupního interakčního parametru Y_i

Dalšími alternativami tradičních metod citlivostní analýzy je použití Spearmanova koeficientu pořadové korelace, sledujícího míru korelace mezi vstupní a výstupní veličinou, případně postup založený na **porovnání součinitelů citlivosti** k_i , definovaných vztahem (5.8). V rámci této práce byla citlivostní analýza postavena právě na porovnání koeficientů k_i . Je třeba připustit jistou nedokonalost výše zmíněných tradičních přístupů citlivostní analýzy, neboť tyto neumí postihnout vlivy kombinací dvojic, trojic atd. na výstupní veličinu. Pokud by bylo potřeba analyzovat vliv definované podskupiny vstupních parametrů, bylo by vhodné použít např. Sobolovy citlivostní koeficienty [62], [63]. Další nevýhodou může být fakt, že se součinitele k_i vyhodnocují za předpokladu, že zbylé součinitele jsou rovny své střední hodnotě. Problém nastává v případě, kdy je střední hodnota některého ze vstupních parametrů nulová. Ani jedna ze zmíněných nevýhod se však netýká této práce a postup dle (5.8) lze pro kvantifikaci vlivu vstupních parametrů KPK považovat za vhodný.

$$k_i = 100 \frac{[Var(Y|X_1 = m_{X_1}, X_2 = m_{X_2}, \dots, X_{i-1} = m_{X_{i-1}}, X_{i+1} = m_{X_{i+1}}, \dots, X_M = m_{X_M})]^2}{[Var(Y)]^2} \quad (5.8)$$

Kde: k_i je citlivostní součinitel v [%]

$Var(Y|X_i)$ variační koeficient výstupní veličiny za předpokladu, že všechny vstupní parametry s výjimkou i -tého jsou považovány za deterministické (uvažovány střední hodnotou) a hodnoty i -tého parametru jsou náhodné.

$Var(Y)$ variační koeficient výstupní veličiny za předpokladu, že všechny vstupní parametry jsou náhodné ($Y = \{r_x; k_{z,-}; r_{z,+}\}$)

Citlivostní součinitele jsou stanoveny pro interakční funkce podélného odporu r_x a funkce popisující svislou tuhost v zatlačení $k_{z,-}$, respektive svislý odpor proti nadzdvižení $r_{z,+}$. V rámci citlivostní analýzy tedy není sledována odezva dílčích interakčních veličin $Y_i(X_j)$ popisujících nelineární charakter interakčních funkcí. V souvislosti s tím, že funkce podélného odporu je funkcí nelineárně závislou na podélné relativní deformaci upevnění u_x , je třeba definovat úroveň u_x , při které bude citlivostní součinitel vyčíslen. Vzhledem k současně uvažovaným dovoleným hodnotám podélné deformace upevnění byla navržena víceúrovňová citlivostní analýza. Odezva vstupních parametrů na hodnoty podélného odporu byla postupně sledována při třech úrovních podélné deformace – 7, 14 a 30 mm. Hodnota podélné deformace 7 mm odpovídá standardním limitním hodnotám deformace stanovených dle současných norem [9] a zároveň se jedná o hodnotu, při které je často dosaženo meze úměrnosti. Zvýšená limitní hodnota $u_x = 14$ mm je stanovena na základě povolení, vydaného v rámci SRN [44], se kterou lze pravděpodobně v budoucnu počítat na většině železničních či tramvajových tratí s KPK. Výsledky při hodnotě $u_x = 30$ mm jsou uvedeny pro případ, že by v budoucnu byl limit deformace upevnění zvýšen. Citlivostní analýza svislé tuhosti byla v případě zatlačení jednoúrovňová a v případě nadzdvižení dvouúrovňová – při nadzdvižení 7 a 30 mm. Podrobnosti jsou uvedeny v textu dále.

5.2.4 Výsledky parametrické analýzy

Výsledky parametrické analýzy zahrnují kvantifikaci vlivu změny vstupních parametrů na funkci podélného odporu r_x , hodnotu svislé tuhosti v zatlačení $k_{z,-}$ a funkci svislého odporu proti nadzdvižení $r_{z,+}$. Výsledky jsou doplněny o analýzu citlivosti odezvy interakčních parametrů na sledované vstupní parametry. Pro jednotlivé interakční funkce jsou v přehledných grafech definovány výsledné součinitele vlivu vstupního parametru na výstupní interakční parametr. Hodnoty součinitelů v grafech jsou normovány vzhledem k referenční hodnotě dle vztahu (5.6). Všechny hodnoty jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje. V závěrečné podkapitole jsou uvedeny typické hodnoty namáhání komponent kontinuálního upevnění pro referenční variantu příčného řezu.

Při studiu výsledných závislostí výstupních veličin na vstupních materiálových parametrech bylo zjištěno, že součinitele vlivu materiálu jsou stejné pro všechny definované varianty příčných řezů KPK. Výsledky tedy není nutné organizovat dle jednotlivých příčných řezů a vyhodnocené součinitele lze považovat za platné pro všechny příčné řezy. Toto také platí pro většinu geometrických parametrů s výjimkou parametrů, které jsou ovlivněny použitým profilem kolejnice v rámci příčného řezu – tedy: výškou žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II} (popř. $h_{1,II}$, $h_{2,II}$), šířkou podložky pod patu kolejnice b_{III} a parametry vylehčovacích komponent D_{IV} , b_V respektive h_V . Výsledné grafy na svislé ose uvádí hodnotu součinitele vlivu vstupního parametru a na vodorovné ose hodnoty vstupních parametrů. Grafy jsou s ohledem na vstupní parametry organizovány do skupin tak, aby se přibližně shodovaly rozsahem posuzovaných hodnot. Materiálové parametry jsou v tomto ohledu děleny dle:

- Modulu pružnosti komponent
- Lineárního izotropního zpevnění komponent

- Počáteční pevnosti komponent
- Poissonova čísla komponent

Geometrické parametry jsou děleny na podskupiny dle:

- Tloušťky komponent
- Rozměrů vylehčovacích prvků
- Výšky elastického upevnění
- Šířky komponent

Závislosti uvedené ve zmíněných grafech definují procentuální přírůstek vzhledem k referenční hodnotě interakčního parametru. Pro kompletní popis interakčních veličin je tedy ještě nutné definovat jejich referenční hodnoty, které jsou na rozdíl od stanovených součinitelů vlivu vstupních parametrů pro jednotlivé varianty příčných řezů KPK vždy rozdílné. Stanovené referenční hodnoty parametrů interakčních funkcí jsou uvedeny v jednotlivých kapitolách dle příslušné interakční funkce.

5.2.4.1 Součinitele vlivu vstupních parametrů na funkci podélného odporu

V kapitole jsou rekapitulovány výsledky parametrické analýzy vlivu vstupních parametrů na následující interakční veličiny popisující funkci podélného odporu:

- Součinitele lineárního izotropního zpevnění – podélný směr: $\overline{c_x(X_j)}$
- Součinitele počáteční hodnoty plastického podélného odporu: $\overline{r_{0,x}(X_j)}$
- Součinitele podélné tuhosti upevnění: $\overline{k_x(X_j)}$

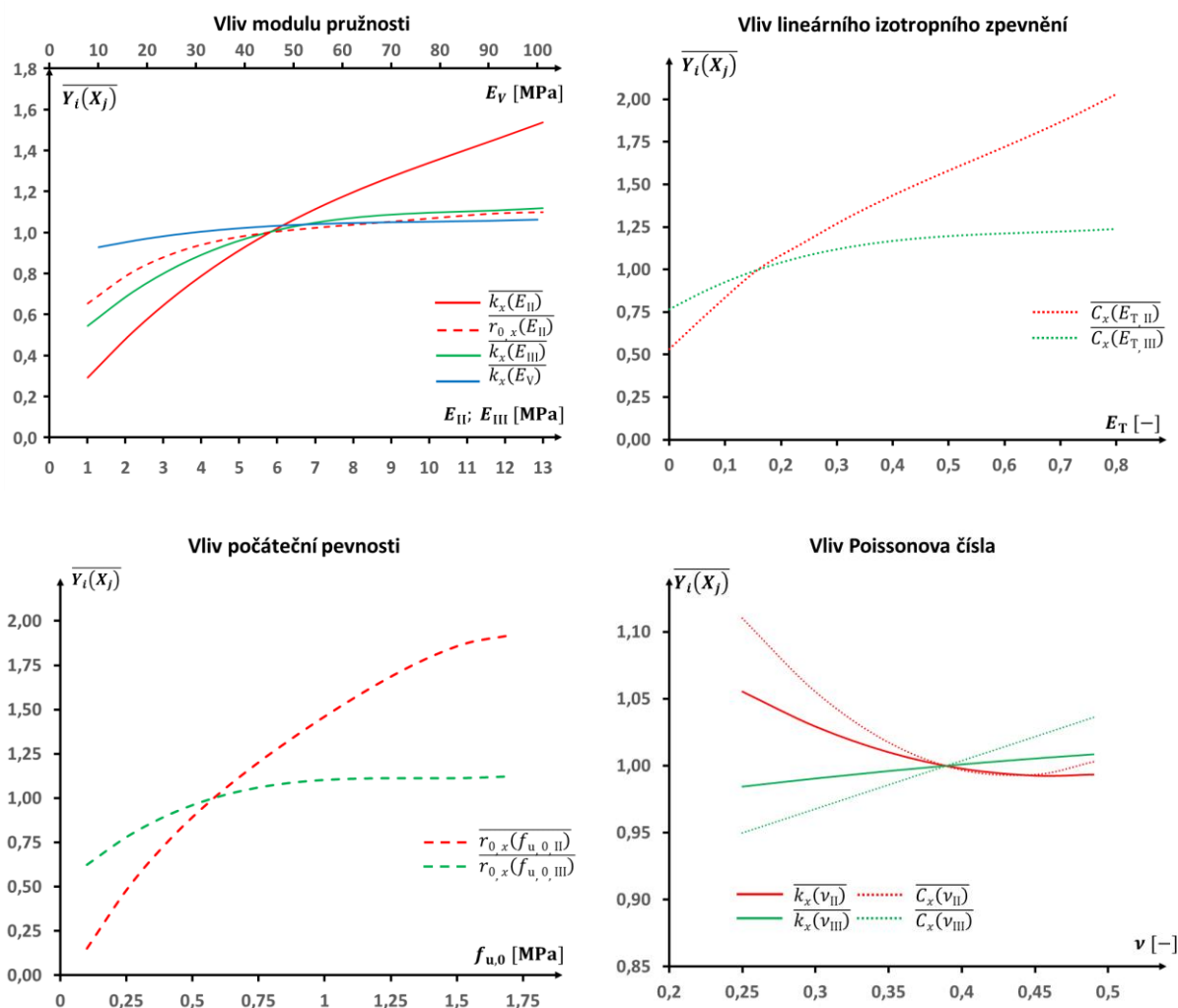
Součinitele vlivu vstupních parametrů funkce podélného odporu na výstupní parametry jsou normovány vůči referenčním hodnotám, uvedeným v Tab. 5.7. Z výsledků je zřejmé, že interakční parametry jsou ovlivněny volbou kolejnice. Zatímco příčné řezy s profily kolejnic 60E1 a 60R1 vykazují podobné hodnoty, systém s kolejnicí 49E1 vykazuje nižší hodnoty zpevnění $c_{x,ref}$ a podélné tuhosti $k_{x,ref}$. Pokud porovnáme příčné řezy z hlediska způsobu vylehčení, můžeme konstatovat že plné průřezy (bez vylehčení) vycházejí nejpoddajnější. Nejtuzší naopak vycházejí příčné řezy vylehčené PUR blokem. Tyto závěry platí shodně pro všechny varianty příčných řezů dle použitého profilu kolejnice.

Tab. 5.7: Referenční hodnoty interakčních parametrů funkce podélného odporu

Varianta příčného řezu KPK	Podélné lineární izotropní zpevnění $c_{x,ref}$ [1/m]	Počáteční hodnota plastického podélného odporu $r_{0,x,ref}$ [kN/m]	Podélná tuhost upevnění $k_{x,ref}$ [kN/mm/m]
60E1 – plný průřez	3,80	260	65
60E1 – vylehčení PVC trubkou	4,00	290	69
60E1 – vylehčení PUR blokem	2,80	300	72
49E1 – plný průřez	3,00	260	55
49E1 – vylehčení PVC trubkou	3,20	260	57
49E1 – vylehčení PUR blokem	2,80	290	60
60R1 – plný průřez	3,60	280	68
60R1 – vylehčení PVC trubkou	3,80	280	68
60R1 – vylehčení PUR blokem	2,80	290	72

5.2.4.1.1 Materiálové parametry

Na Obr. 5.11 níže jsou uvedeny součinitele závislosti interakčních parametrů funkce podélného odporu na posuzovaných materiálových parametrech. Všechny součinitele jsou normovány vzhledem k referenčním hodnotám jednotlivých posuzovaných parametrů (viz Tab. 5.5). Grafy neobsahují výsledky pro všechny posuzované materiálové parametry, nejsou v nich uvedeny výsledky parametrické analýzy těch parametrů, jejichž změna na sledovaném intervalu vůči referenční hodnotě nepřekročila $\pm 1\%$. Zobrazené grafy platí pro všechny varianty příčných řezů, použitý profil kolejnice nemá na výsledné součinitele $\overline{Y}_i(X_j)$ vliv. Součinitele podélné tuhosti $\overline{k}_x(X_j)$ jsou znázorněny plnou čarou, součinitele počáteční hodnoty plastického odporu $\overline{r}_{0,x}(X_j)$ jsou znázorněny čárkovaně a součinitele lineárního zpevnění $\overline{C}_x(X_j)$ tečkovaně. Jednotlivé interakční parametry jsou rozlišeny barevně.



Obr. 5.11: Součinitele vlivu materiálových parametrů na interakční parametry funkce podélného odporu

Při analýze výsledných závislostí funkce podélného odporu na vstupních materiálových parametrech lze obecně konstatovat několik zajímavých poznatků:

- **Materiálové parametry vylehčovacích komponent** nemají zásadní vliv na výsledné funkce podélného odporu. Určitá změna tuhosti systému upevnění byla zaznamenána při změně modulu pružnosti polyuretanového bloku, nicméně v porovnání s jinými parametry se jedná spíše o zanedbatelný vliv.

- **Vliv Poissonova čísla** na funkci podélného odporu je obecně nižší, než se předpokládalo. Zajímavé je, že s rostoucí hodnotou Poissonova čísla elastické zálivky upevnění interakční parametry klesají, zatímco v případě podložky pod patu kolejnice hodnoty interakčních parametrů naopak mírně rostou.
- Dominantní účinek na parametry funkce podélného odporu mají zjevně materiálové charakteristiky **elastické zálivky upevnění**. V tomto ohledu lze konstatovat nárůst podélného odporu při vyšších hodnotách parametrů E_{II} , $E_{T,II}$ a $f_{u,0,II}$.

Všechny závislosti uvedené na Obr. 5.11 lze modelovat na základě polynomicke regrese uvedené v Tab. 5.8. Míra přiléhavosti regresních modelů je definována koeficientem determinace, rovněž uvedeným v tabulce.

Tab. 5.8: Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na interakční parametry funkce podélného odporu

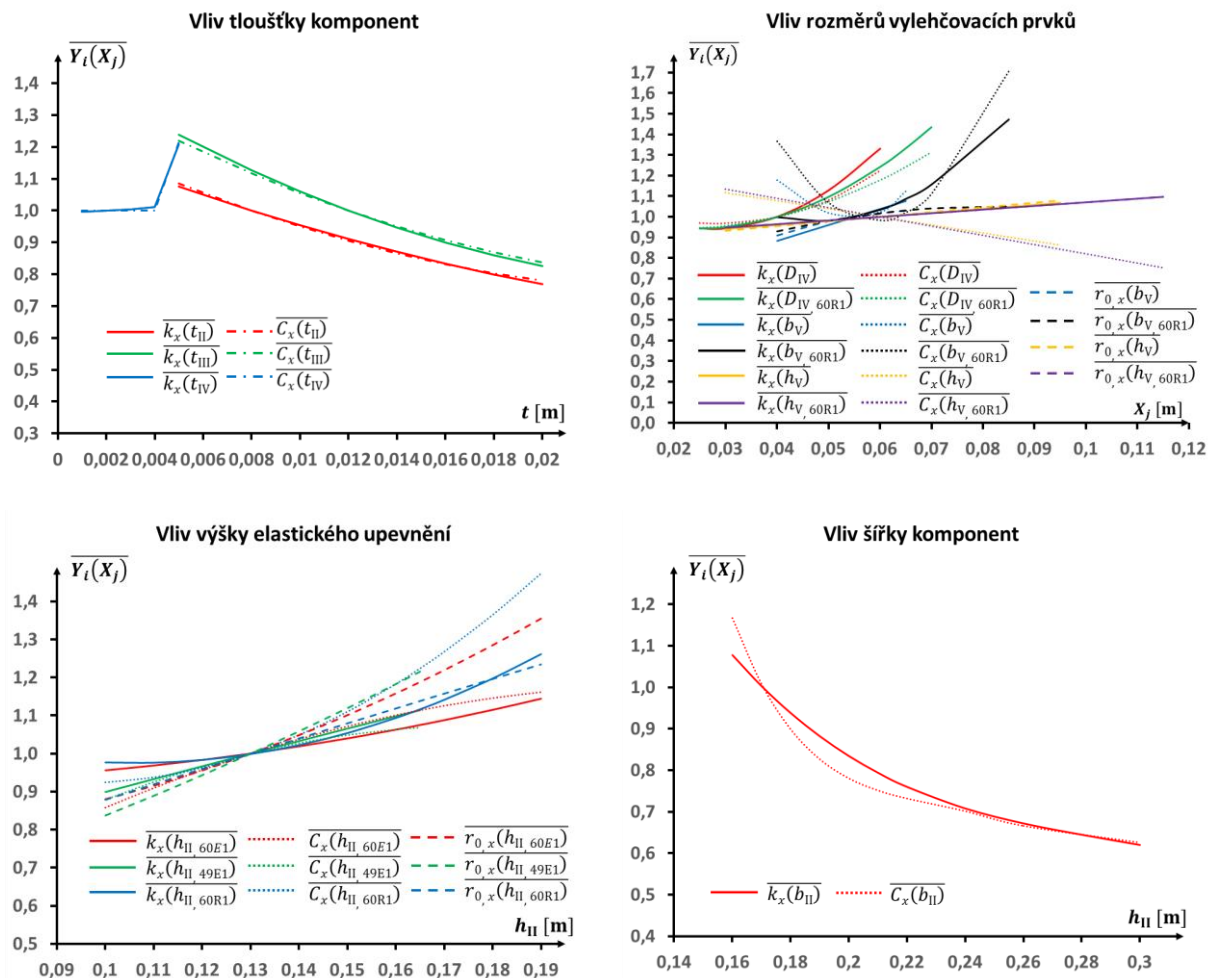
Polynomicke regresní modely součinitelů vlivu materiálu	Koeficient determinace
$\overline{k_x(E_{II})} = 4,42 \cdot 10^{-4} \cdot E_{II}^3 - 1,48 \cdot 10^{-2} \cdot E_{II}^2 + 0,231E_{II} + 0,074$	$R^2 = 0,9994$
$\overline{r_{0,x}(E_{II})} = -7,46 \cdot 10^{-5} \cdot E_{II}^4 + 2,67 \cdot 10^{-3} \cdot E_{II}^3 - 3,56 \cdot 10^{-2} \cdot E_{II}^2 + 0,23E_{II} + 0,46$	$R^2 = 1,0000$
$\overline{k_x(E_{III})} = 5,07 \cdot 10^{-4} \cdot E_{III}^3 - 1,67 \cdot 10^{-2} \cdot E_{III}^2 + 0,189E_{III} + 0,369$	$R^2 = 0,9998$
$\overline{k_x(E_V)} = 3,23 \cdot 10^{-7} \cdot E_V^3 - 7,59 \cdot 10^{-5} \cdot E_V^2 + 6,26 \cdot 10^{-3} \cdot E_V + 0,871$	$R^2 = 0,9999$
$\overline{C_x(E_{T,II})} = 2,11 \cdot E_{T,II}^3 - 3,49 \cdot E_{T,II}^2 + 3,32E_{T,II} + 0,533$	$R^2 = 0,9992$
$\overline{C_x(E_{T,III})} = 1,36 \cdot E_{T,III}^3 - 2,66 \cdot E_{T,III}^2 + 1,85E_{T,III} + 0,766$	$R^2 = 0,9769$
$\overline{r_{0,x}(f_{0,u,II})} = -0,38 \cdot f_{0,u,II}^4 + 1,51 \cdot f_{0,u,II}^3 - 2,49 \cdot f_{0,u,II}^2 + 2,94f_{0,u,II} + 0,119$	$R^2 = 0,9996$
$\overline{r_{0,x}(f_{0,u,III})} = 0,25 \cdot f_{0,u,III}^3 - 1,03 \cdot f_{0,u,III}^2 + 1,38f_{0,u,III} + 0,496$	$R^2 = 0,9977$
$\overline{k_x(\nu_{II})} = 1,39 \cdot \nu_{II}^2 - 1,29\nu_{II} + 1,29$	$R^2 = 0,9764$
$\overline{k_x(\nu_{III})} = 2,91 \cdot 10^{-11} \cdot \nu_{III}^3 - 0,115 \cdot \nu_{III}^2 + 0,186\nu_{III} + 0,945$	$R^2 = 0,9849$
$\overline{C_x(\nu_{II})} = 3,43 \cdot \nu_{II}^2 - 2,99\nu_{II} + 1,64$	$R^2 = 0,8152$
$\overline{C_x(\nu_{III})} = 0,359\nu_{III} + 0,8598$	$R^2 = 0,9548$

5.2.4.1.2 Geometrické parametry

Odezva výstupních veličin podélné interakce na změnu vstupních geometrických parametrech je podrobně zobrazena v grafech na Obr. 5.12. Uvedené součinitele jsou normovány vzhledem k referenčním hodnotám, uvedeným v Tab. 5.6. Grafy obsahují pouze ty veličiny, jejichž odezva na posuzovaný parametr překročila ± 1 %.

Na rozdíl od materiálových parametrů je vliv některých geometrických parametrů na podélný odpor proměnlivý s ohledem na použitý profil kolejnice. Pokud tento případ nastává, je součinitel takového interakčního parametru opatřen indexem specifikujícím, kterému příčnému řezu dle profilu kolejnice uvedená závislost náleží. Pokud index profilu kolejnice u parametru uveden není, pak platí závislost pro všechny ostatní příčné řezy stejně.

Součinitele podélné tuhosti $\overline{k_x(X_j)}$ jsou v grafech znázorněna plnou čarou, součinitele počáteční hodnoty plastického odporu $\overline{r_{0,x}(X_j)}$ jsou znázorněny čárkovaně a součinitele lineárního zpevnění $\overline{c_x(X_j)}$ tečkovaně. Jednotlivé parametry jsou rozlišeny barevně.



Obr. 5.12: Součinitele vlivu geometrických parametrů na interakční parametry funkce podélného odporu

Parametrická analýza odezvy interakčních veličin na vstupní geometrické parametry poskytla řadu cenných informací o účincích změny geometrie jednotlivých komponent upevnění na výslednou funkci podélného odporu. Nejzásadnější zjištění jsou tato:

- **Vliv tloušťky komponent** elastické závlivky t_{II} a podložky pod patou kolejnice t_{III} mají na podélný odpor podobný vliv. Se zvětšující se tloušťkou lze očekávat pokles podélného odporu.
- Zajímavé chování bylo zaznamenáno v případě vlivu **změny tloušťky PVC trubky t_{IV}** . Při tloušťkách menších než 4 mm (včetně) nemá tloušťka na hodnotu podélného odporu téměř žádný vliv. Při vyšší tloušťce potom hodnoty interakčních parametrů skokově rostou.
- Vliv **geometrických parametrů vylehčovacích komponent** má v porovnání s materiálovými parametry vylehčení na výslednou hodnotu podélného odporu významnější dopad.
- Vliv geometrických parametrů **vylehčovacích komponent příčných řezů se žlábkovou kolejnicí 60R1** je rozdílný oproti ostatním příčným řezům s kolejnicemi 60E1 a 49E1. Důvodem je nesymetrický tvar kolejnice a také možné použití větších vylehčovacích komponent. Dalším důvodem může být také atypický tvar PUR bloku, který se v případě příčného řezu KPK s kolejnicí 60R1 používá (viz Obr. 5.8).
- Zajímavý je také nelineární charakter jednotlivých součinitelů geometrických parametrů **vylehčovacích komponent**. Například podélná tuhost $\overline{k}_x(X_j)$ a počáteční hodnota plastického odporu $\overline{r}_{0,x}(X_j)$ se zvětšujícím se rozměrem prvku vylehčení rostou, zatímco lineární izotropní zpevnění $\overline{c}_x(X_j)$ se mění proměnlivě.

- Zásadní vliv na funkci podélného odporu má **výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II}** . Obecně lze konstatovat, že hodnoty podélných interakčních parametrů rostou spolu s výškou h_{II} , trend závislost je však rozdílný pro jednotlivé profily kolejnice. Největší účinek bude mít změna h_{II} příčných řezů s kolejnicí 60R1 (nejmenší 49E1).
- Z hlediska **šířky komponent** je velikost podélného odporu ovlivněna šířkou žlabu vyplněného zálivkou b_{II} . Při zvětšující se šířce b_{II} lze očekávat pokles parametrů podélného odporu.

Tab. 5.9: Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na interakční parametry funkce podélného odporu

Polynomické regresní modely součinitelů vlivu geometrie	Koeficient determinace
$\overline{k_x(t_{II})} = 389,26 \cdot t_{II}^2 - 30,172t_{II} + 1,217$	$R^2 = 0,9984$
$\overline{k_x(t_{III})} = 809,64 \cdot t_{III}^2 - 47,72t_{III} + 1,456$	$R^2 = 0,9992$
$\overline{k_x(t_{IV})} = 7,68 \cdot 10^9 \cdot t_{IV}^4 - 7,63 \cdot 10^7 \cdot t_{IV}^3 + 2,65 \cdot 10^5 \cdot t_{IV}^2 - 373,24t_{IV} + 1,172$	$R^2 = 1,0000$
$\overline{C_x(t_{II})} = 684,98 \cdot t_{II}^2 - 37,442t_{II} + 1,256$	$R^2 = 0,9994$
$\overline{C_x(t_{III})} = 724,69 \cdot t_{III}^2 - 43,61t_{III} + 1,419$	$R^2 = 0,9831$
$\overline{C_x(t_{IV})} = 9,02 \cdot 10^9 \cdot t_{IV}^4 - 9,03 \cdot 10^7 \cdot t_{IV}^3 + 3,16 \cdot 10^5 \cdot t_{IV}^2 - 450,61t_{IV} + 1,215$	$R^2 = 1,0000$
$\overline{k_x(D_{IV})} = -3,73 \cdot 10^{-9} \cdot D_{IV}^3 + 365,11 \cdot D_{IV}^2 - 20,006D_{IV} + 1,216$	$R^2 = 0,9576$
$\overline{k_x(D_{IV,60R1})} = 3,725 \cdot 10^{-9} \cdot D_{IV,60R1}^3 + 239,07 \cdot D_{IV,60R1}^2 - 11,82 \cdot D_{IV,60R1} + 1,090$	$R^2 = 0,9356$
$\overline{k_x(b_V)} = 3,725 \cdot 10^{-9} \cdot b_V^3 - 6,799 \cdot 10^{-10} \cdot b_V^2 + 7,8b_V + 0,571$	$R^2 = 0,8482$
$\overline{k_x(b_{V,60R1})} = -3,725 \cdot 10^{-9} \cdot b_{V,60R1}^3 + 349,45 \cdot b_{V,60R1}^2 - 33,139b_{V,60R1} + 1,766$	$R^2 = 0,9997$
$\overline{k_x(h_V)} = -1,397 \cdot 10^{-9} \cdot h_V^3 + 2,421 \cdot 10^{-10} \cdot h_V^2 + 1,928h_V + 0,884$	$R^2 = 0,7333$
$\overline{k_x(h_{V,60R1})} = 1,164 \cdot 10^{-10} \cdot h_{V,60R1}^3 - 5,413 \cdot 10^{-11} \cdot h_{V,60R1}^2 + 0,354h_{V,60R1} + 0,979$	$R^2 = 0,9867$
$\overline{C_x(D_{IV})} = 1681,9 \cdot D_{IV}^3 + 54,31 \cdot D_{IV}^2 - 6,968D_{IV} + 1,084$	$R^2 = 0,9727$
$\overline{C_x(D_{IV,60R1})} = 1,862 \cdot 10^{-9} \cdot D_{IV,60R1}^3 + 154,44 \cdot D_{IV,60R1}^2 - 6,554D_{IV,60R1} + 1,015$	$R^2 = 0,9558$
$\overline{C_x(b_V)} = 2,353 \cdot 10^6 \cdot b_V^4 - 4,857 \cdot 10^5 \cdot b_V^3 + 3,815 \cdot 10^4 \cdot b_V^2 - 1355 \cdot b_V + 19,39$	$R^2 = 0,9982$
$\overline{C_x(b_{V,60R1})} = -1,863 \cdot 10^{-9} \cdot b_{V,60R1}^3 + 1066 \cdot b_{V,60R1}^2 - 125,71b_{V,60R1} + 4,689$	$R^2 = 0,9017$
$\overline{C_x(h_V)} = -0,328 \cdot h_V^3 + 6,604 \cdot 10^{-2} \cdot h_V^2 - 3,908 \cdot h_V + 1,234$	$R^2 = 0,8117$
$\overline{C_x(h_{V,60R1})} = 3,493 \cdot 10^{-10} \cdot h_{V,60R1}^3 - 1,187 \cdot 10^{-10} \cdot h_{V,60R1}^2 - 4,492 \cdot h_{V,60R1} + 1,27$	$R^2 = 0,8530$
$\overline{r_x(b_V)} = 3915 \cdot b_V^3 - 746,77 \cdot b_V^2 + 50,332 \cdot b_V - 0,161$	$R^2 = 0,9987$
$\overline{r_x(b_{V,60R1})} = -2,794 \cdot 10^{-9} \cdot b_{V,60R1}^3 - 68,597 \cdot b_{V,60R1}^2 + 11,315 \cdot b_{V,60R1} + 0,585$	$R^2 = 0,9998$
$\overline{r_x(h_V)} = -4,657 \cdot 10^{-10} \cdot h_V^3 + 7,101 \cdot 10^{-11} \cdot h_V^2 + 2,281 \cdot h_V + 0,863$	$R^2 = 0,7960$
$\overline{r_x(h_{V,60R1})} = 1,164 \cdot 10^{-10} \cdot h_{V,60R1}^3 - 5,413 \cdot 10^{-11} \cdot h_{V,60R1}^2 + 1,754 \cdot h_{V,60R1} + 0,895$	$R^2 = 0,8698$
$\overline{k_x(h_{II,60E1})} = -1,164 \cdot 10^{-10} \cdot h_{II,60E1}^3 + 10,30 \cdot h_{II,60E1}^2 - 0,9 \cdot h_{II,60E1} + 0,942$	$R^2 = 0,9202$
$\overline{k_x(h_{II,49E1})} = -1,618 \cdot h_{II,49E1}^2 + 3,761h_{II,49E1} + 0,538$	$R^2 = 0,8140$
$\overline{k_x(h_{II,60R1})} = 1,16 \cdot 10^{-10} \cdot h_{II,60R1}^3 + 40,50 \cdot h_{II,60R1}^2 - 8,58 \cdot h_{II,60R1} + 1,43$	$R^2 = 0,9590$
$\overline{C_x(h_{II,60E1})} = -22,518 \cdot h_{II,60E1}^2 + 9,907 \cdot h_{II,60E1} + 0,093$	$R^2 = 0,9620$
$\overline{C_x(h_{II,49E1})} = -32,10 \cdot h_{II,49E1}^2 + 11,41 \cdot h_{II,49E1} + 0,059$	$R^2 = 0,8582$
$\overline{C_x(h_{II,60R1})} = 3,492 \cdot 10^{-10} \cdot h_{II,60R1}^3 + 59,77 \cdot h_{II,60R1}^2 - 11,22 \cdot h_{II,60R1} + 1,448$	$R^2 = 0,9875$
$\overline{r_x(h_{II,60E1})} = 21,272 \cdot h_{II,60E1}^2 - 0,904 \cdot h_{II,60E1} + 0,758$	$R^2 = 0,9955$
$\overline{r_x(h_{II,49E1})} = 11,545 \cdot h_{II,49E1}^2 + 2,767 \cdot h_{II,49E1} + 0,445$	$R^2 = 0,9921$
$\overline{r_x(h_{II,60R1})} = 2,328 \cdot 10^{-10} \cdot h_{II,60R1}^3 - 1,59 \cdot h_{II,60R1}^2 + 442 \cdot h_{II,60R1} + 0,453$	$R^2 = 0,9943$
$\overline{k_x(b_{II})} = -140,445 \cdot b_{II}^3 + 120,842 \cdot b_{II}^2 - 35,883 \cdot b_{II} + 4,301$	$R^2 = 0,9987$
$\overline{C_x(b_{II})} = 7309 \cdot b_{II}^4 - 7213,5 \cdot b_{II}^3 + 2658,3 \cdot b_{II}^2 - 435,22 \cdot b_{II} + 27,506$	$R^2 = 0,9980$

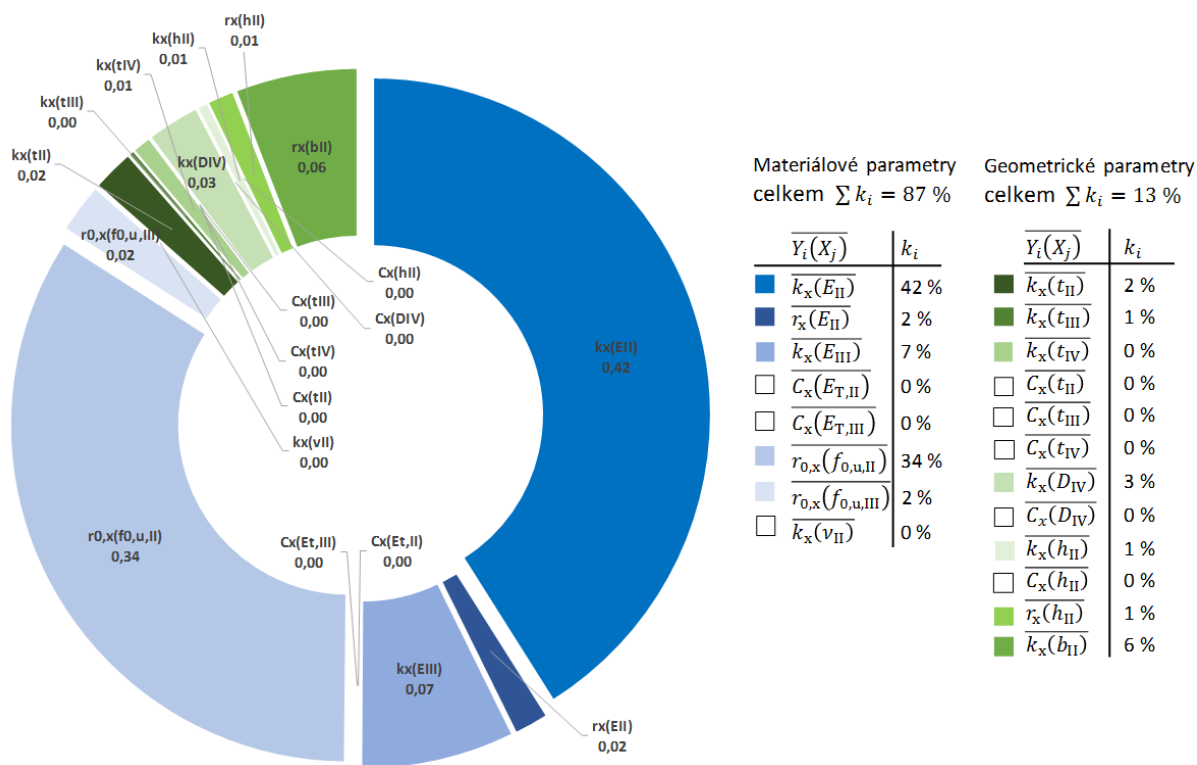
Všechny závislosti uvedené na Obr. 5.12 lze modelovat na základě polynomicke regrese uvedené v Tab. 5.9. Míra přiléhavosti regresních modelů je v tabulce definována koeficientem determinace.

5.2.4.1.3 Citlivostní analýza

Kapitola sumarizuje výsledky citlivostní analýzy odezvy výstupních interakčních parametrů funkce podélného odporu na vstupní materiálové a geometrické parametry. Citlivostní součinitele jsou stanoveny dle 5.2.3.2 a jsou prezentovány formou přehledného koláčového grafu. Zvláště je uvedena celková citlivost podélného odporu na materiálové, respektive geometrické parametry. Vyhodnocení zahrnuje všechny parametry, jejichž odezva na posuzovaný parametr překročila ± 1 %.

Citlivostní analýza je provedena pro **příčný řez s kolejnici 60E1 vylehčený PVC trubkou**. Výsledky analýzy by se samozřejmě pro ostatní varianty příčných řezů se zbylými profily kolejníc lišily, nicméně rozdíl je malý a výsledky ve všech variantách mají stejný charakter. Závěry jsou tedy pro všechny příčné řezy podobné, pouze se mírně liší procentuální vyjádření vlivů jednotlivých parametrů, přičemž rozdíl lze očekávat v jednotkách procent (rozdíl se proporciálně zmenšuje u parametrů, které vykazují nižší součinitel citlivosti). Cílem bylo zachytit maximální citlivost podélných parametrů interakce na parametry použitého prvku vylehčení. Za tímto účelem byla vybrána varianta vylehčení s PVC trubkou, která je dle výsledků 5.2.4.1.2 mírně významnější než vylehčení PUR blokem.

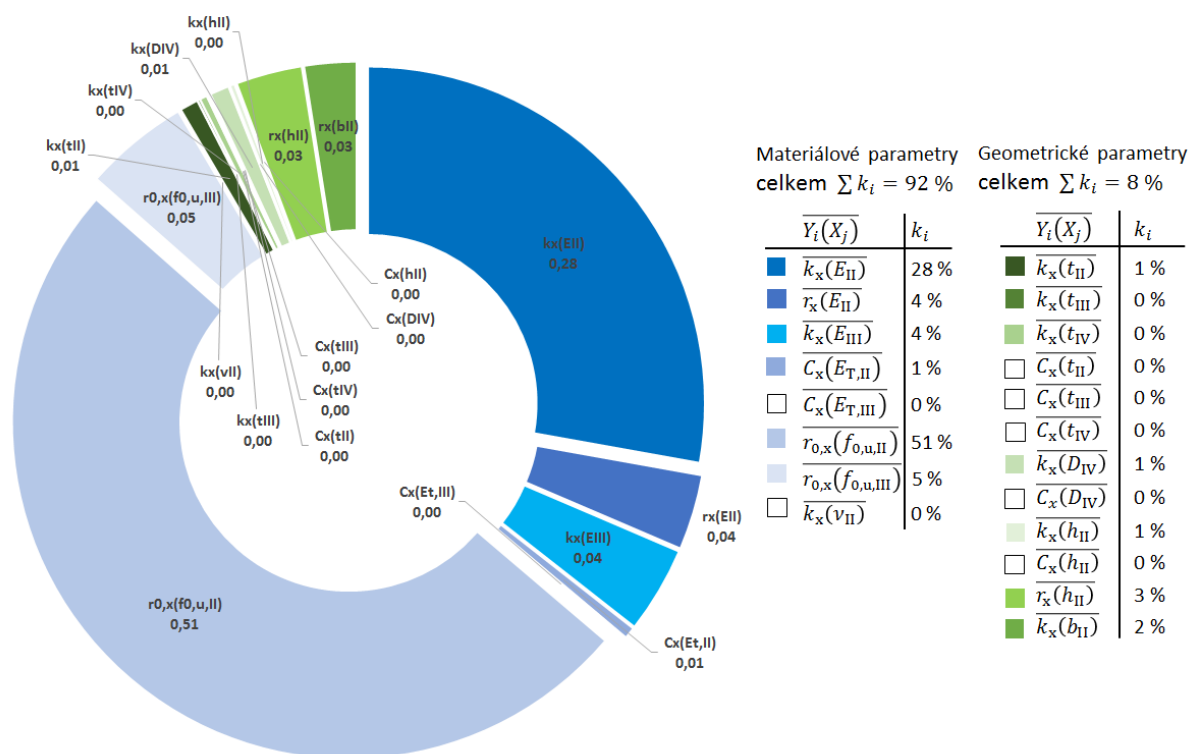
Posuzovanou výstupní veličinou na základě, které jsou stanoveny citlivostní součinitele jednotlivých parametrů je podélný odpor r_x . Vzhledem k tomu, že je funkce podélného odporu nelineární v závislosti na podélné deformaci upevnění u_x , je také citlivost v závislosti na stejné veličině proměnlivá. Kvůli tomu byla provedena citlivostní analýza při různých úrovních u_x (viz 5.2.3.2). Parametry s koeficientem citlivosti menším než 1 % jsou považovány s ohledem na velikost podélného odporu jako nevýznamné.



Obr. 5.13: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 7$ mm

Podélný odpor odpovídající limitní deformaci upevnění $u_x = 7$ mm odpovídá standardním hodnotám dle normy [9]. Do dosažení uvedené hodnoty lze závislost podélného odporu na podélné deformaci přibližně uvažovat jako lineární, čemuž také odpovídají výsledky citlivostní analýzy:

- Zcela dominantní citlivost na změnu podélného odporu má podélná tuhost způsobená změnou **modulu pružnosti elastické zálivky $\overline{k_x(E_{II})}$** a **počáteční pevnosti elastické zálivky $\overline{r_{0,x}(f_{0,u,II})}$** .
- Podélný odpor při této úrovni zatížení je **významně citlivější na materiálové parametry (87 %)** než na geometrické parametry (13 %).
- Celá řada parametrů vykazuje hodnotu součinitele citlivosti nižší než 1 % a mohou tak být při této úrovni podélné deformace upevnění zanedbány. Typicky se jedná zejména o **všechny parametry lineárního izotropního zpevnění $\overline{C_x(X_j)}$** .
- Geometrickým parametrem, při jehož změně lze očekávat největší odezvu podélného odporu, je **šířka žlabu vyplněného elastickou zálivkou b_{II}** s koeficientem citlivosti 6 %.
- Odezva podélného odporu na **změnu geometrie vylehčení** je oproti předpokladům méně významná – byla určena koeficientem citlivosti 3 %. Je však třeba připomenout, že vliv prvků vylehčení se promítne už v rámci referenčních hodnot interakčních parametrů a považovat vliv vylehčení za bezvýznamný by tak bylo chybou.
- **Vliv změny Poissonova čísla** na podélný odpor je při $u_x = 7$ mm zanedbatelný.



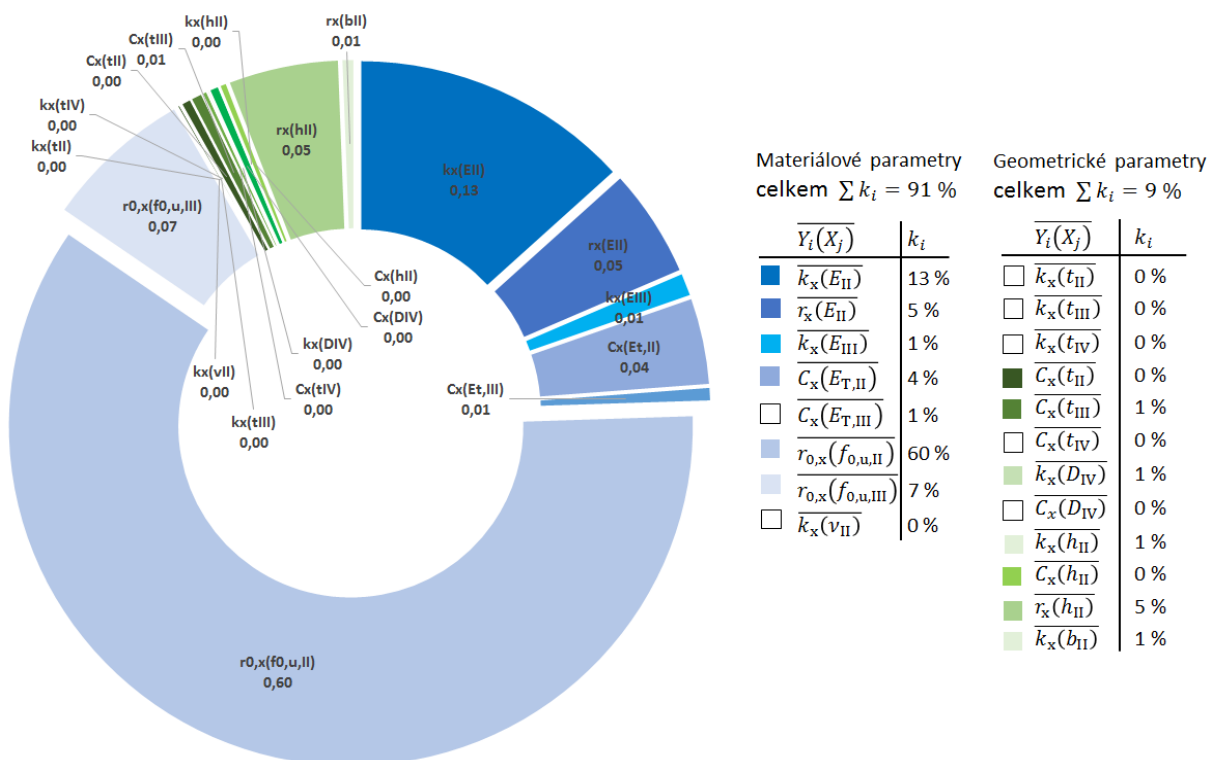
Obr. 5.14: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 14$ mm

Limitní hodnota deformace upevnění $u_x = 14$ mm byla odsouhlasena ke zkušebnímu provozu v rámci SRN [44]. Při této hodnotě se podélný odpor zpravidla nachází za mezí úměrnosti v nelineární oblasti pracovního diagramu. Výsledky citlivostní analýzy se pro tuto úroveň deformace změní následovně:

- Odezva podélného odporu způsobená změnou **počáteční pevnosti elastické zálivky $\overline{r_{0,x}(f_{0,u,II})}$** oproti předchozí úrovni podélné deformace ještě vzrostla a má zcela dominantní

vliv. Citlivost na změnu **modulu pružnosti elastické zálivky** $\overline{k_x(E_{II})}$ naopak poklesla, ale stále se jedná o druhý nejvýznamnější parametr.

- Význam materiálových (92 %) parametrů se oproti geometrickým (8 %) v porovnání s předchozí úrovní podélné deformace ještě zvýšil.
- Řada parametrů **lineárního izotropního zpevnění** $\overline{C_x(X_j)}$ stále vykazuje nízké součinitele citlivosti. Je však třeba zmínit, že se význam těchto parametrů v porovnání s předchozí úrovní podélné deformace $u_x = 7$ mm zvýšil.
- Nejvýznamnější odezvu podélného odporu **při změně geometrických parametrů** lze očekávat při úpravě šířky b_{II} či výšky h_{II} . Oba zmíněné parametry byly vyhodnoceny s koeficientem citlivosti cca 3 %.
- Odezva podélného odporu na **změnu geometrie prvků vylehčení** je při této hodnotě podélné deformace upevnění téměř zanedbatelná.
- Citlivost podélného odporu na **změnu Poissonova čísla** nevykazuje v porovnání s nižší hodnotou u_x žádnou změnu.



Obr. 5.15: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 30$ mm

Úroveň limitní podélné deformace upevnění $u_x = 30$ mm byla vyhodnocena s cílem určit citlivostní odezvu funkce podélného odporu při změně vstupních parametrů v oblasti velkých deformací, což může být přínosné v budoucnu za předpokladu dalších zvýšení limitu deformace u_x . Z citlivostní analýzy lze vyvodit následující závěry:

- Význam vlivu **počáteční pevnosti elastické zálivky** $\overline{r_{0,x}(f_{0,u,II})}$ se v oblasti velkých deformací nadále zvyšuje a má zcela zásadní vliv na velikost podélného odporu. Význam **modulu pružnosti elastické zálivky** $\overline{k_x(E_{II})}$ se s podélnou deformací převyšující 14 mm snižuje.

- Obecně lze říct, že v oblasti velkých deformací ($u_x > 14$ mm) roste význam parametrů **lineárního izotropního zpevnění** $\overline{C_x(X_j)}$ a hlavně parametrů **počáteční hodnoty plastického odporu** $\overline{r_{0,x}(X_j)}$.
- Při porovnání celkového vlivu materiálových a geometrických parametrů lze konstatovat podobné chování jako při úrovni deformace $u_x = 14$ mm. **Materiálové parametry** (91 %) mají oproti geometrickým (9 %) i v oblasti velkých deformací zcela dominantní účinek na hodnotu podélného odporu.
- Geometrický parametr s nejvyšší hodnotou koeficientu citlivosti (5 %) je způsoben variabilitou **výšky vetknutí kolejnice v elastické zálivce upevnění** $\overline{r_{0,x}(h_{II})}$.
- Vliv **změny geometrie prvků vylehčení a Poissonova čísla** materiálů komponent je při stanovení funkce podélného odporu zanedbatelný.

5.2.4.2 Součinitele vlivu vstupních parametrů na svislou tuhost v zatlačení

Výsledky uvedené v této kapitole popisují vliv vstupních parametrů na svislou tuhost systému kontinuálního podepření kolejnice v zatlačení. Jak bylo popsáno dříve, svislou tuhost v zatlačení lze dostatečně výstižně popsat lineární závislostí a v rámci parametrické analýzy tak bylo třeba kvantifikovat odezvu pouze pro jeden interakční parametr:

- Součinitel svislé tuhosti upevnění v zatlačení vztažený na metr běžný koleje: $\overline{k_{z,-}(X_j)}$

Výsledná odezva svislé tuhosti v zatlačení na změnu vstupních parametrů je uvedena ve formě součinitelů, vypočtených dle vztahu (5.6) (viz 5.2.3.1) za předpokladu referenčních hodnot uvedených v Tab. 5.10. Vyhodnocené referenční hodnoty prokazují, že použitý profil kolejnice hodnotu svislé tuhosti v zatlačení ovlivní. Nejvyšší tuhost byla zaznamenána v rámci systémů s kolejnicí 60R1, zatímco nejnižší tuhost vykazují systémy s kolejnicí 49E1. Výsledky tak v zásadě korelují s šířkou paty použitého profilu kolejnice, která je pravděpodobně právě tím parametrem, který rozhoduje o rozdílech v uvedených referenčních hodnotách. Vliv vylehčovacích komponent na tuhost v zatlačení je velmi malý a nelze jednoznačně určit, jaká varianta vylehčení způsobí vyšší tuhost. Ta záleží spíše na specifické geometrii jednotlivých příčných řezů.

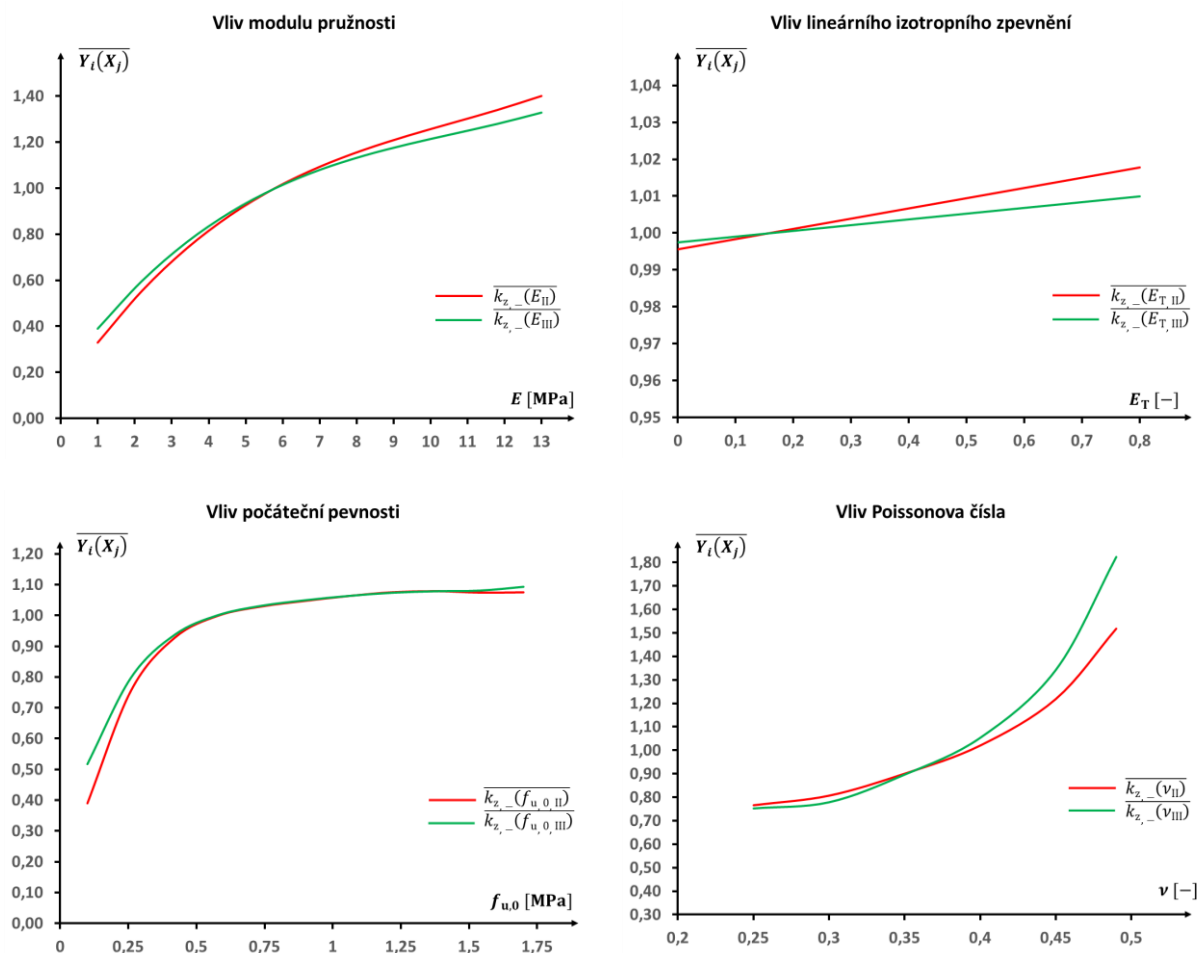
Tab. 5.10: Referenční hodnoty svislé tuhosti v zatlačení

Varianta příčného řezu KPK	Svislá tuhost při zatlačení koleje $k_{z,-,ref}$ [kN/mm/m]
60E1 – plný průřez	193
60E1 – vylehčení PVC trubkou	193
60E1 – vylehčení PUR blokem	193
49E1 – plný průřez	145
49E1 – vylehčení PVC trubkou	145
49E1 – vylehčení PUR blokem	157
60R1 – plný průřez	216
60R1 – vylehčení PVC trubkou	193
60R1 – vylehčení PUR blokem	216

5.2.4.2.1 Materiálové parametry

Vliv materiálových parametrů na svislou tuhost v systému KPK v zatlačení je demonstrován na Obr. 5.16. Stejně jako u předchozích přehledů jsou výsledné závislosti normovány vzhledem k referenčním hodnotám. Referenční hodnoty posuzovaných materiálových parametrů jsou uvedeny v Tab. 5.5. Ve výsledcích nejsou uvedeny parametry, jejichž změnou nedojde ke změně svislé tuhosti v zatlačení vůči referenční hodnotě alespoň o $\pm 1\%$.

Součinitele svislé tuhosti v zatlačení $\overline{k_{z,-}(X_j)}$ jsou v grafech zobrazeny plnou čarou a jsou rozlišeny barevně podle posuzovaného parametru. Stanovené součinitele vlivu posuzovaných materiálových parametrů jsou platné pro všechny varianty příčného řezu KPK, profil kolejnice nemá při kvantifikaci odezvy na změnu materiálových parametrů vliv.



Obr. 5.16: Součinitele vlivu materiálových parametrů na svislou tuhost v zatlačení

Významnější závěry z provedené parametrické analýzy odezvy svislé tuhosti v zatlačení na materiálové charakteristiky komponent upevnění KPK jsou shrnuty ve výčtu níže:

- **Materiálové parametry vylehčovacích komponent** nemají žádný vliv na svislou tuhost v zatlačení. Svislá tuhost je ovlivněna pouze změnou materiálových parametrů elastické zálivky upevnění a podložky pod patu kolejnice.
- Materiálové charakteristiky elastické zálivky upevnění mají na změnu svislé tuhosti v zatlačení **velmi podobný vliv** jako charakteristiky podložky pod patu kolejnice.

- Závislost svislé tuhosti v zatlačení $k_{z,-}$ na **změně modulu pružnosti** je mírně nelineární. Čím vyšší modul pružnosti komponenty KPK vykazují, tím vyšší $k_{z,-}$ lze očekávat.
- Poměrně významný vliv na svislou tuhost v zatlačení lze sledovat při změně **počáteční pevnosti materiálů komponent**. Svislá tuhost se zvětšující se počáteční pevností nelineárně roste, přičemž největší změna se odehraje při $f_{u,0} < 0,5$ MPa. Při vyšších hodnotách $f_{u,0}$ se již tuhost příliš nezvyšuje.
- Odezva svislé tuhosti v zatlačení na změnu **Poissonova čísla** je daleko významnější než v případě parametrů podélné interakce. Tuhost roste geometrickou řadou se zvětšující se velikostí Poissonova čísla.
- **Vliv lineárního izotropního zpevnění** na svislou tuhost je zanedbatelný.

Grafy odezvy uvedené na Obr. 5.16 byly modelovány prostřednictvím polynomicke regrese. Získané regresní funkce jsou uvedeny v Tab. 5.11. Koeficient determinace, uvedený v tabulce, vyjadřuje míru přiléhavosti regresního modelu k vypočteným datům.

Tab. 5.11: Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na svislou tuhost v zatlačení

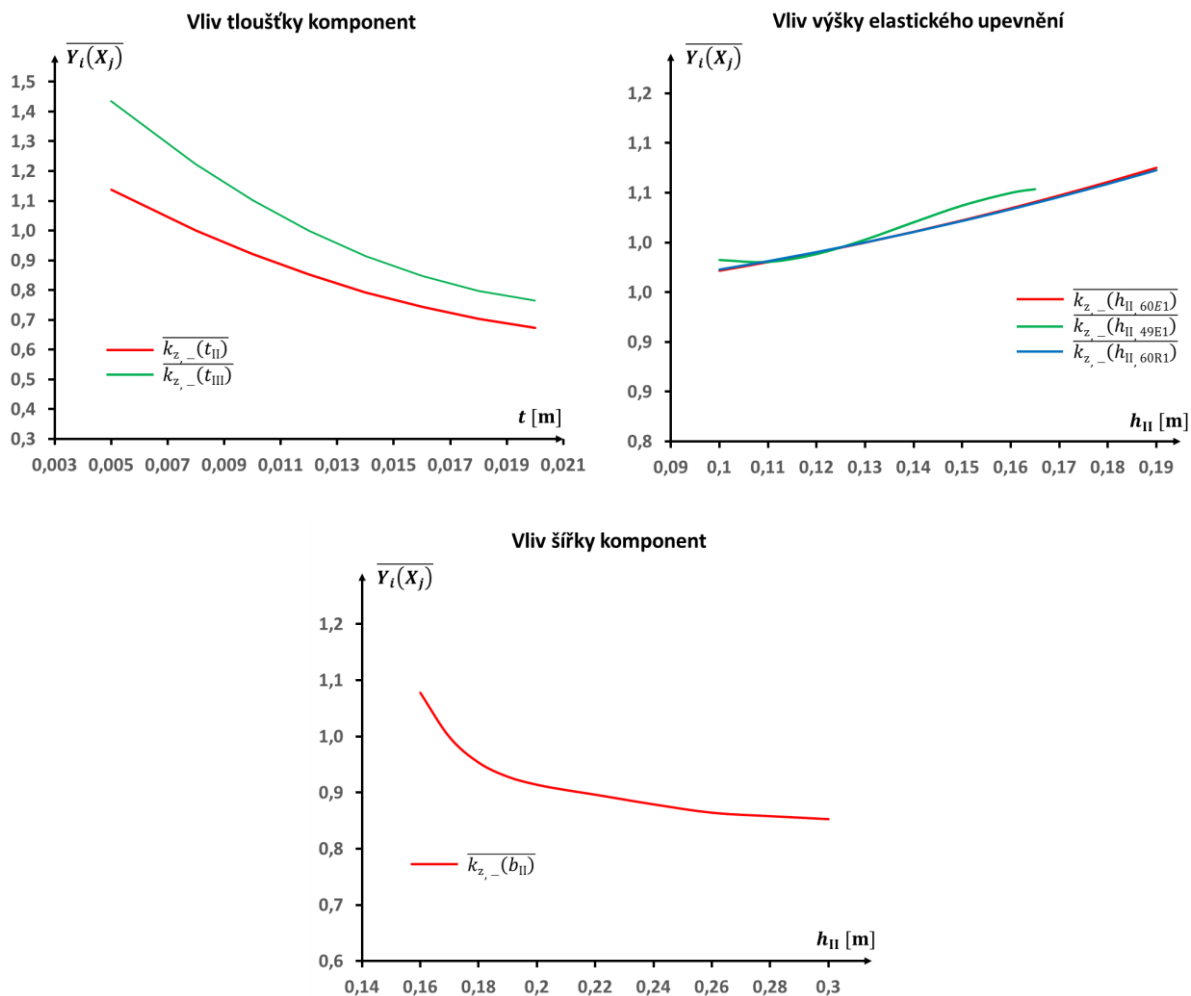
Polynomicke regresní modely součinitelů vlivu materiálu	Koeficient determinace
$\overline{k_{z,-}(E_{II})} = 5,798 \cdot 10^{-4} \cdot E_{II}^3 - 1,851 \cdot 10^{-2} \cdot E_{II}^2 + 0,242E_{II} + 0,104$	$R^2 = 0,9995$
$\overline{k_{z,-}(E_{III})} = 5,563 \cdot 10^{-4} \cdot E_{III}^3 - 1,78 \cdot 10^{-2} \cdot E_{III}^2 + 0,226E_{III} + 0,182$	$R^2 = 0,9997$
$\overline{k_{z,-}(E_{T,II})} = 0,0279E_{T,II} + 0,9955$	$R^2 = 0,9698$
$\overline{k_{z,-}(E_{T,III})} = 0,0156E_{T,III} + 0,9975$	$R^2 = 0,9979$
$\overline{k_{z,-}(f_{0,u,II})} = 0,67 \cdot f_{0,u,II}^5 - 3,73 \cdot f_{0,u,II}^4 + 8,12 \cdot f_{0,u,II}^3 - 8,67 \cdot f_{0,u,II}^2 + 4,67f_{0,u,II} + 0,001$	$R^2 = 0,9993$
$\overline{k_{z,-}(f_{0,u,III})} = 0,47 \cdot f_{0,u,III}^5 - 2,61 \cdot f_{0,u,III}^4 + 5,69 \cdot f_{0,u,III}^3 - 6,18 \cdot f_{0,u,III}^2 + 3,46f_{0,u,III} + 0,02$	$R^2 = 0,9992$
$\overline{k_{z,-}(v_{II})} = 523 \cdot v_{II}^4 - 715,1 \cdot v_{II}^3 + 370,4 \cdot v_{II}^2 - 84,08v_{II} + 7,8$	$R^2 = 0,9998$
$\overline{k_{z,-}(v_{III})} = 967,3 \cdot v_{III}^4 - 1327 \cdot v_{III}^3 + 687,8 \cdot v_{III}^2 - 157v_{III} + 13,97$	$R^2 = 0,9998$

5.2.4.2.2 Geometrické parametry

Vliv geometrických parametrů je ilustrován na Obr. 5.17. Parametrická analýza ukázala, že značná část z posuzovaných geometrických parametrů nemá na svislou tuhost vliv. Takové parametry bylo tedy možné pro přehlednost z výsledných grafů vyloučit a výsledný počet podrobně analyzovaných parametrů významně redukovat. Kvůli tomuto opatření byla v rámci výsledných grafů například kompletně vynechána podskupina sledující odezvu na změnu rozměrů vylehčovacích prvků, při jejichž změně evidentně nedochází k úpravě svislé tuhosti v zatlačení.

Některé geometrické parametry mají při použití různých profilů kolejnice na svislou tuhost rozdílný vliv. V případě tohoto interakčního parametru se v zásadě jedná pouze o výšku žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II} . Příslušné součinitele svislé tuhosti $\overline{k_{z,-}(h_{II})}$, závislé na výšce žlabu vyplněného zálivkou jsou proto doplněny indexem definujícím, kterému profilu kolejnice stanovený diagram náleží.

Součinitele svislé tuhosti v zatlačení $\overline{k_{z,-}(X_j)}$ jsou v grafech znázorněny plnou čarou, jiné interakční parametry není při lineární závislosti dané vztahem (5.3) nutné definovat. Posuzované vstupní geometrické parametry jsou pro názornost rozlišeny barevně. Je třeba připomenout, že všechny součinitele jsou normovány k parametrům svislé tuhosti v zatlačení, stanoveným při uvážení referenčních hodnot posuzovaných parametrů, které lze nalézt v Tab. 5.6.



Obr. 5.17: Součinitele vlivu geometrických parametrů na svislou tuhost v zatlačení

Poznatzky z provedené parametrické analýzy svislé tuhosti v zatlačení jsou následující:

- **Změna rozměrů vylehčovacích komponent** nemá na svislou tuhost v zatlačení žádný vliv.
- Z hlediska geometrických parametrů má na svislou tuhost nejzásadnější **tloušťka komponent** elastické zálivky upevnění t_{II} a také podložky pod patu kolejnice t_{III} . Odezva na změnu tloušťky obou komponent je podobná, přičemž čím větší tloušťka komponenty je navržena, tím nižší tuhost v zatlačení lze očekávat.
- **Vliv výšky žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II}** se liší dle zvoleného profilu kolejnice v rámci příčného řezu KPK. Přesněji řečeno, pro kolejnice 60E1 a 60R1 je závislost tuhosti na h_{II} v zásadě stejná, zatímco v případě kolejnice 49E1 je vliv h_{II} na svislou tuhost v zatlačení trochu odlišný. Pro všechny varianty příčných řezů obecně platí, že s rostoucí výškou vetknutí kolejnice elastickou zálivkou se zvyšuje svislá tuhost v zatlačení.
- S ohledem na parametry související se šířkou komponent lze konstatovat, že jediným parametrem, majícím vliv na změnu svislé tuhosti v zatlačení, je **šířka žlabu vyplněného elastickou zálivkou b_{II}** . Průběh součinitele $\overline{k_{z,-}(b_{II})}$ je nelineární, přičemž s rostoucí šířkou b_{II} výstupní svislá tuhost systému KPK v zatlačení klesá.

Vyhodnocené součinitele svislé tuhosti v zatlačení (viz Obr. 5.17), závislé na posuzovaných geometrických parametrech, byly popsány prostřednictvím polynomických regresních modelů, uvedených v Tab. 5.12. Přílehlavost regresních modelů je vyjádřena koeficientem determinace.

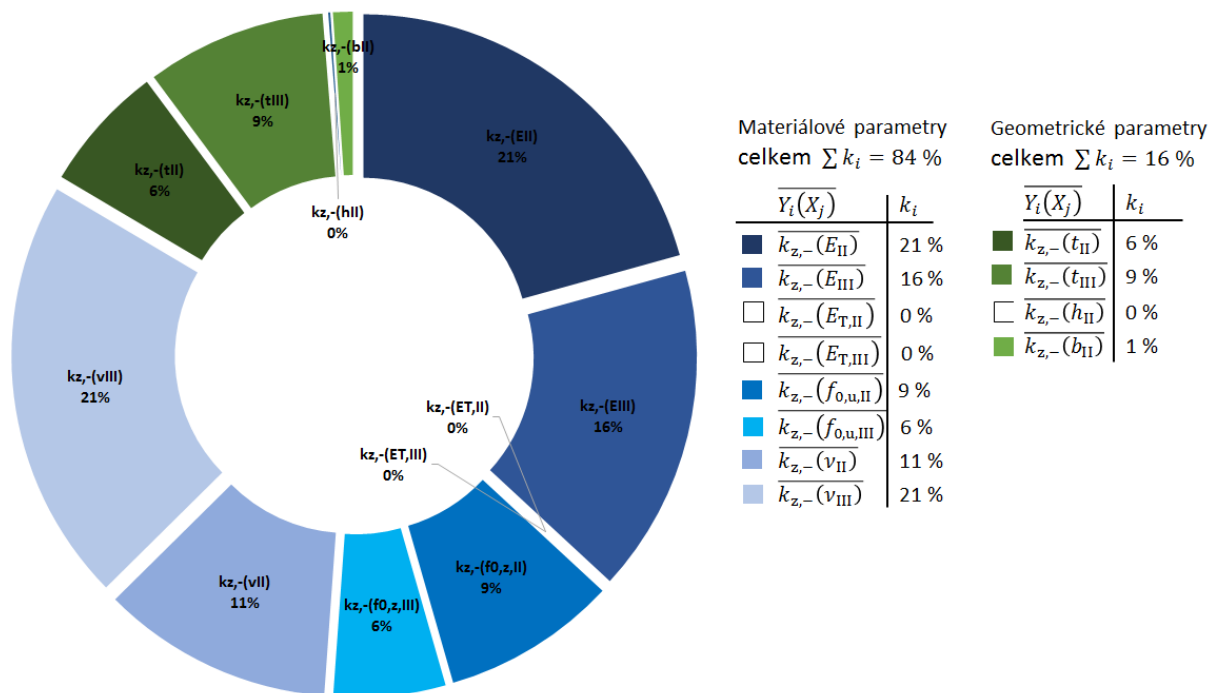
Tab. 5.12: Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na svislou tuhost v zatlačení

Polynomické regresní modely součinitelů vlivu geometrie	Koeficient determinace
$\overline{k_{z,-}(t_{II})} = -1,49 \cdot 10^{-8} \cdot t_{II}^3 + 1234 \cdot t_{II}^2 - 61,72 \cdot t_{II} + 1,415$	$R^2 = 0,9994$
$\overline{k_{z,-}(t_{III})} = 2189,2 \cdot t_{III}^2 - 99,44 \cdot t_{III} + 1,878$	$R^2 = 0,9973$
$\overline{k_{z,-}(h_{II,60E1})} = 3,432 \cdot h_{II,60E1}^2 + 0,153 \cdot h_{II,60E1} + 0,922$	$R^2 = 0,9858$
$\overline{k_{z,-}(h_{II,49E1})} = -593,4 \cdot h_{II,49E1}^3 + 246,2 \cdot h_{II,49E1}^2 - 32,26 \cdot h_{II,49E1} + 2,340$	$R^2 = 0,9910$
$\overline{k_{z,-}(h_{II,60R1})} = 1,164 \cdot 10^{-10} \cdot h_{II,60R1}^3 + 3,327 \cdot h_{II,60R1}^2 + 0,146 \cdot h_{II,60R1} + 0,925$	$R^2 = 0,9978$
$\overline{k_{z,-}(b_{II})} = -48715 \cdot b_{II}^5 + 59617 \cdot b_{II}^4 - 28989 \cdot b_{II}^3 + 7005 \cdot b_{II}^2 - 842,6 \cdot b_{II} + 41,3$	$R^2 = 0,9978$

5.2.4.2.3 Citlivostní analýza

Citlivost odezvy svislé tuhosti v zatlačení na změnu sledovaných parametrů je porovnávána prostřednictvím koeficientů citlivosti k_i (viz 5.2.3.2). Výsledky jsou sumarizovány v koláčovém grafu, kde je navíc barevně rozlišena citlivost na změnu materiálových a geometrických parametrů. Materiálové parametry jsou znázorněny v odstínech modré barvy a geometrické parametry jsou v odstínech zelené. Citlivostní analýza zahrnuje pouze parametry s nezanedbatelným vlivem na změnu svislé tuhosti.

Jak již bylo zmíněno v rámci rekapitulace výsledků parametrické analýzy, změna jakýchkoli parametrů vylehčení nemá na svislou tuhost v zatlačení vliv. Citlivostní analýza tedy byla provedena pro variantu **příčného řezu s kolejnicí 60E1 bez provedeního vylehčení**. Závěry analýzy jsou v zásadě velmi podobné při použití jakéhokoli profilu kolejnice, liší se pouze v jednotkách procent v důsledku rozdílných referenčních hodnot jednotlivých variant příčných řezů.



Obr. 5.18: Citlivostní analýza odezvy svislé tuhosti v zatlačení na změnu vstupních parametrů

Vzhledem k uvažovanému lineárnímu průběhu svislé tuhosti v zatlačení, není v tomto případě nutné provádět analýzu pro různé úrovně svislé deformace upevnění v zatlačení. Analýza poskytla informace o tom, pro které parametry vykazuje tuhost v zatlačení největší odezvu a naopak, které parametry jsou v tomto ohledu zcela zanedbatelné. Nejdůležitější poznatky jsou vyjmenovány níže:

- Vliv **materiálových parametrů** (84 %) je významně vyšší, než vliv **geometrických parametrů** (16 %). Na druhou stranu, v porovnání s odezvou podélného odporu je vliv geometrických parametrů na svislou tuhost v zatlačení výraznější.
- Odezvu svislé tuhosti na změnu geometrie KPK lze charakterizovat dvěma dominantními parametry – **tloušťkou podložky pod patu kolejnice t_{III}** a **tloušťkou zálivky pod patou kolejnice t_{II}** .
- Vlivy lineárního kinematického zpevnění materiálů $E_{T,II}$ a $E_{T,III}$, stejně tak jako vliv výšky žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II} jsou **zanedbatelné**.
- **Dominantní účinek** na odezvu svislé tuhosti má změna modulů pružnosti a také Poissonova čísla podložky pod patu kolejnice a elastické zálivky upevnění, přičemž vliv obou komponent je podobný. Počáteční pevnost obou materiálů obou komponent má na změnu svislé tuhosti v zatlačení nižší, ale nezanedbatelný dopad.

5.2.4.3 Součinitele vlivu vstupních parametrů na funkci svislého odporu proti nadzdvižení

Na základě parametrické analýzy byla získána odezva interakčních parametrů nelineární funkce svislého odporu proti nadzdvižení koleje při změně vstupních materiálových a geometrických parametrů systému KPK. Byli vyhodnoceni následující součinitele interakčních veličin:

- Součinitele lineárního izotropního zpevnění při nadzdvižení: $\overline{C_{z,+}(X_j)}$
- Součinitele počáteční hodnoty plastického svislého odporu při nadzdvižení: $\overline{r_{0,z,+}(X_j)}$
- Součinitele svislé tuhosti při nadzdvižení: $\overline{k_{z,+}(X_j)}$

Tab. 5.13: Referenční hodnoty interakčních parametrů funkce svislého odporu proti nadzdvižení

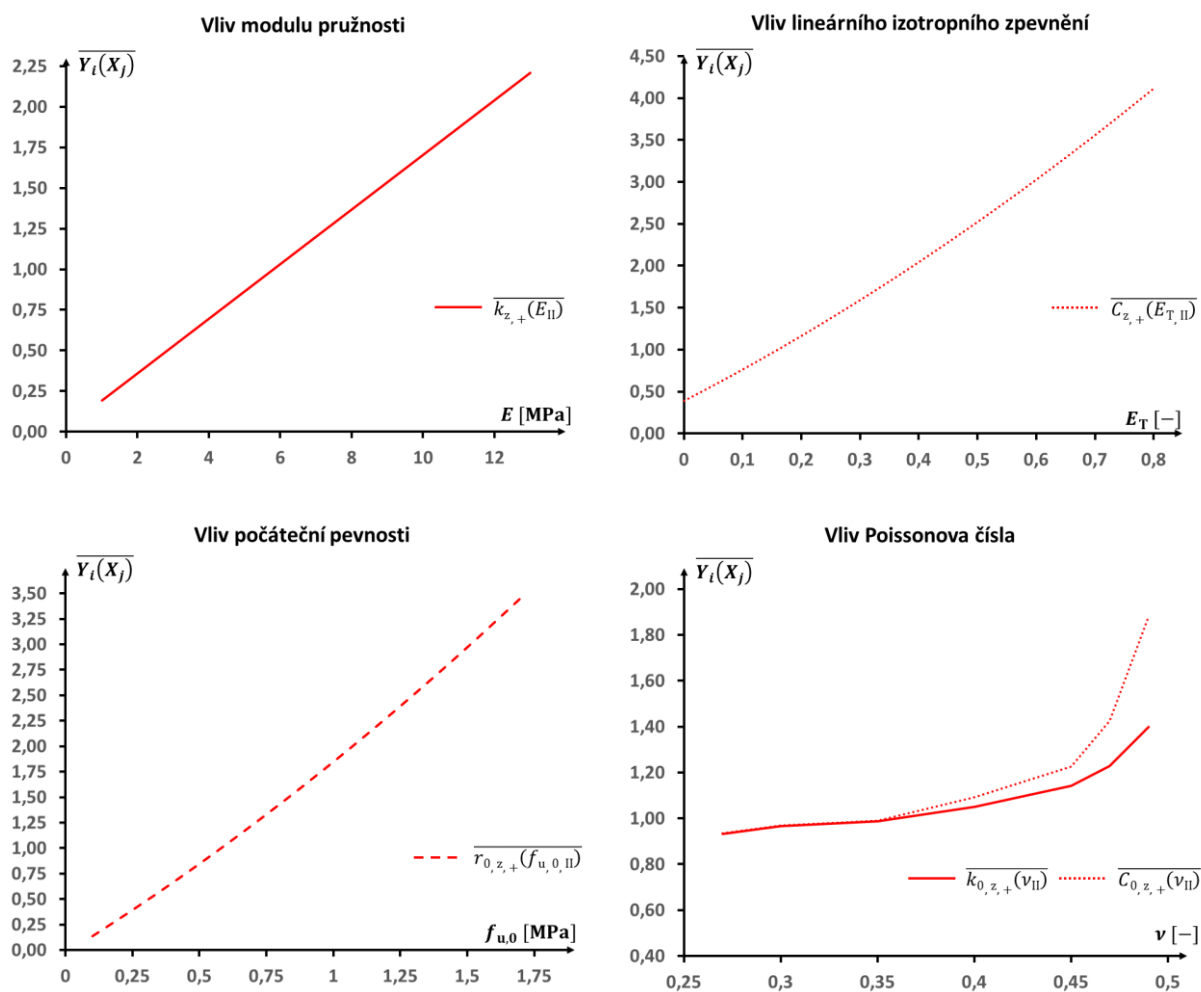
Varianta příčného řezu KPK	Lineární izotropní zpevnění při nadzdvižení koleje $C_{z,+ref}$ [1/m]	Počáteční hodnota plastického svislého odporu proti nadzdvižení koleje $r_{0,z,+ref}$ [kN/m]	Svislá tuhost při nadzdvižení koleje $k_{z,+ref}$ [kN/mm/m]
60E1 – plný průřez	2,3	140	39
60E1 – vylehčení PVC trubkou	2,6	170	44
60E1 – vylehčení PUR blokem	2,6	160	42
49E1 – plný průřez	0,9	170	23
49E1 – vylehčení PVC trubkou	0,9	180	27
49E1 – vylehčení PUR blokem	1,0	180	34
60R1 – plný průřez	4,8	180	60
60R1 – vylehčení PVC trubkou	3,4	200	62
60R1 – vylehčení PUR blokem	4,4	160	74

Jak již bylo popsáno v rámci předchozích kapitol, hodnoty součinitelů interakčních parametrů jsou normovány vůči referenční hodnotě a popisují tak procentuální změnu vůči referenční hodnotě posuzovaného parametru. Referenční hodnoty interakčních parametrů svislé tuhosti v zatlačení jsou sumarizovány v Tab. 5.13. Z hlediska odporu proti nadzdvižení lze za nejtuzší variantu prohlásit systém se žlábkovou kolejnicí 60R1, nejpoddajněji naopak vychází systém s kolejnicí 49E1. Nevylehčené příčné řezy vycházejí s ohledem na svislý odpor proti nadvýšení poddajněji oproti vylehčeným variantám systémů KPK, zároveň nelze s obecnou platností tvrdit, který systém vylehčení vykazuje vyšší tuhost. Toto se liší v závislosti na použitém profilu kolejnice a související specifické geometrii příčného řezu.

5.2.4.3.1 Materiálové parametry

Parametrická analýza prokázala, že z hlediska vlivu materiálu na tuhost v nadzdvížení koleje lze celou řadu parametrů zanedbat. Z posuzovaných materiálových parametrů (viz Tab. 5.5) v rámci výsledků parametrické analýzy byly uvedeny pouze parametry při jejichž změně dojde alespoň k 1% změně interakčního parametru. Ukázalo se, že o odezvu svislého odporu proti nadzdvížení vyvolá pouze proměnlivá hodnota materiálových parametrů elastické zálivky.

Stejně jako v předchozích případech, i pro interakční parametry svislého odporu proti nadzdvížení koleje platí, že závislost jejich součinitelů na materiálových parametrech je přibližně shodná pro všechny varianty příčných řezů. Součinitele vlivu materiálu na interakční parametry jsou uvedeny na Obr. 5.19, kde jsou plnou čarou znázorněny součinitele $\overline{k_{z,+}(X_j)}$, tečkovanou čarou $\overline{C_{z,+}(X_j)}$ a čárkovanou čarou $\overline{r_{0,z,+}(X_j)}$.



Obr. 5.19: Součinitele vlivu materiálových parametrů na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení

Z výsledků parametrické analýzy plynou následující závěry:

- Pouze materiálové charakteristiky **elastické upevňovací zálivky** mají vliv na chování KPK při nadzdvížení. Charakteristiky ostatních komponent lze zanedbat.
- Vyhodnocené parametry $\overline{k_{z,+}(E_{II})}$, $\overline{C_{z,+}(E_{T,II})}$ i $\overline{r_{0,z,+}(f_{u,0,II})}$ spolu s rostoucí hodnotou příslušného materiálového parametru přibližně lineárně rostou.

- **Zvyšující se hodnota Poissonova čísla** je příčinou nelineárního růstu jak svislé tuhosti, tak zpevnění při nadzdvižení koleje. Povšimněme si, že při hodnotách $\nu < 0,4$, se hodnota interakčních funkcí téměř nemění, zatímco při vyšších hodnotách roste geometrickou řadou.

Stanovení součinitele z Obr. 5.19 lze zapsat pomocí polynomických funkcí, modelovaných na základě regresní analýzy metodou nejmenších čtverců. Výsledné funkce jsou spolu s hodnotami koeficientů determinace daných regresních modelů uvedeny v Tab. 5.14 níže.

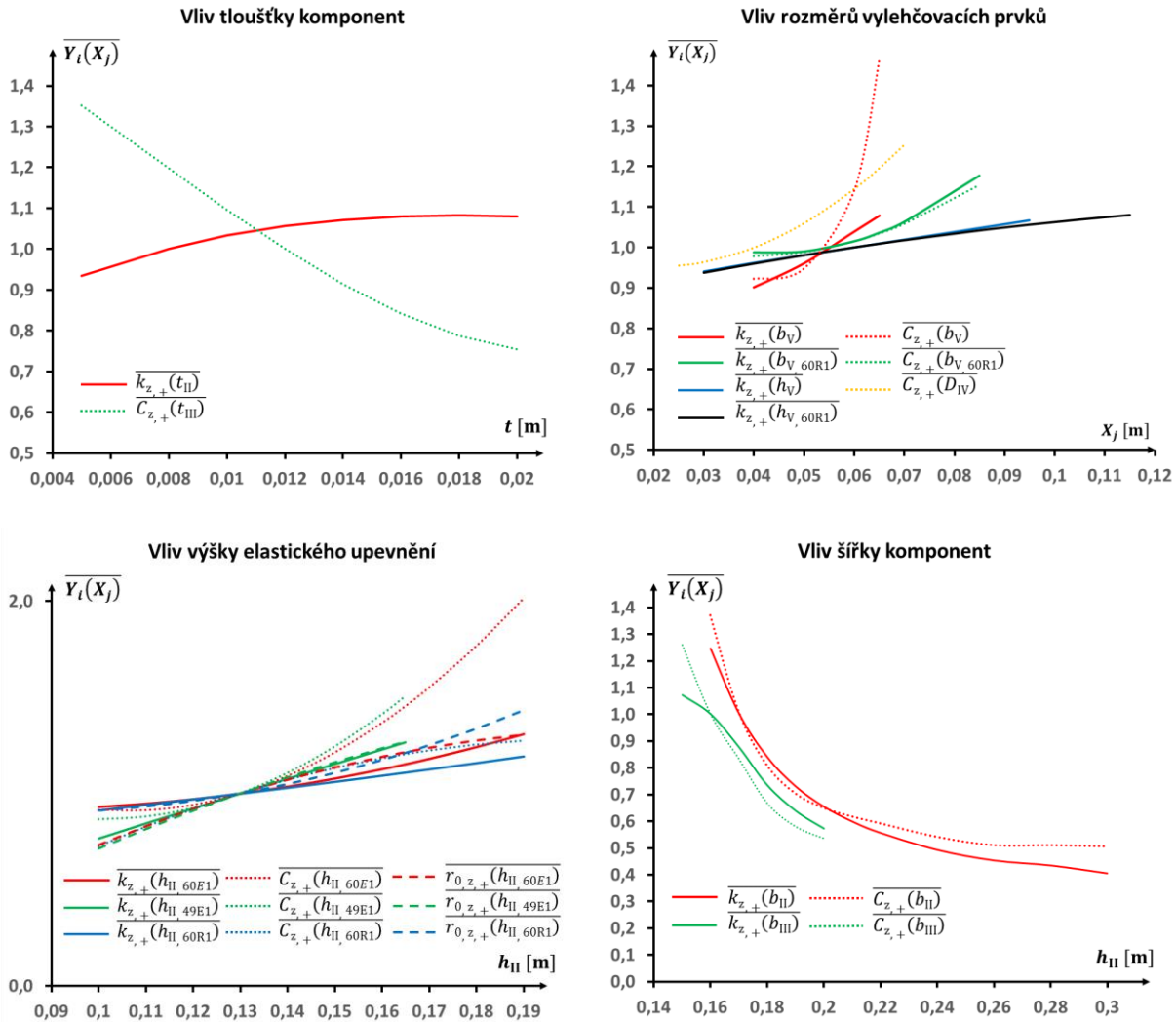
Tab. 5.14: Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení

Polynomické regresní modely součinitelů vlivu materiálu	Koeficient determinace
$\overline{k_{z,+}(E_{II})} = 0,168 \cdot E_{II} + 0,0255$	$R^2 = 0,9989$
$\overline{C_{z,+}(E_{T,II})} = 1,292 \cdot E_{T,II}^2 + 3,623 \cdot E_{T,II} + 0,3873$	$R^2 = 0,9985$
$\overline{r_{0,z,+}(f_{0,u,II})} = 0,247 \cdot f_{0,u,II}^2 + 1,627 \cdot f_{0,u,II} + 0,027$	$R^2 = 0,9986$
$\overline{k_{z,+}(\nu_{II})} = 11968 \cdot \nu_{II}^5 - 22002 \cdot \nu_{II}^4 + 16081 \cdot \nu_{II}^3 - 5834 \cdot \nu_{II}^2 + 1050\nu_{II} - 74,1$	$R^2 = 1,0000$
$\overline{C_{z,+}(\nu_{II})} = 32349 \cdot \nu_{II}^5 - 58581 \cdot \nu_{II}^4 + 42118 \cdot \nu_{II}^3 - 15016 \cdot \nu_{II}^2 + 2654\nu_{II} - 185,1$	$R^2 = 0,9991$

5.2.4.3.2 Geometrické parametry

Výslední součinitele vlivu geometrických parametrů na svislý odpor kolejnice proti nadzdvižení jsou demonstrovány na Obr. 5.20. V grafech jsou plnou čarou znázorněny součinitele $\overline{k_{z,+}(X_j)}$, tečkovanou čarou $\overline{C_{z,+}(X_j)}$ a čárkovanou čarou $\overline{r_{0,z,+}(X_j)}$. Odezva na změnu jednotlivých parametrů je rozlišena barevně. Referenční hodnoty geometrických parametrů, ke kterým jsou vztaženy hodnoty součinitelů interakčních veličin, jsou uvedeny v tabulce Tab. 5.6. Výsledky parametrické analýzy poskytly představu o tom, které geometrické parametry lze zanedbat, neboť nemají na tuhost v nadzdvižení žádný vliv. Takové parametry byly z výsledků vynechány. Při pohledu na grafy je patrné, že v porovnání s materiálovými parametry se uplatní více geometrických parametrů. Některé geometrické parametry vylehčení a výška vetknutí kolejnice se navíc chovají proměnlivě v závislosti na tom, jaká kolejnice je v rámci příčného řezu použita – ve výsledcích jsou tyto případy rozlišeny indexem dle použitého profilu kolejnice. Závěry analýzy odezvy na změnu geometrických parametrů jsou následující:

- **Tloušťka komponent** nemá na interakční funkce tak zásadní vliv, jak se očekávalo. Zajímavé je, že svislá tuhost $\overline{k_{z,+}(t_{II})}$ s vyšší tloušťkou zálivky pod patou kolejnice t_{II} roste, zatímco vliv tloušťky podložky pod patu kolejnice je opačný. S vyšší tloušťkou podložky t_{III} totiž klesá hodnota zpevnění při nadzdvižení $\overline{C_{z,+}(t_{III})}$.
- Z hlediska **vlivu rozměrů vylehčovacích prvků** byla zjištěna největší odezva svislé tuhosti $k_{z,+}$ na šířku polyuretanového bloku b_V , kdy se zvětšující se šířkou svislá tuhost i zpevnění roste. Vliv výšky vylehčovacího bloku je méně významný, stejně jako vliv průměru vylehčovací PVC trubky. Vliv vylehčení PUR blokem příčného řezu s kolejnicí 60R1 je rozdílný od ostatních variant příčných řezů.
- **Výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou h_{II}** ovlivní interakční parametry poměrně zásadně, přičemž hodnota všech interakčních parametrů s vyšší výškou roste. Vyhodnocené závislosti jsou mírně rozdílné ve vztahu k použitému profilu kolejnice, trend je však u všech příčných řezů podobný.
- Odezvu interakčních parametrů **na změnu šířky komponent KPK** lze také řadit mezi významnější. Se zvětšující se šířkou žlabu vyplněného elastickou zálivkou b_{II} a šířkou podložky pod patu kolejnice b_{III} interakční parametry v nadzdvižení nelineárně klesají. K prudkému poklesu dochází při šířkách menších než 200 mm. Při větších šířkách hodnoty klesají pozvolna.



Obr. 5.20: Součinitele vlivu geometrických parametrů na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení

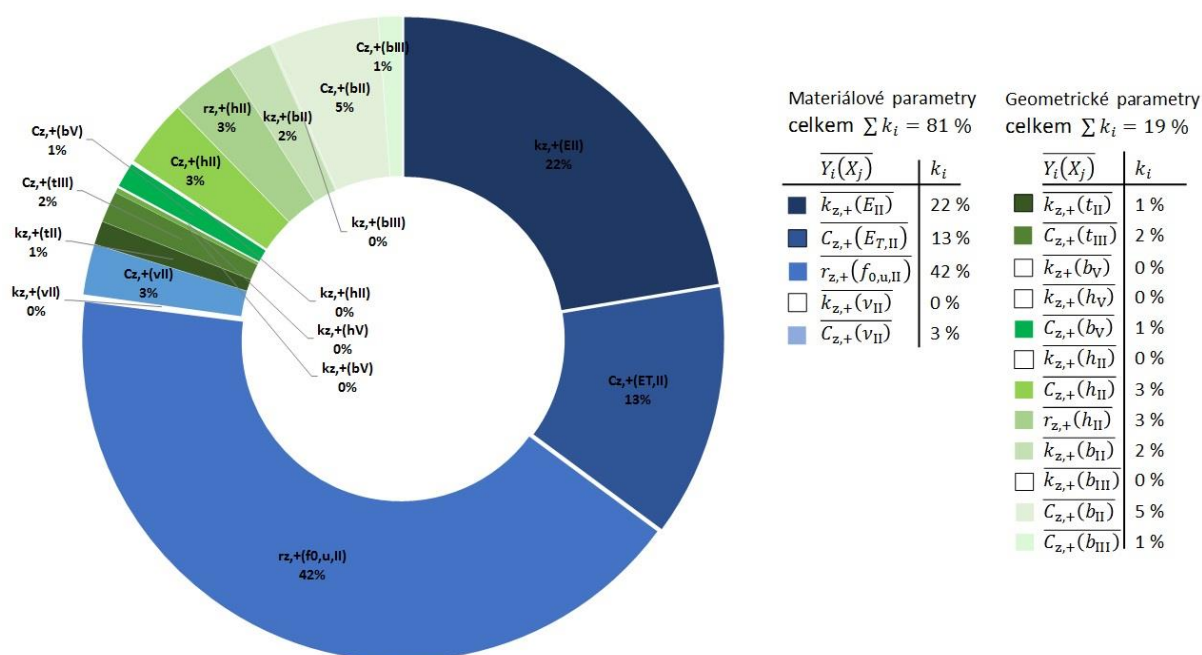
Výsledky parametrické analýzy lze zapsat také ve formě polynomičských funkcí (viz Tab. 5.15), získaných na základě regresní analýzy.

Tab. 5.15: Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení

Polynomičské regresní modely součinitelů vlivu geometrie	Koeficient determinace
$\overline{k_{z,+}(t_{II})} = 18869,56 \cdot t_{II}^3 - 1664,67 \cdot t_{II}^2 + 41,40 \cdot t_{II} + 0,767$	$R^2 = 0,9314$
$\overline{C_{z,+}(t_{III})} = 81496,83 \cdot t_{III}^3 - 1706,57 \cdot t_{III}^2 - 39,9 \cdot t_{III} + 1,585$	$R^2 = 0,9525$
$\overline{k_{z,+}(b_V)} = -3,157 \cdot 10^6 \cdot b_V^4 + 6,624 \cdot 10^5 \cdot b_V^3 - 5,063 \cdot 10^4 \cdot b_V^2 + 1683 \cdot b_V - 19,7$	$R^2 = 0,9991$
$\overline{k_{z,+}(b_{V,60R1})} = 113,95 \cdot b_{V,60R1}^2 - 10,019 \cdot b_{V,60R1} + 1,206$	$R^2 = 0,9292$
$\overline{k_{z,+}(h_V)} = -6,602 \cdot h_V^2 + 4,467 \cdot h_V + 0,7557$	$R^2 = 0,9093$
$\overline{k_{z,+}(h_{V,60R1})} = -7,428 \cdot h_{V,60R1}^2 + 2,757 \cdot h_{V,60R1} + 0,861$	$R^2 = 0,9696$
$\overline{C_{z,+}(D_{IV})} = 121,55 \cdot D_{IV}^2 - 4,922 D_{IV} + 1,002$	$R^2 = 0,9681$
$\overline{C_{z,+}(b_V)} = 2,353 \cdot 10^6 \cdot b_V^4 - 4,152 \cdot 10^5 \cdot b_V^3 + 2,779 \cdot 10^4 \cdot b_V^2 - 829,5 \cdot b_V + 10,21$	$R^2 = 0,9995$
$\overline{C_{z,+}(b_{V,60R1})} = 82,34 \cdot b_{V,60R1}^2 - 6,40 \cdot b_{V,60R1} + 1,103$	$R^2 = 0,8941$

Citlivostní analýza proběhla ve dvou úrovních svislé deformace $u_{z,+}$ v nadzdvižení koleje a to z důvodu nelineární závislosti $r_{z,+}$ na svislé deformaci $u_{z,+}$. Pro každou úroveň lze tedy očekávat jinou hodnotu citlivostních součinitelů. **První analýza je provedena pro $u_{z,+} = 7$ mm**, což je hodnota která není překročena při běžném provozu ani při minimálních hodnotách svislé tuhosti, dosažitelných při uvážení materiálových a geometrických parametrů v rozsahu dle Tab. 5.5 a Tab. 5.6. Závěry z provedené analýzy při úrovni $u_{z,+} = 7$ mm jsou následující:

- Svislý odpor proti nadzdvižení koleje je **více ovlivněn materiálovými charakteristikami** (77 %). Na druhou stranu odezva na **změnu geometrických parametrů** také není zanedbatelná. Při porovnání s vlivem změny geometrie KPK na podélný odpor či svislou tuhost v zatlačení vychází u svislého odporu proti nadzdvižení zdaleka nejvýznamnější (23 %).
- Naprosto dominantní vliv na svislý odpor proti nadzdvižení má změna **materiálových parametrů elastické zálivky upevnění**, přesněji řečeno součinitel změny modulu pružnosti $\overline{k_{z,+}(E_{II})}$ a součinitel změny počáteční pevnosti $\overline{r_{z,+}(f_{u,0,II})}$.
- Vliv materiálových **parametrů vylehčovacích komponent** na svislý odpor proti nadzdvižení je zanedbatelný. Vliv změny geometrie PUR bloku byl vyhodnocen citlivostním součinitelem cca 3 % - není tedy příliš významný, ale na druhou stranu ani zanedbatelný.
- Za zdaleka nejvýznamnější z geometrických parametrů lze s ohledem na velikost odezvy svislého odporu proti nadzdvižení považovat vliv **šířky vetknutí kolejnice v elastické zálivce**, popsany součinitelem $\overline{k_{z,+}(b_{II})}$. Citlivostní součinitel nabývá v tomto případě hodnoty 17 %.



Obr. 5.22: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce svislého odporu proti nadzdvižení při $u_{z,+} = 30$ mm

Druhá analýza je provedena při úrovni $u_{z,+} = 30$ mm, což je úroveň při které již je dosaženo plastické větve funkce $r_{z,+}$ a může tak při dalším nárůstu deformace snadno dojít ke ztrátě stability kolejnice vybočením ve svislém směru. Při této úrovni svislé deformace $u_{z,+}$ se výsledky citlivostní analýzy změny následovně:

- **Poměr vlivu materiálových a geometrických parametrů** se při vyšší úrovni svislé deformace v nadzdvižení významně nezmění.

- Odezva na změnu **materiálových parametrů elastické zálivky upevnění** se změní – součinitel vlivu modulu pružnosti elastické zálivky $\overline{k_{z,+}(E_{II})}$ se sníží, naopak součinitele vlivu počáteční pevnosti $\overline{r_{z,+}(f_{u,0,II})}$ a kinematického zpevnění $\overline{C_{z,+}(E_{T,II})}$ se při dosažení nadměrných svislých deformací v nadzdvižení zvýší.
- **Vliv jednotlivých geometrických parametrů** je v podstatě srovnatelný. Vliv šířky vetknutí kolejnice v elastické zálivce se oproti nižší úrovni svislé deformace v nadzdvižení sníží a rovnoměrně se rozprostře mezi další geometrické parametry.
- Vliv geometrických i materiálových parametrů **prvků vylehčení** je pro tuto úroveň $u_{z,+}$ v zásadě zanedbatelný.

5.3 Namáhání komponent systému KPK

Kromě zevrubně popsané parametrické analýzy poskytla numerická analýza také informace o namáhání komponent systému KPK při zatížení, ke kterému může dojít při interakci s mostní konstrukcí. Jak je již jisté z předešlého textu zřejmé, provedení systému KPK se vyznačuje z hlediska geometrického i materiálového značnou variabilitou. Je tedy jasné, že proměnlivost systému KPK bude mít vliv na namáhání komponent, jimiž je tvořen. Jedním příkladem za všechny je třeba vliv profilu kolejnice, kdy při použití profilu 49E1 s užší patou dojde při stejné úrovni svislého přetížení k většímu namáhání v oblasti pod kolejnicí. Navíc přesné hodnoty namáhání také závisí na úrovni deformace, kterou v rámci interakce s mostem připustíme.

Cílem tohoto odstavce tedy není poskytnout detailní analýzu napjatosti všech možných variant příčných řezů KPK při různých úrovních limitních deformací upevnění. Analýza je provedena pouze na referenčním příčném řezu s kolejnicí 60E1 ve všech variantách – tedy bez vylehčení, s vylehčovací PVC trubicí a s vylehčovacím PUR blokem. Výstupem analýzy potom jsou tvary deformace těchto systémů, vytipování oblastí s největší koncentrací napětí v rámci jednotlivých komponent a také definování případných míst kde lze případně předpokládat plastické přetváření materiálu posuzované komponenty kontinuálního upevnění. U takto definovaných míst lze předpokládat iniciaci případných únavových trhlin a v důsledku jejich růstu i pokles hodnot příslušných interakčních veličin.

Tab. 5.16: Materiálové parametry numerických modelů, použité pro analýzu namáhání komponent KPK

Komponenta	Modul pružnosti E [MPa]	Počáteční pevnost $f_{u,0}$ [MPa]	Lineární zpevnění E_T [-]	Poissonovo číslo ν [-]
Elastická zálivka upevnění	$E_{II} = 4,4$	$f_{u,0,II} = 0,58$	$E_{T,II} = 0,06$	$\nu_{II} = 0,36$
Podložka pod patu kolejnice	$E_{III} = 2,6$	$f_{u,0,III} = 1,06$	$E_{T,III} = 0,33$	$\nu_{III} = 0,36$
Vylehčovací PVC trubka	$E_{IV} = 3100$	-	-	$\nu_{IV} = 0,39$
Vylehčovací PUR blok	$E_V = 60$	-	-	$\nu_V = 0,28$

Geometrické parametry vybraných příčných řezů jsou uvažovány referenčními hodnotami definovanými v rámci Tab. 5.6. Charakteristiky použitých materiálů jednotlivých komponent jsou voleny na základě výsledků materiálových zkoušek (viz 4.2.4, 4.2.5, 4.2.6 a 4.2.7). Vlastnosti materiálů byly uvažovány při běžné teplotě 25 °C a při rychlosti zatížení 0,5 mm/s (rychlost odpovídá zatížení od

dopravy). Jedná se tedy o relativně nejběžnější variantu KPK za relativně běžných okrajových podmínek, při kterých byly stanoveny meze pevnosti a minimální hodnoty tažnosti a je tedy pro ně možné posoudit, jestli dojde k nadměrné deformaci, či namáhání některé z komponent. Uvažované limitní hodnoty odolnosti komponent KPK jsou uvedeny níže.

Analýza účinků zatížení je provedena pro zatížení v podélném směru, svislém zatlačení a svislém nadzdvížení, zohledňující všechny zkoumané interakční závislosti. Zároveň je sledován účinek dominantního kombinovaného namáhání, za které lze na základě výpočtů považovat kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení. Výsledky jsou definovány při podélném zatížení odpovídajícím podélné deformaci 14 až 15 mm, ke které pro dané systémy upevnění dochází při podélné síle v rozmezí 60 až 70 kN. Svislé zatížení bylo uvažováno hodnotou 62,5 kN, což reprezentuje zatížení modelu UIC 71, přepočteného na jeden uzel zatížení.

Úroveň svislé deformace posuzovaných příčných řezů v zatlačení se potom pohybuje okolo 3 mm. Také svislé zatížení působící nadzdvížení koleje je uvažováno tak, aby vyvodilo deformaci kolem 3 mm, což pro daný příčný řez znamená v porovnání se zatlačením asi poloviční sílu cca 30 kN. Hodnoty převyšující 3 mm by byly v rámci nadzdvížení relevantní spíše až v případě posouzení ztráty stability s vybočením ve svislé rovině.

Účinky výše definovaných podélných a svislých zatížení jsou v dalších podkapitolách vykresleny na těle numerického modelu jednotlivých komponent v deformovaném stavu. Z výsledků je tedy kromě vykreslené veličiny patrný také tvar deformace komponenty při daném směru zatížení. Závěry z posouzení jsou provedeny porovnáním vypočtených účinků zatížení s očekávanými kritérii porušení. Kritéria porušení jsou dána pravděpodobnými hodnotami pevnosti, či deformace při přetržení, stanovenými na základě materiálových zkoušek. Jednotlivá kritéria porušení komponent jsou následující:

- 1) **Omezené napětí:** Aby nedošlo k plastickému přetváření nemá ekvivalentní elastické napětí σ_{eq} překročit mez pevnosti příslušné komponenty $f_{u,0,05}$ – tedy $\sigma_{eq} < f_{u,0,05}$. Pro účely této analýzy je konzervativně uvažován 5% dolní kvantil meze pevnosti v tahu. Limitní hodnoty meze pevnosti jsou uvažovány při teplotě 25 °C a rychlosti zatížení 0,5 mm/s.

- Elastická zálivka upevnění:	$f_{u,0,05} = 0,61$ MPa
- Podložka pod patu kolejnice:	$f_{u,0,05} = 1,77$ MPa
- PVC trubka:	$f_{u,0,05} = 39,5$ MPa
- PUR blok:	$f_{u,0,05} = 1,7$ MPa

- 2) **Omezení poměrného přetvoření:** K trhlině v rámci hyper-elastického materiálu dojde, pokud celkové ekvivalentní totální přetvoření ε_{eq}^{tot} překročí hodnotu tažnosti – tedy $\varepsilon_{eq}^{tot} > A$. Pro účely této analýzy konzervativně uvažujme minimální hodnotu tažnosti, či její 5% dolní kvantil. Limitní hodnoty tažnosti jsou uvažovány při teplotě 25 °C a rychlosti zatížení 0,5 mm/s.

- Elastická zálivka upevnění:	$A_{min} = 1,25$
- Podložka pod patu kolejnice:	$A_{min} = 1,25$
- PVC trubka:	$A_{0,05} = 0,075$
- PUR blok:	$A_{0,05} = 0,031$

Numerická analýza namáhání komponent systému KPK proběhla v programu Ansys mechanical apdl 18.0. Sledovanou napjatost v komponentách lze stanovit dle von Misesovy podmínky maximálního napětí na konečném prvku. Výsledné vztahy pro výpočet σ_{eq} lze zapsat více způsoby, program Ansys [56] jej interpretuje prostřednictvím rovnic (5.9) a (5.10).

$$\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{el}} = \frac{1}{\sqrt{2} \cdot (1 + \nu)} \cdot \left[(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5.9)$$

Kde: $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{el}}$ je ekvivalentní elastické poměrné přetvoření dle von Misesa
 $\varepsilon_x; \varepsilon_y; \varepsilon_z$ poměrná deformace ve směru osy
 $\gamma_{xy}; \gamma_{yz}; \gamma_{xz}$ smykové zkosení v rovině
 ν Poissonovo číslo materiálu

$$\sigma_{\text{eq}} = E \cdot \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{el}} \quad (5.10)$$

Kde: σ_{eq} je ekvivalentní elastické napětí dle von Misesa
 E Youngův modul pružnosti

Také celkové totální ekvivalentní poměrné přetvoření $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{tot}}$ vychází z von Misesovy rovnice a skládá se z elastické, plastické a teplotní složky poměrného přetvoření a také případného příspěvku od dotvarování dle vztahu (43). Pro popis chování materiálu je použit materiálový model s multilineárním zpevněním a přetvoření od dotvarování tedy nenastává. Také deformace od změny teploty je nulová, neboť je výpočet proveden při ustálené teplotě. Zbývá tedy vyčíslit pouze plastickou složku poměrného přetvoření dle (5.11).

$$\varepsilon_{\text{eqa}}^{\text{pl}} = \sum \Delta \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{pl}} \quad (5.11)$$

Kde: $\varepsilon_{\text{eqa}}^{\text{pl}}$ je akumulované efektivní plastické přetvoření dle [56]

$$\Delta \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{pl}} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \left[(\Delta \varepsilon_x^{\text{pl}} - \Delta \varepsilon_y^{\text{pl}})^2 + (\Delta \varepsilon_y^{\text{pl}} - \Delta \varepsilon_z^{\text{pl}})^2 + (\Delta \varepsilon_z^{\text{pl}} - \Delta \varepsilon_x^{\text{pl}})^2 + \frac{3}{2} (\Delta \gamma_{xy}^{\text{pl}^2} + \Delta \gamma_{yz}^{\text{pl}^2} + \Delta \gamma_{xz}^{\text{pl}^2}) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$\Delta \varepsilon_x^{\text{pl}}; \Delta \varepsilon_y^{\text{pl}}; \Delta \varepsilon_z^{\text{pl}}$ přírůstky plastického pom. přetvoření ve směru osy dle [56]

$\Delta \gamma_{xy}^{\text{pl}}; \Delta \gamma_{yz}^{\text{pl}}; \Delta \gamma_{xz}^{\text{pl}}$ přírůstky plastické deformace zkosením v rovině dle [56]

$$\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{el}} + \varepsilon_{\text{eqa}}^{\text{pl}} + \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{th}} + \varepsilon_{\text{eq}}^{\text{cr}} \quad (5.12)$$

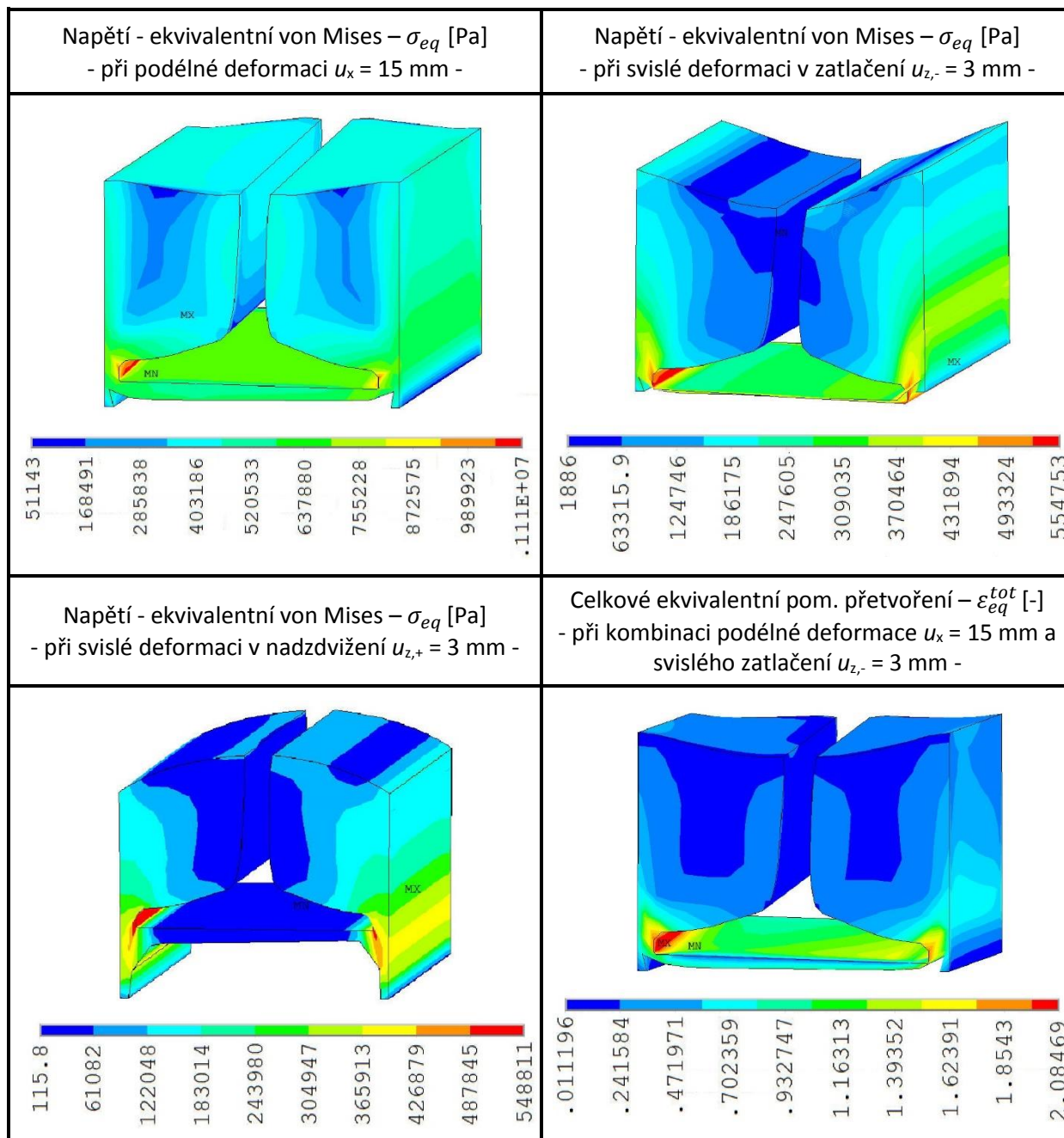
Kde: $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{tot}}$ je celkové totální ekvivalentní poměrné přetvoření
 $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{th}}$ ekvivalentní poměrné přetvoření od teploty (zde $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{th}} = 0$ - vypočteno při ustálené teplotě)
 $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{cr}}$ ekvivalentní poměrné přetvoření od dotvarování (zde $\varepsilon_{\text{eq}}^{\text{cr}} = 0$)

5.3.1 Elastická zálivka upevnění

Namáhání elastické zálivky při specifikovaných hodnotách zatížení, respektive deformací v podélném a svislém směru je demonstrováno v Tab. 5.17, Tab. 5.18 a Tab. 5.19. Výsledky jsou rozděleny podle vlivu vylehčení na namáhání a přetvoření elastické zálivky upevnění. V Tab. 5.17 je uvedeno namáhání zálivky upevnění v případě absence vylehčovacích komponent, přičemž Tab. 5.18 a Tab. 5.19 sledují jakým způsobem se namáhání změní vložení PVC trubky, či PUR bloku.

Uvedená napětí odpovídají úrovním podélné a svislé deformace, blíže specifikovaným v rámci příslušné tabulky. Závěry, které poskytla analýza namáhání, přispěly k vysvětlení vzniku poškození, souvisejícího se změnou interakčních parametrů, indikovanou pomocí cyklické zkoušky (viz 4.3.3). V případě elastické zálivky potvrzují výsledky analýzy některé závěry Wangova výzkumu [42].

Tab. 5.17: Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku bez vylehčovacích prvků



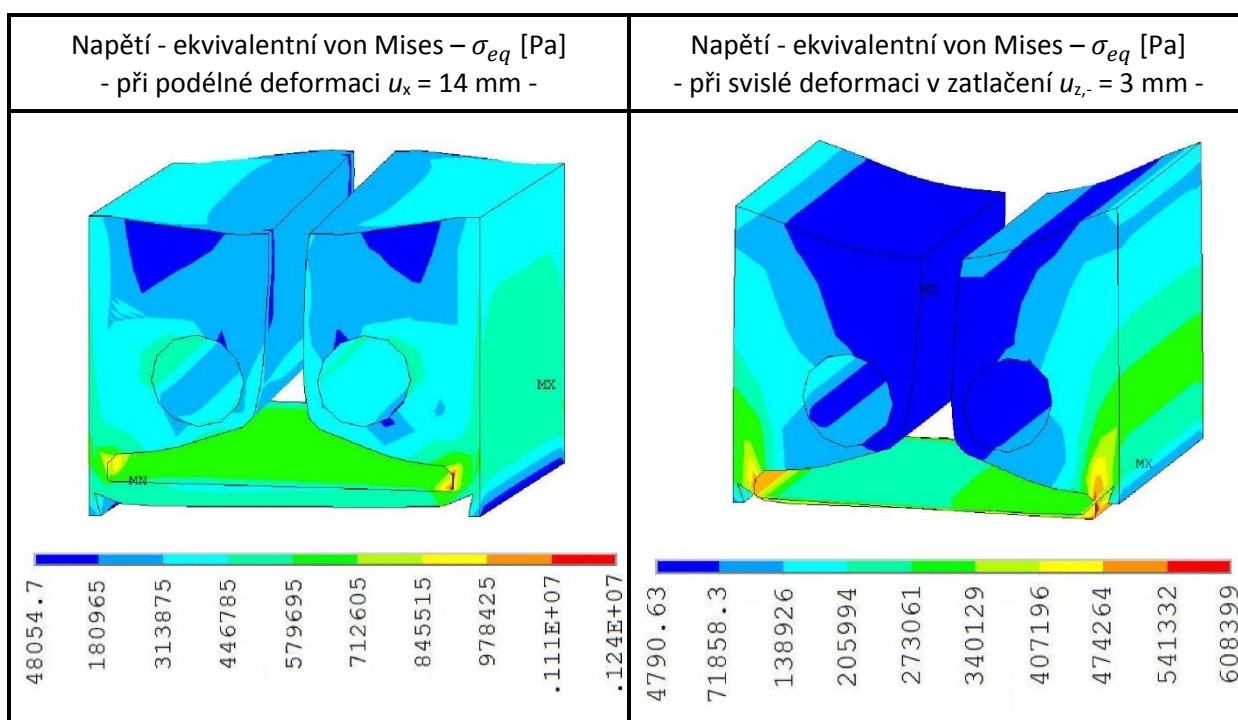
Z analýzy elastické zálivky upevnění ve variantě bez vylehčení lze vyvodit následující závěry:

- Při podélné deformaci $u_x = 15$ mm dochází k nadměrnému namáhání upevňovací zálivky v oblasti na styku s bočními hranami paty kolejnice. Koncentrované ekvivalentní napětí zde dosahuje hodnot kolem $\sigma_{eq} = 1,11$ MPa, tedy téměř dvojnásobku $f_{u,0,05}$. Úroveň napětí na mezi pevnosti je přibližně dána světle zelenou vrstevnicí. Zvýšené namáhání také vykazují oblasti na styku s ocelovým žlabem a také s kolejnicí, avšak napětí v tomto případě splní limitní hodnotu $f_{u,0,05}$.
- Při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm vychází ekvivalentní napětí významně nižší než v případě podélného zatížení. Významnou koncentraci napětí lze opět sledovat na hranách

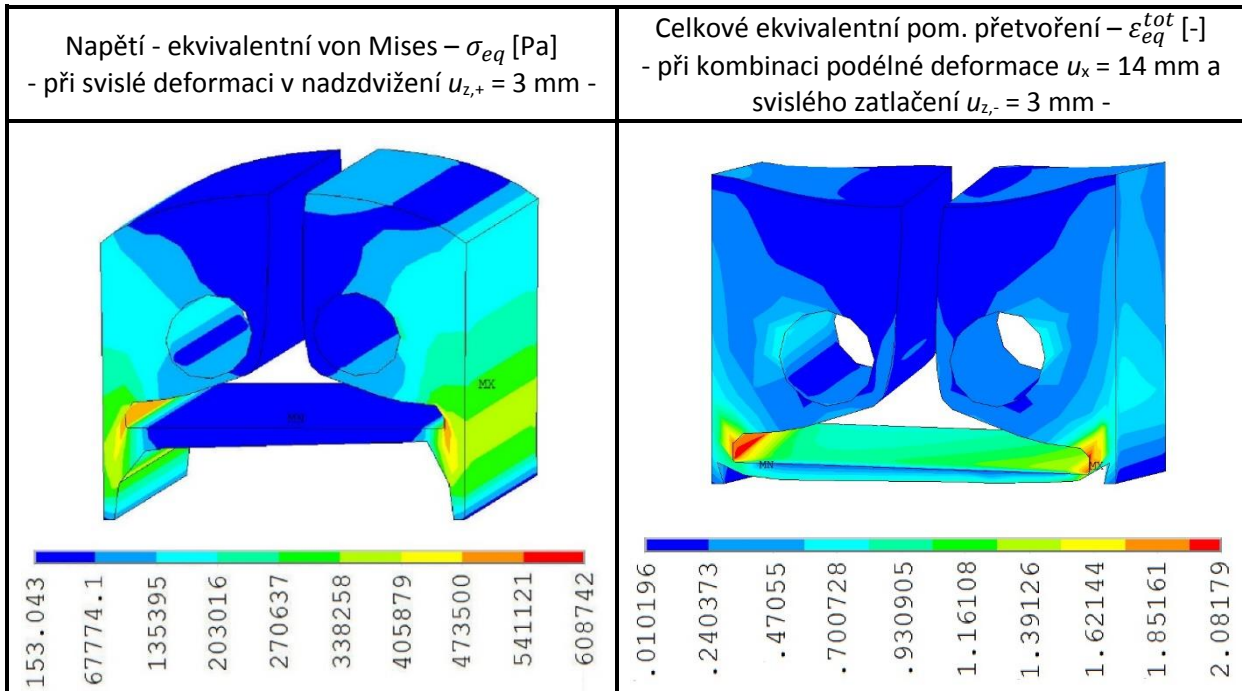
paty kolejnice, pod patou kolejnice a na styku se žlabem v jeho dolní části, avšak maximální hodnota napětí se v tomto případě pohybuje okolo $\sigma_{eq} = 0,55$ MPa.

- **Při svislé deformaci v nadzvižení kolejnice $u_{z,+} = 3$ mm** vychází napětí v zásadě velmi podobně jako v případě svislého zatlačení. Nejvýznamnější koncentrace napětí je opět zaznamenána na hranách paty kolejnice a v dolní části žlabu. Rozdílně se chová část elastické zálivky přímo pod patou kolejnice, kde je v důsledku ztráty adheze na kontaktu s podložkou napětí zanedbatelné.
- **Pro kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení** je na obrázku vykresleno celkové ekvivalentní poměrné přetvoření ε_{eq}^{tot} . Z výsledků je patrné, že nadměrných přetvoření je dosaženo nikoli překvapivě v oblastech na okraji paty kolejnice. Limitní hodnotu poměrného přetvoření lze v rámci vykreslení definovat vrstevnicí světle zelené barvy, která v podstatě definuje oblast potenciálního potrhání při kombinovaném namáhání. V této oblasti lze předpokládat případnou iniciaci únavových trhly, které by pravděpodobně progradovaly směrem k okraji zálivky na kontaktu se žlabem.
- **Limitní hodnota podélné deformace upevnění u_x** , při které by nedošlo k překročení limitních hodnot pevnosti, či tažnosti byla iterativně stanovena hodnotou $u_x = 10$ mm, respektive $u_x = 7$ mm, pokud připustíme kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení. Při nižších hodnotách u_x s velkou pravděpodobností nedojde ke změně tuhosti upevnění či k iniciaci únavové trhliny.

Tab. 5.18: Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku, vylehčenou PVC trubkou



Tab. 5.19: (Dokončení)



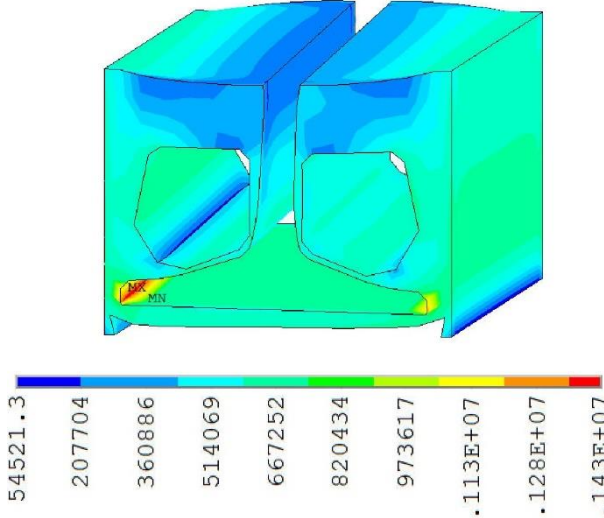
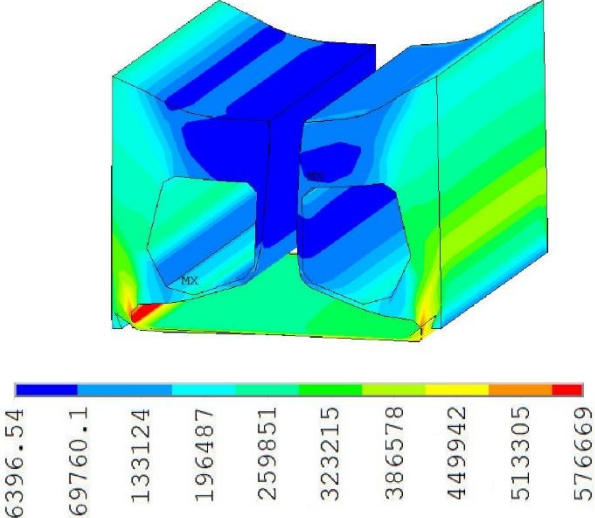
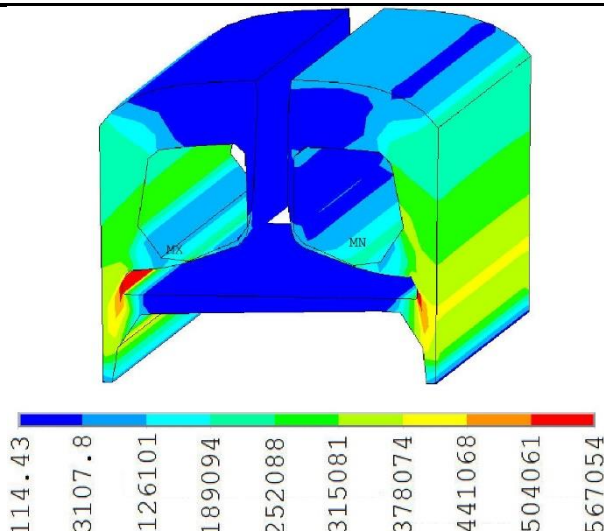
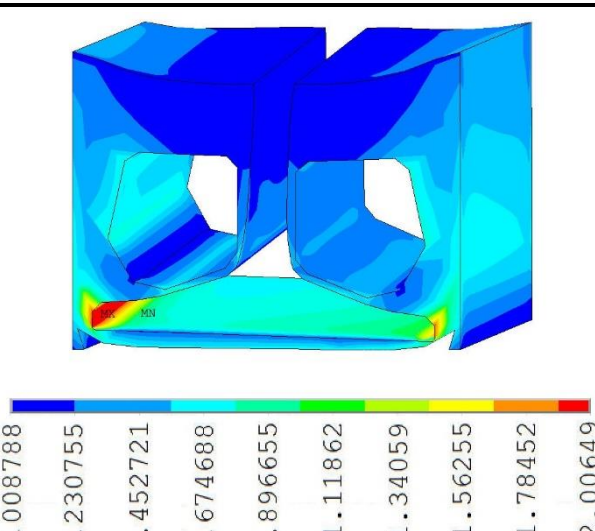
Použití vylehčovací PVC trubky se podepíše na namáhání elastické zálivky právě v blízkém okolí PVC trubky. Špičky napětí v okolí hran paty kolejnice jsou v zásadě stejné jako u příčného řezu bez vylehčení, stejně tak jako napětí v oblasti kontaktu v dolní části žlabu. Podobnost zároveň platí pro všechny posuzované směry zatížení. Tyto poznatky tedy již nejsou ve výčtu závěrů znovu opakovány, diskutovány jsou pouze účinky napětí v okolí vylehčovacího prvku:

- **Při podélné deformaci $u_x = 14$ mm** lze ve vnější části kontaktu vylehčovací PVC trubky a elastické zálivky pozorovat zvýšenou koncentraci napětí o hodnotě cca $\sigma_{eq} = 0,58$ MPa, tedy napětí blízká se nejnižší předpokládané mezi pevnosti elastické zálivky. Lze předpokládat, že v této oblasti může dojít k dílčím plastickým poruchám, což ovlivní tuhost upevnění, potažmo hodnoty interakčních parametrů. Na hodnotu napětí bude mít jistě vliv také vliv poloměru použité trubky. Čím menší poloměr bude použit, tím vyšší špičky napětí lze očekávat.
- **Při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm** nelze pozorovat žádný zásadnější vliv použité PVC trubky. Namáhání se po celém průřezu zálivky pouze mírně zvýší.
- **Při svislé deformaci v nadzdvížení kolejnice $u_{z,+} = 3$ mm** také nebyly při použití PVC trubky zjištěny žádné zásadnější změny oproti nevylehčenému příčnému řezu.
- **Při kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení** dochází poměrně značnému poměrnému přetvoření ve vnější části kontaktu vylehčovací PVC trubky a elastické zálivky. Hodnota poměrného přetvoření se při daných úrovních zatížení přibližně rovná $\varepsilon_{eq}^{tot} = 1,0$, tedy hodnotě menší, ale blízká se minimální měřené hodnotě tažnosti materiálu elastické zálivky $A_{min} = 1,25$. V případě iniciace trhliny v oblasti na kraji paty kolejnice může dojít k progradování trhliny právě směrem k místu koncentrace napětí na líci PVC trubky. Mohlo by tak dojít k dřívějšímu únavovému porušení příčného řezu a k významnější změně interakčních parametrů systému KPK. Je nutné poznamenat, že toto se však týká pouze části KPK vystavené podélné deformaci větší než $u_x = 7$ až 10 mm.

Také namáhání elastické zálivky vylehčené PUR blokem je v okolí paty kolejnice a oblasti na kontaktu se žlabem srovnatelné s nevylehčenou variantou příčného řezu, což platí při všech uvažovaných směrech zatížení. Vliv PUR bloku na namáhání elastické zálivky lze charakterizovat následovně:

- **Při podélné deformaci $u_x = 17$ mm** bylo zaznamenáno zvýšené namáhání elastické zálivky v oblasti na vnějším kontaktu s PUR blokem. Napětí se v tomto detailu pohybuje okolo hodnoty $\sigma_{eq} = 0,66$ MPa. Při této úrovni u_x tedy může dojít k dílčí poruše, případně k iniciaci trhliny.
- **Při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm** na vnějším kontaktu PUR bloku a upevňovací zálivky dochází ke koncentraci napětí, nicméně vypočtené napětí není významné. Hodnota napětí se pro danou geometrii pohybuje okolo $\sigma_{eq} = 0,30$ MPa, tedy výrazně pod limitní hodnotou pevnosti. Lze předpokládat, že čím menší vzdálenost mezi lícem PUR bloku a žlabem bude, tím větší bude napětí v předmětném detailu.

Tab. 5.19: Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku, vylehčenou PUR blokem

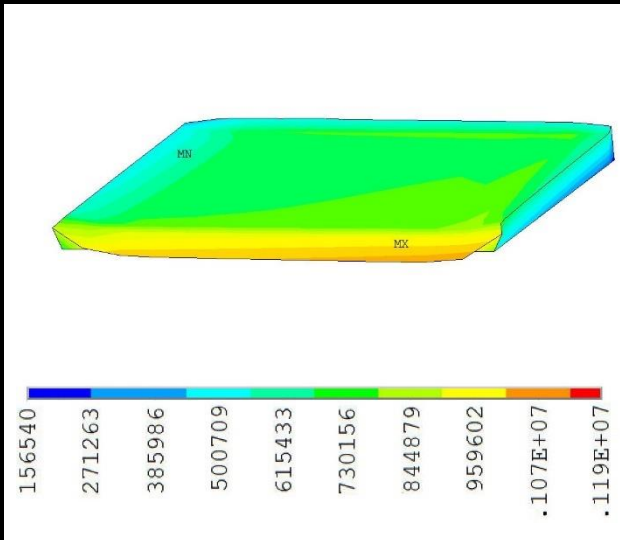
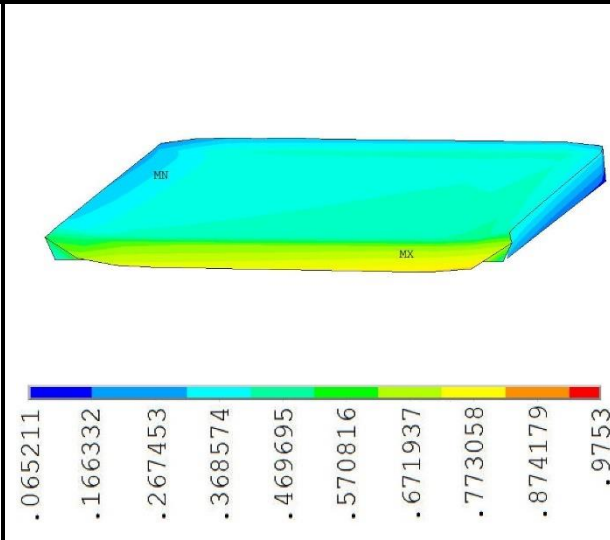
Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při podélné deformaci $u_x = 17$ mm -	Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm -
	
Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při svislé deformaci v nadzdvížení $u_{z,+} = 3$ mm -	Celkové ekvivalentní pom. přetvoření – ε_{eq}^{tot} [-] - při kombinaci podélné deformace $u_x = 14$ mm a svislého zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm -
	

- Při svislé deformaci v nadzvižení kolejnice $u_{z,+} = 3 \text{ mm}$ dochází ke stejnému fenoménu jako při zatlačení, pouze s mírně vyšší intenzitou namáhání. Na vnějším kontaktu v oblasti hrany PUR bloku bylo detekováno napětí s hodnotou ca $\sigma_{eq} = 0,37 \text{ MPa}$.
- Při kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení vykazuje materiál elastické zálivky v okolí vnějšího kontaktu s PUR blokem vyšší hodnotu celkového poměrného přetvoření $\varepsilon_{eq}^{tot} = 0,9$. Oproti použití PVC trubky tak tento detail vychází z hlediska potenciální iniciace poruchy mírně příznivěji.

5.3.2 Podložka pod patu kolejnice

Účinky vnějších zatížení na podložku pod patu kolejnice, plynoucí z interakce KPK s mostní konstrukcí jsou uvedeny v Tab. 5.20. Tabulka obsahuje vykreslení ekvivalentního napětí σ_{eq} a celkového ekvivalentního poměrného přetvoření ε_{eq}^{tot} při kombinovaném namáhání v podélném směru a ve svislém zatlačení. Svislé nadzdvížení nemá na podložku žádný vliv, neboť se v tomto případě uvažuje se ztrátou adheze na rozhraní podložky a zálivky a z tabulky výsledků je tak tento vliv vynechán.

Tab. 5.20: Účinky vnějšího zatížení na podložku pod patu kolejnice

Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při kombinaci podélné deformace $u_x = 14 \text{ mm}$ a svislého zatlačení $u_{z,-} = 3 \text{ mm}$ -	Celkové ekvivalentní pom. přetvoření – ε_{eq}^{tot} [-] - při kombinaci podélné deformace $u_x = 14 \text{ mm}$ a svislého zatlačení $u_{z,-} = 3 \text{ mm}$ -
	

Je třeba poznamenat, že vykreslené výsledky namáhání podložky pod patou kolejnice jsou oproti elastické zálivce zatíženy významnější chybou v důsledku excentricity působícího podélného zatížení. Při excentrickém zatížení je podložka namáhána kromě smykových sil také momentem, který způsobí natočení podle vodorovné osy vzorku. Extrémní hodnoty na čelech podložky jsou způsobeny právě namáháním od excentricity, které by v rámci dlouhého pásu nevzniklo. Proto jsou níže rekapitulovány výsledky analýzy v polovině délky upevnění:

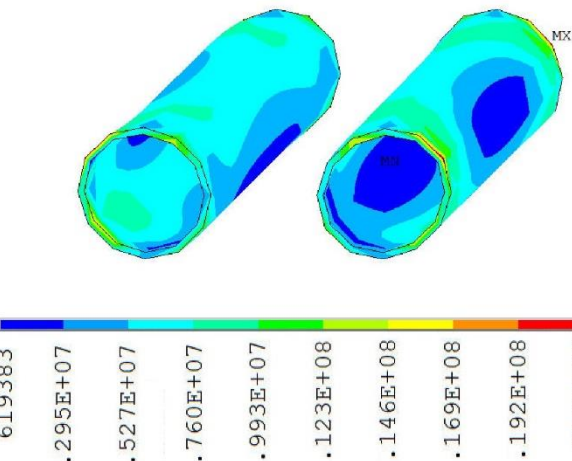
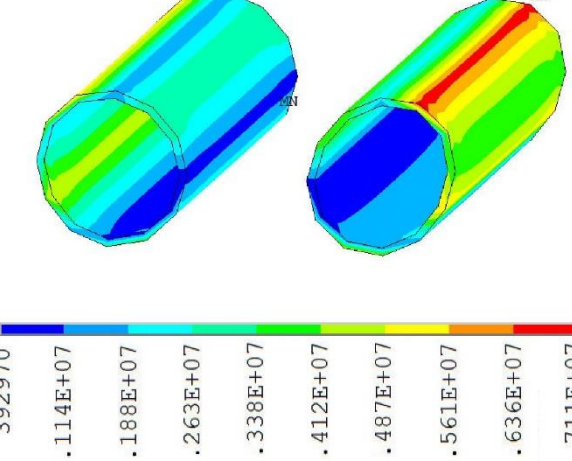
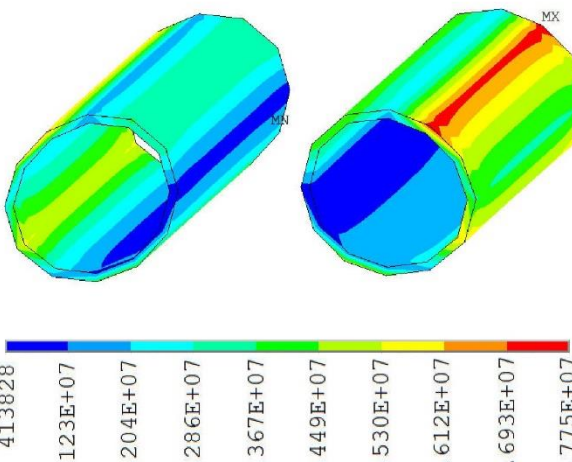
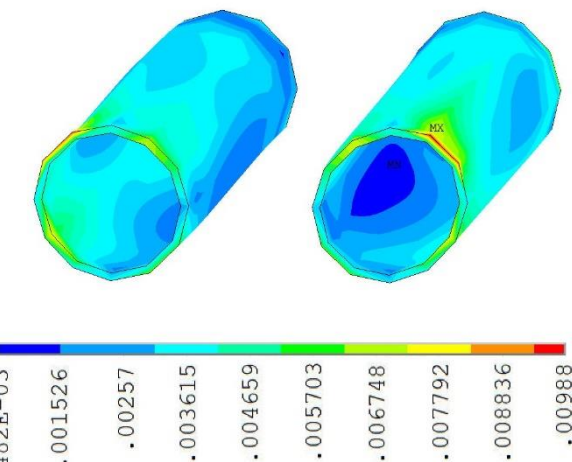
- Z hlediska napětí nedochází při kombinaci podélného zatížení ($u_x = 14 \text{ mm}$) a svislého zatlačení ($u_{z,-} = 3 \text{ mm}$) k nadměrnému namáhání podložky. Maximální hodnota napětí v ose upevnění se pohybuje okolo hodnoty $\sigma_{eq} = 0,7 \text{ MPa}$, což je významně méně než uvažovaná hodnota pevnosti podložky $f_{u,0,05} = 1,77 \text{ MPa}$. Jakoukoli poruchu lze v rámci podložky pod patu kolejnice vyloučit.

- **Při kombinaci podélného zatížení ($u_x = 14$ mm) a svislého zatlačení ($u_{z,-} = 3$ mm) nedochází ani k nadměrnému přetvoření materiálu podložky. Maximální vypočtené hodnota odpovídá přibližně hodnotě $\varepsilon_{eq}^{tot} = 0,5$, přičemž minimální hodnotu tažnosti lze uvažovat $A_{min} = 1,25$. Podložka pod patu kolejnice jistě není slabým místem systému KPK a nelze v jejím případě předpokládat jakékoli porušení.**

5.3.3 PVC trubka

Namáhání trubky při vodorovném a svislém zatížení je zobrazeno na výsledcích v Tab. 5.21. Ve výsledcích je zobrazeno ekvivalentní napětí a celkové ekvivalentní poměrné přetvoření při specifikovaných úrovních deformace, případně při kombinovaném namáhání. Výsledky jsou vykresleny na deformovaném těle PVC trubky.

Tab. 5.21: Účinky vnějšího zatížení na vylehčovací PVC trubku

Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při podélné deformaci $u_x = 14$ mm -	Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm -
	
Napětí - ekvivalentní von Mises – σ_{eq} [Pa] - při svislé deformaci v nadzdvížení $u_{z,+} = 3$ mm -	Celkové ekvivalentní pom. přetvoření – ε_{eq}^{tot} [-] - při kombinaci podélné deformace $u_x = 14$ mm a svislého zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm -
	

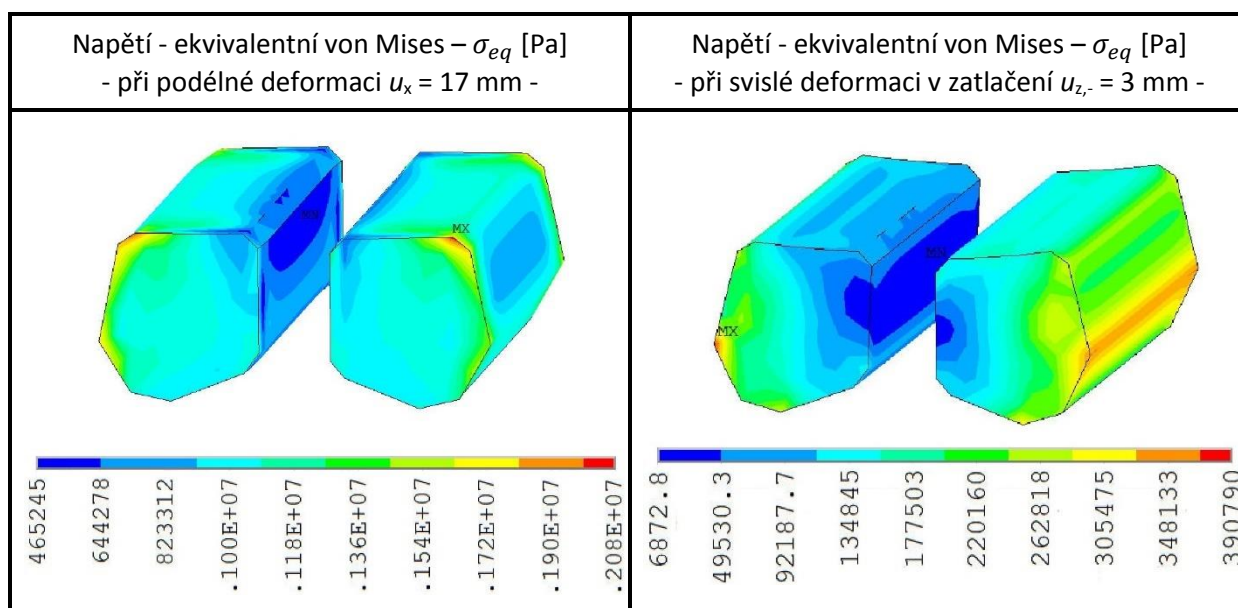
Obecně lze již při letném pohledu na výsledky říct, že namáhání PVC trubky je v porovnání s materiálovými charakteristikami PVC podružné. Poruchu trubky použité v rámci systému KPK lze z tohoto důvodu vyloučit. Účinek zatížení na PVC trubku od interakce lze shrnout v bodech takto:

- **Při podélné deformaci $u_x = 14 \text{ mm}$** je na trubce patrná vodorovná deformace. Napětí je tedy způsobeno vodorovným ohybem trubky. Maximální napětí na trubce se pohybuje v rozmezí $\sigma_{eq} = 12$ až 15 MPa , což je významně méně než uvažovaná hodnota meze pevnosti. Maximální napětí vzniká v čelních oblastech KPK.
- **Při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3 \text{ mm}$** dochází ke zřetelné distorzi (zkosení) příčného řezu PVC trubky. Maximální napětí bylo určeno v oblasti trubky v příčném řezu ve směru na 1 hodinu hodnotou kolem $\sigma_{eq} = 7,1 \text{ MPa}$, což je v porovnání s mezí pevnosti $f_{u,0,05} = 39,5 \text{ MPa}$ spíše podružná hodnota.
- **Při svislé deformaci v nadzvižení kolejnice $u_{z,+} = 3 \text{ mm}$** je charakter deformace i namáhání víceméně stejný jako při zatlačení. Při nadzvednutí však byly vypočteny mírně vyšší hodnoty ekvivalentního napětí $\sigma_{eq} = 7,7 \text{ MPa}$.
- Ani **při kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení** nedochází k nadměrnému namáhání či nadměrnému přetvoření PVC trubky. Maximální hodnota vypočteného poměrného přetvoření v oblasti trubky v příčném řezu v směru na 1 hodinu byla stanovena přibližně $\varepsilon_{eq}^{tot} = 0,008$, což je řádově méně než konzervativní hodnota tažnosti $A_{0,05} = 0,075$. Pokud bychom se podívali na pracovní diagram materiálu PVC (viz Obr. 4.35), zjistili bychom, že se stanovená hodnota ε_{eq}^{tot} nachází v lineární oblasti diagramu a idealizace ve výpočtu lineárním materiálovým modelem je správná.

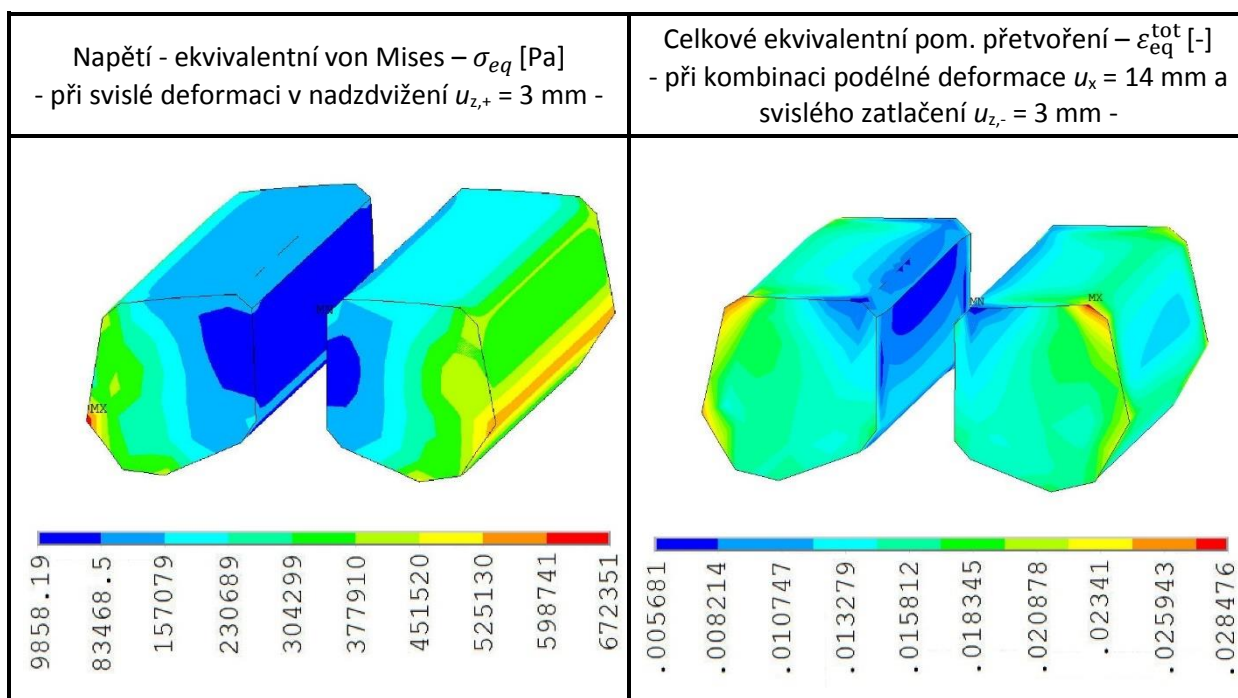
5.3.4 Polyuretanový blok

V poslední podkapitole analýzy namáhání komponent KPK jsou prezentovány účinky zatížení na polyuretanový blok. V přehledné tabulce Tab. 5.22 jsou prezentována ekvivalentní napětí a poměrná přetvoření při zatížení v podélném a svislém směru a při jejich kombinaci. Z výsledků je patrná také deformace komponenty v důsledku působícího zatížení.

Tab. 5.22: Účinky vnějšího zatížení na vylehčovací PUR blok



Tab. 5.23: (Dokončení)



Materiál polyuretanu použitý v rámci KPK je křehký a v porovnání s materiálem elastické zálivky vykazuje vyšší tuhost a menší tažnost. Dle numerické analýzy lze v určitých případech očekávat dílčí poruchy v rámci PUR bloku, tyto by se však dle výsledků měli vyskytovat pouze lokálně v oblasti čel systémů KPK a nemělo by tudíž dojít k významnějšímu ovlivnění interakčních parametrů KPK. Dle citlivostní analýzy je navíc vliv změny rozměrů PUR bloku na interakci poměrně malý. Vliv menších lokálních poruch PUR bloku na interakční veličiny lze tedy zanedbat. Je zřejmé že na namáhání PUR bloku má významný vliv tvar rohových oblastí příčného řezu PUR bloku – čím ostřejší hrana, tím větší napětí lze očekávat. Podrobnější poznatky z analýzy namáhání PUR bloku jsou následující:

- **Při podélné deformaci $u_x = 17$ mm** lze pozorovat lokální koncentrace napětí v rohových oblastech na vnějším kontaktu PUR bloku s elastickým upevněním. Napětí větší než konzervativní hodnota meze pevnosti použitého polyuretanu $f_{u,0,05} = 1,7$ MPa vykazují oblasti definované vrstevnicí žluté barvy – tedy v zásadě pouze čelní rohy PUR bloku. Rozsáhlé poškození vylehčovacího prvku lze z tohoto hlediska vyloučit.
- **Při svislé deformaci v zatlačení $u_{z,-} = 3$ mm** je PUR blok namáhán zkosením v příčném řezu. Maximálního napětí je dosaženo v rámci rohové části na vnějším líci bloku, nicméně maximální hodnoty napětí jsou spíše podružné - $\sigma_{eq} = 0,35$ MPa.
- **Při svislé deformaci v nadzdvížení kolejnice $u_{z,+} = 3$ mm** dochází, podobně jako v zatlačení, ke zkosení příčného řezu PUR bloku a ke koncentraci napětí ve vnější rohové oblasti. Maximální hodnota ekvivalentního napětí je při tomto zatížení téměř dvojnásobně větší.
- **Při kombinaci podélného zatížení a svislého zatlačení** nebyly zjištěny nadměrné koncentrace ekvivalentního napětí ani nadměrné hodnoty poměrného přetvoření. V souladu s výše diskutovanými výsledky lze za oblasti, nejvíce trpící přetvořením, označit vnější rohové oblasti PUR bloku, kde lze očekávat hodnoty celkového poměrného přetvoření cca $\varepsilon_{eq}^{tot} = 0,027$. Stanovené přetvoření tedy v rámci celého těla komponenty splní konzervativní limit minimální tažnosti použitého polyuretanu $A_{0,05} = 0,031$.

5.4 Parametrická analýza rychlosti deformace upevnění

Doposud jsme se v textu zabývali zejména vlivem materiálových a geometrických vlastností na mechanické chování systémů KPK. Bylo objasněno, jakým způsobem vstupní parametry ovlivňují interakční chování. Zabývali jsme se také vlivem cyklické deformace na změnu interakčních parametrů v čase a bylo prokázáno, že vlastnosti polymerních materiálů komponent použitých v systémech KPK se nezanedbatelně mění s teplotou a rychlostí relativní deformace upevnění.

Víme tedy, jakým způsobem se chová upevnění v závislosti na jeho geometrii, teplotě, stáří a rychlosti, kterou je upevnění zatěžováno. Můžeme tedy navrhnout příčný řez, stanovit příslušné extrémy teplot, kterými je KPK zatížena a případně zohlednit vliv stáří a stanovit příslušné interakční funkce pro všechny tyto proměnné. Víme také jakým způsobem se mění interakční funkce při různé rychlosti deformace upevnění. Co však prozatím nevíme je, **jaké rychlosti deformace upevnění KPK** vlastně můžeme v rámci analýzy interakce koleje s mostem očekávat. Cílem této kapitoly tedy je:

- 1) Zjistit, jak konstrukční parametry ovlivňují rychlost relativní deformace upevnění.
- 2) Určit, jaký vliv na rychlost relativní deformace upevnění má typ vneseného zatížení (teplota, svislé zatížení, brzdné a rozjezdové síly).
- 3) Zjistit, jaké je rozložení rychlosti relativní deformace upevnění po délce konstrukce a jakým způsobem jej lze v rámci analýzy uvažovat.
- 4) Vytvořit zjednodušený postup pro stanovení rychlosti relativní deformace upevnění.

Lze předpokládat, že velikost a rozložení rychlosti podélné deformace upevnění KPK u_x bude minimálně při svislém zatížení od kolejové dopravy odlišná od rychlosti svislé deformace upevnění u_z . Abychom získali dostatečné údaje pro provedení korektní analýzy interakce KPK s mostem, je tedy potřeba stanovit následující varianty rychlosti deformace v rámci upevnění:

- **Rychlost podélné deformace upevnění u_x**
 - Při zatížení od rovnoměrné změny teploty
 - Při svislém zatížení od dopravy
 - Při vodorovném zatížení od brzdných a rozjezdových sil
- **Rychlost svislé deformace upevnění u_z**
 - Při svislém zatížení od dopravy

Na rychlosti svislé deformace se jistě nebude podílet zatížení od změny teploty ani další vodorovná zatížení od dopravy, díky čemuž bude možné významně zredukovat rozsah analyzovaných parametrů.

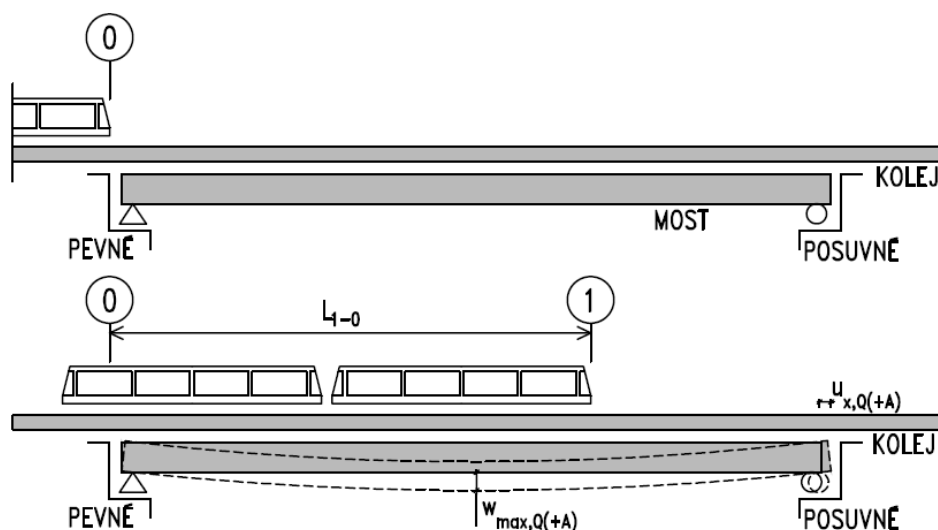
5.4.1 Parametrická analýza rychlosti podélné deformace upevnění

Stanovení podélné rychlosti deformace upevnění se na první pohled jeví jako snadný úkol, který vyřešíme jednoduše derivací změny relativní podélné deformace upevnění u_x v čase. V případě stanovení rychlosti **podélné deformace od změny teploty** tomu tak skutečně je. Stačí stanovit průběh u_x po délce mostní konstrukce od změny rovnoměrné teploty ΔT a podělit jej dobou trvání této změny teploty. Střídání teplotních minim a maxim má sinusový charakter, přičemž průměrně lze samozřejmě uvažovat dobu nutnou k růstu teploty z minima na maximum kolem 12 hodin. Jistě neuděláme velkou chybu, pokud budeme ve výpočtu uvažovat průměrnou rychlost deformace právě v průběhu daného období a převedeme tak diferenciální vztah na diskrétní dle rovnice (5.13).

$$u_{x,T}^{\cdot} = \frac{du_{x,T}(x, t)}{dt} = \frac{\Delta u_{x,T}(x, t)}{\Delta t} = \frac{u_{x,T}(x, t) - u_{x,T}(x, t_0)}{t - t_0} \quad (5.13)$$

Kde: $u_{x,T}$ je rychlost podélné deformace od zatížení změnou teploty
 $u_{x,T}(x, t)$ relativní deformace upevnění od změny teploty ΔT
 x podélná souřadnice polohy na mostní konstrukci
 t čas při kterém je stanovena rychlost deformace
 t_0 výchozí čas vůči kterému je stanovena přírůstek ΔT

Problém nastává ve chvíli, kdy je potřeba stanovit hodnotu **relativní deformace upevnění u_x při zatížení od kolejové dopravy**. Relativní deformace závisí na posunu kolejnice $u_{x,r}$ a posunu mostu $u_{x,b}$. K významnému přírůstku $u_{x,b}$, potažmo u_x tudíž bude také docházet při svislém zatížení v důsledku natočení nosné konstrukce v nadpodporové oblasti. Velikost deformace tak závisí na poloze břemene a celé řadě parametrů a okrajových podmínek kombinovaného systému kolej – most. Parametrům se budeme věnovat v následujících odstavcích, nyní definujeme základní mechanismus výpočtu rychlosti podélné deformace upevnění od zatížení dopravou $u_{x,P}$.



Obr. 5.23: Princip stanovení rychlosti podélné deformace upevnění

Při stanovení se opět využije základní předpoklad a sice, že rychlost se stanoví ze změny podélné deformace od svislého zatížení v čase. Vzhledem k tomu, že je deformace svázána s polohou břemene na mostě, je třeba k výpočtu využít také traťovou rychlost. Zavedme zjednodušující předpoklad, že se kolejové vozidlo po mostě bude pohybovat přibližně konstantní rychlostí (5.14) odpovídající traťové rychlosti. Potom je možné převést diferenciální tvar rychlosti na diskrétní (5.15).

$$V = \frac{\Delta L}{\Delta t} \quad (5.14)$$

$$u_{x,P(+B)} = \frac{du_{x,P(+B)}(x, t)}{dt} = \frac{\Delta u_{x,P(+B)}(x, t)}{\Delta t} = \frac{\Delta u_{x,P(+B)}(x, t) \cdot V}{\Delta L} \quad (5.15)$$

Kde: $u_{x,P(+B)}$ je rychlost podélné deformace od proměnného zatížení od dopravy
 $u_{x,P(+B)}(x, t)$ relativní deformace od svislého zatížení P (případně zvětšeného o účinky brzdných a rozjezdových sil B) v poloze x a čase t
 V traťová rychlost na posuzovaném mostě
 Δt doba, při které je stanovena rychlost deformace
 ΔL délka kterou urazí břemeno při traťové rychlosti V za dobu Δt

V tuto chvíli je tedy zřejmé, jakým způsobem lze stanovit průběh rychlosti deformace, nevíme však v jakém okamžiku nabývá rychlost deformace upevnění maximální hodnoty. Definujme proto dvě

polohy břemene – bod 0 a bod 1. Pokud se břemeno nachází v **bodě 0 - mluvíme o výchozím (nulovém) stavu, kdy upevnění v posuzovaném mostním poli není zatíženo podélnou deformací**, případně je zatíženo minimálně, pokud posuzujeme most o více polích. Bod 1 uvažujeme jako místo, při kterém se rychlost deformace začíná snižovat. Jak již bylo řečeno relativní deformace při svislém zatížení je v zásadě způsobena natočením prvků hlavního nosného systému nad podporami. Přírůstek relativní deformace je tedy úměrný přírůstku natočení okraje nosníku, který je způsoben přírůstkem ohybového momentu (5.16). Z předešlého vyplývá že maximální hodnoty u_x je dosaženo v oblasti nad podporou (5.17). Při nájezdu břemene typu UIC 71 na most se přírůstek momentu zvětšuje geometrickou řadou až do dosažení polohy maximální pořadnice příčinkové čáry ohybového momentu. Po překonání této polohy se přírůstek momentu, stejně jako natočení a relativní deformace upevnění zmenšuje. **Bod 1 lze tedy definovat právě polohou s maximální pořadnicí příčinkové čáry ohybového momentu.** Rovnici pro stanovení rychlosti deformace následně můžeme upravit do vztahu (5.18).

$$\left(\frac{dM_{P(+B)}(x_1, t_1)}{dt}\right) = 0 \rightarrow \left(\frac{d\varphi_{P(+B)}(x_0, t_1)}{dt}\right) = 0 \rightarrow \frac{du_{x,P(+B)}(x_0, t_1)}{dt} = 0 \quad (5.16)$$

$$\max\left(\frac{du_{x,P(+B)}(x, t)}{dt}\right) = \frac{du_{x,P(+B)}(x_0, t_1)}{dt} \quad (5.17)$$

$$u_{x,P(+B)} = \frac{du_{x,P(+B)}(x, t)}{dt} = \frac{\Delta u_{x,P(+B)}(x, t) \cdot V}{\Delta L} = \frac{(u_{x,P(+B)}(x, t_1) - u_{x,P(+B)}(x, t_0)) \cdot V}{L_{1-2}} \quad (5.18)$$

Kde: $dM_{Q(+A)}(x, t)$ je moment od svislého zatížení Q , případně zvětšeného o účinky brzdných a rozjezdových sil A

$d\varphi_{Q(+A)}(x, t)$ natočení od svislého zatížení Q , případně zvětšeného o účinky brzdných a rozjezdových sil A

x_0 podélná souřadnice bodu 0 na mostě

x_1 podélná souřadnice bodu 1 na mostě

t_0 čas ve kterém se břemeno na mostě nachází v bodě 0

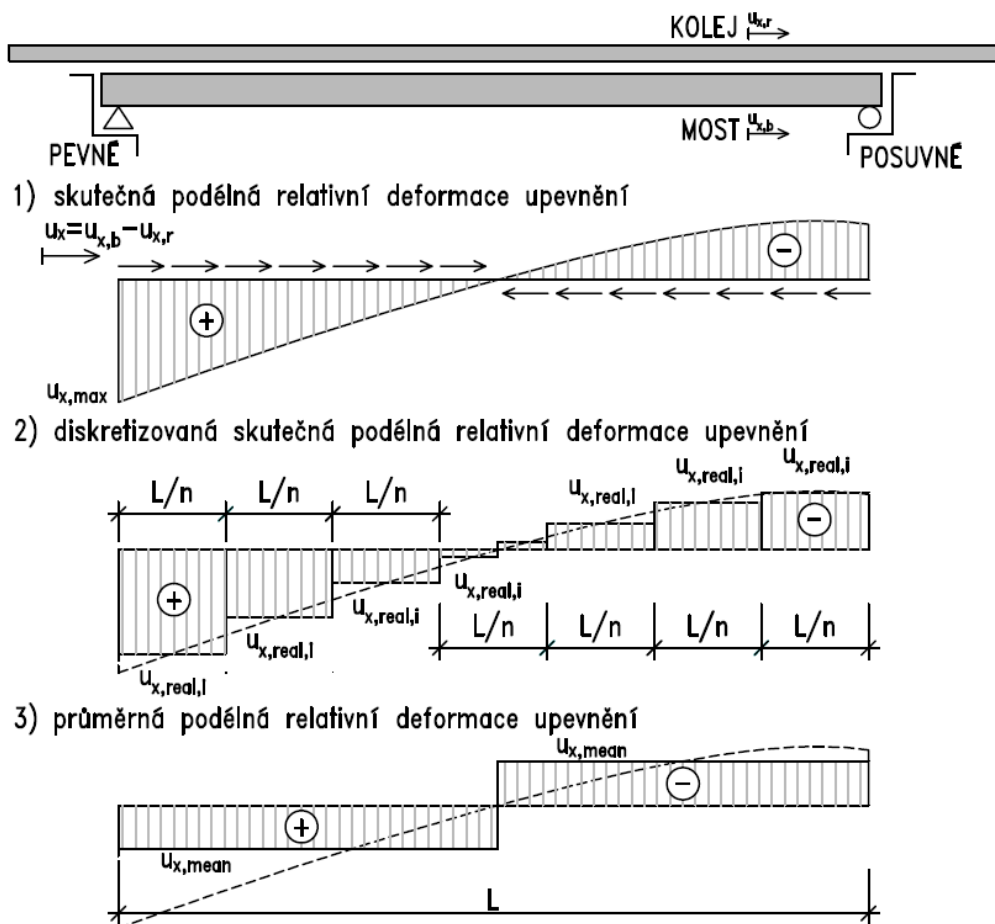
t_1 čas ve kterém se břemeno na mostě nachází v bodě 1

L_{1-0} vzdálenost bodu 1 od bodu 0

Princip stanovení vzdálenosti L_{1-0} je znázorněn na Obr. 5.23. Jistě lze namítnout, že v definovaném bodě 1 není dosaženo maximální okamžité rychlosti deformace. To však ani není cílem, pokud bychom totiž při posudku uvažovali právě maximální okamžitou hodnotu u_x a tedy i vyšší podélnou tuhost upevnění, dostali bychom z hlediska namáhání konzervativní výsledek. Z hlediska deformace, případně pokud by při posudku rozhodoval účinek brzdných a rozjezdových sil, by však výsledek byl na straně nebezpečné. Z tohoto důvodu je rozumné hodnotu rychlosti zprůměrovat způsobem, který byl popsán výše. Při kombinovaném svislém a vodorovném zatížení lze očekávat vyšší hodnoty rychlosti podélné deformace upevnění, účinek brzdných či rozjezdových sil však nemá zásadní vliv na stanovení polohy 1.

Poznamenejme, že u spojitých mostů je nutné provést výpočet zvlášť pro každé pole a body 0 a 1 při jednotlivých výpočtech odpovídajícím způsobem posunout. Uvažujme například most o dvou prostých polích. Pokud v čase t_0 břemeno vjíždí do prvního pole mostní konstrukce, relativní posun na celé konstrukci je v tomto čase nulový a související člen v rovnici (5.18) vymizí. Rychlost deformace upevnění tudíž v tomto případě závisí pouze na hodnotě $u_{x,P(+B)}(x, t_1)$, kterou vyvolá břemeno při dosažení bodu 1. Při stanovení rychlosti ve druhém poli posuneme bod 0 na vnitřní pilíř a bod 1 bude uvažován v místě maximální pořadnice příčinkové čáry ohybového momentu druhého pole. V tuto

chvíli není relativní posun $u_{x,P(+B)}(x, t_0)$ nad ložiskem druhého pole nulový. Poté co se břemeno přesune z bodu 0 (pilíře) do bodu 1 je možné stanovit $u_{x,P(+B)}(x, t_1)$ a vypočítat rychlost deformace upevnění dosazením obou hodnot do rovnice (5.18). Obecný princip stanovení rychlosti deformace upevnění byl tedy objasněn. Z něj vyplývá, že stěžejní součástí výpočtu je určení průběhu relativní deformace upevnění v časech t_0 a t_1 . Pořadnice průběhu podélné relativní deformace upevnění podél mostu se nepravidelně mění v závislosti na celé řadě konstrukčních parametrů, což znamená, že v jednotlivých oblastech po délce konstrukce můžeme očekávat rozdílné rychlosti deformace upevnění – někde bude rychlost značná, někde téměř nulová. Tento fenomén proto nutně ovlivňuje i podélnou tuhost, nebo přesněji funkci podélného odporu upevnění systému KPK. Pokud bychom chtěli při výpočtu zohlednit právě spojitý charakter rychlosti deformace upevnění, museli bychom v každém bodě nastavit rozdílnou funkci podélného odporu. Tvorba odpovídajícího numerického modelu by v takovém případě byla příliš pracná a pro praktickou analýzu se takový přístup nehodí.



Obr. 5.24: Zjednodušené průběhy podélné deformace upevnění po délce konstrukce

Výhodně se jeví možnost **diskretizace rychlosti deformace upevnění do n oblastí na mostě**. Na základě provedených výpočtů lze v tomto případě doporučit, aby počet oblastí n byl lichý a větší než 5. Tyto požadavky jsou stanoveny s ohledem na fakt, že při nižším stupni dělení občas dochází k málo výstižnému zprůměrování oblasti s nejnižší hodnotou rychlosti deformace. Čím větší je počet oblastí, tím přesnější řešení samozřejmě získáme. Průměrné hodnoty relativních deformací v diskretizovaných oblastech, které jsou potřebné pro výsledné stanovení rychlosti deformace, je možné stanovit dle vztahu (5.19). Princip diskretizace je popsán na Obr. 5.24 ve variantě 2. Druhou variantu zjednodušení představuje prosté **zprůměrování rychlosti deformace upevnění po celé délce konstrukce**. V tomto případě se však jistě dopouštíme větší chyby než u výše popsané varianty s diskretizací u_x do oblastí.

Není však zřejmé jak je chyba velká, proto je tomuto věnována pozornost v rámci provedené parametrické studie, jejíž výsledky jsou uvedeny v následující podkapitole. Průměrování provedeme podle vztahu (5.20), princip je uveden na Obr. 5.24 ve variantě 3. Je třeba zmínit, že při průměrování je vždy třeba uvažovat podélné relativní deformace v absolutní hodnotě. Kladné, či záporné znaménko totiž udává pouze směr relativní deformace upevnění a funkce podélného odporu je v obou směrech deformace shodná.

$$u_{x,\text{real},i} = \frac{\int_{x_i}^{x_{i+1}} |u_x| dx}{L/n} \quad (5.19)$$

$$u_{x,\text{mean}} = \frac{\int_0^L |u_x| dx}{L} \quad (5.20)$$

Kde: $u_{x,\text{real},i}$ je skutečná relativní podélná deformace upevnění, diskretizovaná do n oblastí
 $u_{x,\text{mean}}$ průměrná relativní podélné deformace upevnění
 $x_i; x_{i+1}$ podélná souřadnice okrajů průměrované oblasti na mostě
 L rozpětí mostní konstrukce
 n počet průměrovaných oblastí

Z předchozích poznatků vyplývá, že celé stanovení rychlosti deformace závisí na znalosti průběhu relativních posunů. Vzhledem ke složitosti problému a faktu, že do výpočtu promlouvá i účinek svislého zatížení, nedává příliš velký smysl relativní posun řešit analyticky. Numerický výpočet relativní deformace upevnění u_x předpokládá použití modelu vystihujícího interakční chování mezi KPK a mostem (viz Obr. 2.1). Vzhledem k tomu, že většina programů optimalizovaných pro výpočet stavebních konstrukcí metodou konečných prvků neumožňuje vykreslení posunů v nelineárních kloubech, je třeba získat výsledek manuálně – např. v externím tabulkovém procesoru typu Microsoft Excel, kde odečteme vypočtený průběh posunů kolejnice $u_{x,r}$ od průběhu posunů mostu $u_{x,b}$. Výpočet rychlosti deformace upevnění je kromě charakteru působícího zatížení ovlivněn řadou proměnlivých geometrických a tuhostních parametrů systému kolej – most. Jedná se o následující parametry:

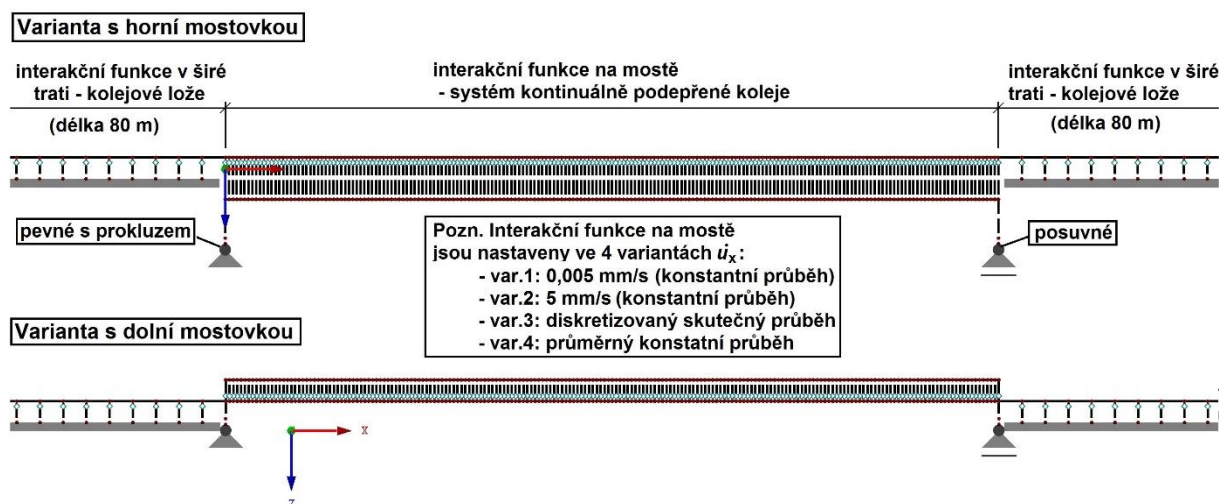
- 1) **Konstrukční výška mostu h_k :** výška nosné konstrukce nebo její části (desky, trámu atd.)
- 2) **Stavební výška mostu h_s :** výškový rozdíl mezi niveletou mostu a nejnižším místem konstrukce včetně vybavení (při zahrnutí průhybu). Niveleta se u železničních mostů uvažuje v patě kolejnice.
- 3) **Ohybová tuhost mostu:** odpor konstrukce proti jednotkovému svislému posunu ve sledovaném průřezu konstrukce. Pro účely této práce bude charakterizována na základě posouzení MSP omezením dovolené deformace v závislosti na rozpětí ve tvaru L/δ .
- 4) **Rozpětí nosné konstrukce L :** Vzájemná vzdálenost dvou sousedících teoretických podpor nosné konstrukce.
- 5) **Podélné uspořádání mostní konstrukce:** uspořádání z hlediska počtu polí, podmínek uložení s ohledem na směr dilatace a spojitosti konstrukce (prostá či spojitá).
- 6) **Tuhost ložisek:** odpor vznikající v ložiskách v důsledku tření a konstrukce ložiska.
- 7) **Tuhost spodní stavby:** odpor části konstrukce proti jednotkovému posunutí v oblasti úložného prahu. V rámci tuhosti spodní stavby je zahrnuta deformace spodní stavby i podloží (viz 2.2.3).
- 8) **Tuhost kolejnice:** normálová a ohybová tuhost kolejnice, charakterizovaná použitým profilem kolejnice.
- 9) **Interakční parametry upevnění KPK:** funkce podélného a svislého odporu proti posunu kolejnice v závislosti na provedení systému KPK, teplotě a rychlosti deformace.
- 10) **Tratřová rychlost:** nejvyšší přípustná rychlost v rámci železniční tratě, převáděné přes posuzovaný most.

V tuto chvíli máme konečně všechny potřebné údaje pro provedení analýzy vlivu parametrů na průběh rychlosti deformace v rámci systému kontinuálního podepření koleje. Složitost problému je značná, parametrickou analýzu je tedy na místě vhodným způsobem zjednodušit. Vzhledem k tomu, že samotný vliv interakčních parametrů má s ohledem na významnou variabilitu chování systémů KPK na výslednou velikost relativní deformace značný vliv, bude tento parametr posuzován samostatně. Odezva na změnu geometrických a tuhostních parametrů 1) až 7) dle výše uvedeného výčtu bude analyzována odděleně. Závěrem se výsledky analýz zkombinují a v závislosti na uvažované traťové rychlosti se přepočtou na očekávané rychlosti podélné deformace. Postup parametrické analýzy rychlosti podélné deformace upevnění lze shrnout do úkolů následovně:

- 1) Parametrická analýza vlivu uspořádání, geometrie a tuhosti na velikost relativní podélné deformace upevnění KPK.
- 2) Parametrická analýza vlivu podélného odporu na velikost relativní podélné deformace upevnění KPK.
- 3) Výpočet průměrné rychlosti podélné deformace při kombinaci výsledků analýzy 1) a 2) v závislosti na traťové rychlosti.

5.4.1.1 Vliv konstrukčního uspořádání systému kolej – most na velikost relativní podélné deformace upevnění KPK

Parametrická analýza vlivu uspořádání, geometrie a tuhosti kombinovaného systému kolej – most na velikost relativní podélné deformace upevnění byla provedena na jednoduchém 2D modelu, vytvořeném v programu Dlubal RFEM verze 5.13. Analýza byla provedena pro trámové mosty se dvěma hlavními nosníky. Bylo tak možné využít symetrii příčného řezu, nosnou konstrukci modelovat jedním nosníkem a kolej jedním pásem kolejniče. Numerický model byl vytvořen z prutových prvků s ohybovou tuhostí reprezentujícími konstrukci mostu a kolejnici. Ohybová tuhost mostu byla pro každý dílčí výpočet nastavena tak, aby bylo dosaženo přesně předepsaného limitu deformace L/δ .

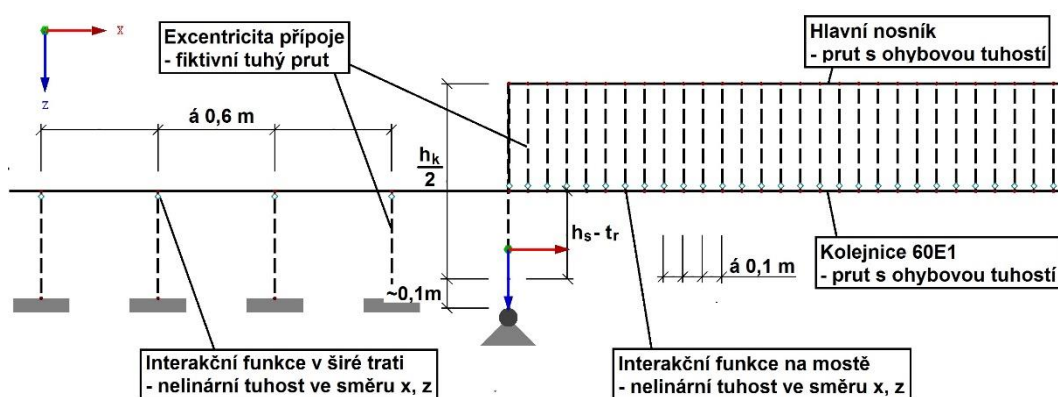


Obr. 5.25: Zjednodušen numerický 2D model pro parametrickou analýzu interakce KPK s mostem

Kolejnice byla uvažována neoslabeným profilem 60E1. Mostní konstrukce je modelována o rozpětí L , které se mění pro každý dílčí výpočet analýzy. Přesah kolejnice za obě opěry do širé trati byl uvažován hodnotou 80 m. Globální uspořádání numerického modelu je patrné z Obr. 5.25.

Excentricity přípojů v uložení konstrukce a excentricity reprezentující vzájemnou polohu koleje a mostu byly modelovány fiktivními pruty s nekonečnou tuhostí a nulovou hmotností. Kombinací konstrukční výšky h_k a stavební výšky h_s byla v rámci každého dílčího výpočtu definována poloha

mostovky. V oblasti nad podporou je excentricita uložení mostu na ložisku definována polovinou konstrukční výšky, zvětšenou o přírůstek zohledňující vzdálenost k teoretickému bodu otáčení v ložisku, který je uvažován hodnotou 0,1 m. Podepření koleje je na mostě i v širé trati modelováno prostřednictvím Winklerova modelu podloží. Interakční funkce byly do výpočtu zavedeny prostřednictvím kloubů s nelineární svislou a podélnou tuhostí, umístěných na konci fiktivních prutů. V širé trati nelineární klouby reprezentují diskrétně rozdělené upevňovací uzly koleje v kolejovém loži, rozteč provedených nelineárních podpor je tedy nastavena dle normálního rozdělení prauků hodnotou 0,6 m. Upevnění na mostě je ve skutečnosti spojitě. Aby bylo chování kontinuálního podepření modelováno dostatečně výstižně, je třeba rozteč podpor zmenšit. Pro systémy KPK se na základě provedených výpočtů a literatury [37], [64], [43] jeví jako dostatečné modelovat kontinuální upevnění nelineárními klouby v rozteči 0,1 m. Princip modelování upevnění koleje k mostu a v širé trati je patrný z detailu numerického modelu na Obr. 5.26.



Obr. 5.26: Detail numerického modelu v oblasti nad podporou

Konstrukce je podepřena v souladu s podélným uspořádáním dle jednotlivých dílčích výpočtů parametrické analýzy (viz Tab. 5.23). Pevné podpory jsou modelovány s nekonečnou tuhostí ve svislém směru, v podélném směru je nastavena tuhost $k_x = 1200 \text{ MN/m}$, reprezentující standardní hodnoty měřených prokluzů v ložisku 0,5 mm od změny teploty. Posuvné ložisko je uvažováno s nekonečnou tuhostí ve svislém směru a v podélném směru je považováno za ideálně posuvné. Ve výpočtu je zanedbán vliv tuhosti spodní stavby, která je uvažována dokonale tuhá. Cílem parametrické analýzy totiž není korektně stanovit namáhání v kolejnici, nýbrž stanovit vliv parametrů na rychlosti podélné deformace. Opomenutí tuhosti spodní stavby pro účely této analýzy nepředstavuje významný problém, neboť s nižší tuhostí spodní stavby relativní deformace upevnění, a tedy i rychlost deformace upevnění klesá.

Použité interakční parametry jsou přepočteny na jeden uzel upevnění. Hodnoty interakčních parametrů uváděné na jeden běžný metr koleje jsou tedy poděleny dvěma a následně vynásobeny roztečí nelineárních kloubů, modelujících upevnění. Hodnoty v širé trati jsou uvažovány v souladu se standardními hodnotami předpisů [3], [8]. Rychlost podélné deformace při zatížení změnou teploty jsou na základě provedených měření jistě menší než 0,005 mm/s. Nastavení interakčních parametrů při stanovení rychlosti deformace systému KPK od dopravy je problematické vzhledem k tomu, že předem nevíme, jakou rychlostí deformace je upevnění zatíženo. Navíc je třeba prostřednictvím analýzy rozhodnout, jestli je nutné vždy použít podrobnou metodu diskretizované skutečné rychlosti podélné deformace upevnění (viz varianta 2 na Obr. 5.24 a rovnice (5.19)), nebo je možné rychlost deformace upevnění KPK uvažovat průměrnou hodnotou (viz varianta 3 na Obr. 5.24 a rovnice (5.20)).

Průběh rychlosti deformace upevnění od zatížení dopravou není znám a na tomto parametru závisí hodnota podélného odporu, který potřebujeme pro stanovení právě průběhu rychlosti deformace. Je

proto jasné, že se jedná o cyklický problém, kde požadovaná veličina závisí v zásadě sama na sobě. Řešením tohoto problému je iterativní určení průběhu rychlosti deformace provedené následovně:

- **Krok 1:** provedeme kvalifikovaný odhad rychlosti deformace upevnění, nastavíme příslušné hodnoty parametrů podélné interakce a vypočteme průběh relativní podélné deformace.
- **Krok 2:** stanovíme $u_{x,real,i}$ – získaný průběh u_x tedy diskretizujeme do n intervalů podél konstrukce. Zároveň stanovíme průměrnou hodnotu podélné deformace $u_{x,mean}$. Pro oba přístupy přepočteme relativní posuny na rychlost deformace s využitím rovnice (5.18) pro definovanou traťovou rychlost. V závislosti na rychlosti nastavíme parametry podélné interakce a provedeme výpočet.
- **Krok 3:** Opakujeme krok 2 dokud není změna průběhu u_x minimální.

Změna materiálových parametrů na rychlosti deformace vykazuje logaritmický charakter, takže lze významnější vliv na hodnotu interakčních parametrů upevnění očekávat při její změně o řád, či spíše o dva řády. Proto je za předpokladu dobrého prvního odhadu již po druhém kroku iterace dosaženo dostatečně přesných hodnot. Kvalifikovaný odhad lze provést na základě znalosti předepsané limitní deformace v rámci KPK, definované maximální hodnotou $u_{x,lim} = 7\text{mm}$. Při dosažení $u_{x,lim}$ bude průměrná hodnota relativní deformace v konstrukci (při běžném průběhu u_x dle Obr. 5.24) rovna cca $u_{x,mean} = 3,5\text{ mm}$. Dále potřebujeme znát délku L_{1-0} , přibližně odpovídající polovině rozpětí prostě podpřené mostu a také traťovou rychlost. Pokud budeme uvažovat průměrnou délku rozpětí mostu hodnotou 30 m a běžnou traťovou rychlost na mostě hodnotou 80 km/h, můžeme odhad rychlost deformace upevnění na základě (5.18) stanovit následovně:

Odhad průměrné rychlosti podélné deformace při zatížení od dopravy:
$$\frac{3,5 \frac{80}{3,6}}{15} = 5,18 \approx 5,00 \frac{\text{mm}}{\text{s}}$$

Parametry funkce podélného odporu byly tedy s ohledem na hodnotu a rozložení rychlosti deformace upevnění pro každý dílčí výpočet nastaveny ve čtyřech variantách následovně:

- Pro analýzu rychlosti deformace od změny rovnoměrné teploty
- Pro prvotní odhad rychlosti deformace od zatížení dopravou
- Pro výpočet na základě použití metody diskretizace rychlosti do intervalů
- Pro výpočet na základě použití metody průměrné rychlosti deformace po celé délce konstrukce

Pro tuto chvíli je zřejmé, jakým způsobem byly v rámci parametrické analýzy stanoveny potřebné odhady rychlosti deformace upevnění. Je však třeba určit také vliv teploty a geometrie systému KPK. Vzhledem k tomu, že cílem této části parametrické analýzy nebylo prověření vlivu interakčních funkcí, byla teplota materiálu upevnění i geometrické provedení uvažováno pro všechny dílčí výpočty neměnné. Interakční funkce byly stanoveny simulací v programu Ansys při uvážení běžné teploty 20 °C všech materiálů komponent upevnění pro příčný řez s kolejnicí 60E1 bez vylehčení (Tab. 5.3). Všechny geometrické parametry příčného řezu byly uvažovány referenčními hodnotami (Tab. 5.6).

Rekapitulace použitých interakčních parametrů v širé trati

Parametry podélné interakce v širé trati – nezatížená kolej dle [3], [8]:

- | | |
|--|--|
| - Typ železničního svršku: | kolejové lože |
| - Model funkce podélného odporu: | bilineární (dle [8]) |
| - Plastický odpor na 1 bm trati: | $r_{0,x} = 10\text{ kN/m}$ |
| - Plastický odpor na 1 uzel upevnění: | $r_{0,x,1} = \frac{10}{2} \cdot 0,6 = 3\text{ kN}$ |
| - Limitní relativní posun při dosažení $r_{0,x}$: | $u_{x,lim} = 2\text{ mm}$ |

Parametry podélné interakce v širé trati – zatížená kolej dle [3],[8]:

- Typ železničního svršku: kolejové lože
- Model funkce podélného odporu: bilineárně pružnoplastický
- Plastický odpor na 1 bm trati: $r_{0,x} = 40 \text{ kN/m}$
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{0,x,1} = 40/2 \cdot 0,6 = 12 \text{ kN/m}$
- Limitní relativní posun při dosažení plastického odporu: $u_{x,\text{lim}} = 2 \text{ mm}$

Parametry svislé interakce v širé trati – zatížená i nezatížená kolej dle [3]:

- Typ železničního svršku: kolejové lože
- Model funkce svislé tuhosti: lineární
- Svislá tuhost na 1 bm trati – standardní kvalita podloží: $k_z = 20000 \text{ kN/m}^2$
- Svislá tuhost na 1 uzel – standardní kvalita podloží: $k_{z,1} = \frac{20000}{2} \cdot 0,6 = 6000 \text{ kN/m}$

Rekapitulace použitých interakčních parametrů na mostě

Parametry podélné interakce KPK na mostě – var. 1 – analýza účinku změny teploty:

- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Odhad podélné rychlosti deformace upevnění: $\dot{u}_x = 0,005 \text{ mm/s}$
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní
- Model funkce svislé tuhosti: nelineárně pružný (dle Obr. 5.9)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: r_x dle rovnice (5.2) [kN/m]
 - Lineární izotropní zpevnění: $c_x = 1,2$
 - Počáteční hodnota plastického podélného odporu: $r_{0,x} = 90 \text{ kN/m}$
 - Podélná tuhost upevnění: $k_x = 16,5 \text{ kN/m/mm}$
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{x,1} = \frac{r_x(u_x)}{2} \cdot 0,1 \text{ kN/m}$

Parametry podélné interakce KPK na mostě – var. 2 – odhad pro analýzu účinku zatížení od dopravy:

- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Odhad podélné rychlosti deformace upevnění: $\dot{u}_x = 5 \text{ mm/s}$
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. 5.9)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: r_x dle rovnice (5.2) [kN/m]
 - Lineární izotropní zpevnění: $c_x = 1,8$
 - Počáteční hodnota plastického podélného odporu: $r_{0,x} = 155 \text{ kN/m}$
 - Podélná tuhost upevnění: $k_x = 23,5 \text{ kN/m/mm}$
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{x,1} = \frac{r_x(u_x)}{2} \cdot 0,1 \text{ kN/m}$

Parametry podélné interakce KPK na mostě – var. 3 – analýzu účinku dopravy při skutečné \dot{u}_x :

- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Podélná rychlost deformace upevnění: dle výsledku var.2
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: diskretiz. skutečný (Obr. 5.24)
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. 5.9)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: r_x dle rovnice (5.2) [kN/m]
 - Lineární izotropní zpevnění: dle výsledku var.2
 - Počáteční hodnota plastického podélného odporu: dle výsledku var.2
 - Podélná tuhost upevnění: dle výsledku var.2
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{x,1} = \frac{r_x(u_x)}{2} \cdot 0,1 \text{ kN}$

Parametry podélné interakce KPK na mostě – var. 4 – analýzu účinku dopravy při průměrné u_x :

- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Rychlost podélné deformace upevnění: dle výsledku var.2
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: diskretizovaný skutečný (Obr. 5.24)
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. 5.9)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: r_x dle rovnice (5.2) [kN/m]
 - Lineární izotropní zpevnění: dle výsledku var.2
 - Počáteční hodnota plastického podélného odporu: dle výsledku var.2
 - Podélná tuhost upevnění: dle výsledku var.2
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{x,1} = \frac{r_x(u_x)}{2} \cdot 0,1$ kN

Uvážení přesné hodnoty svislé tuhosti nemá na úkoly této části analýzy významný vliv, protože velikost podélné deformace upevnění téměř neovlivní. Projeví se ale zejména při stanovení namáhání kolejnice od svislého lokálního ohybu, případně ohybem kolejnice v důsledku nadzdvížení v oblastech nad podporou, pokud je proveden velký přesah nosné konstrukce za ložisko. Pro účely této analýzy jsou svislé tuhosti stanoveny odhadem následovně:

Parametry svislé interakce KPK na mostě – nezátížená kolej – pro všechny varianty:

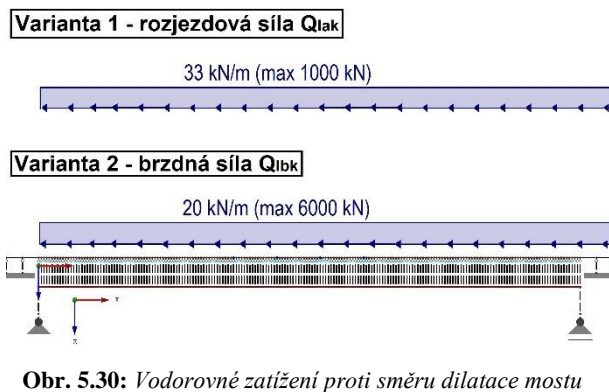
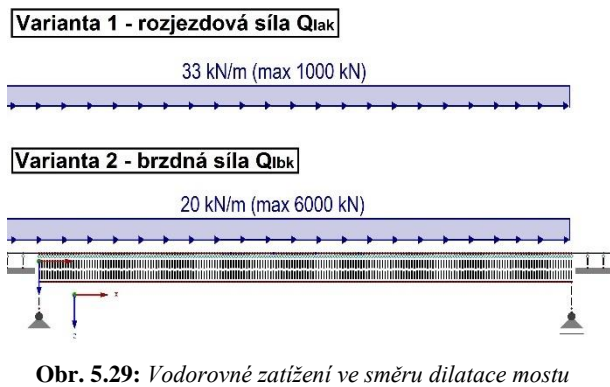
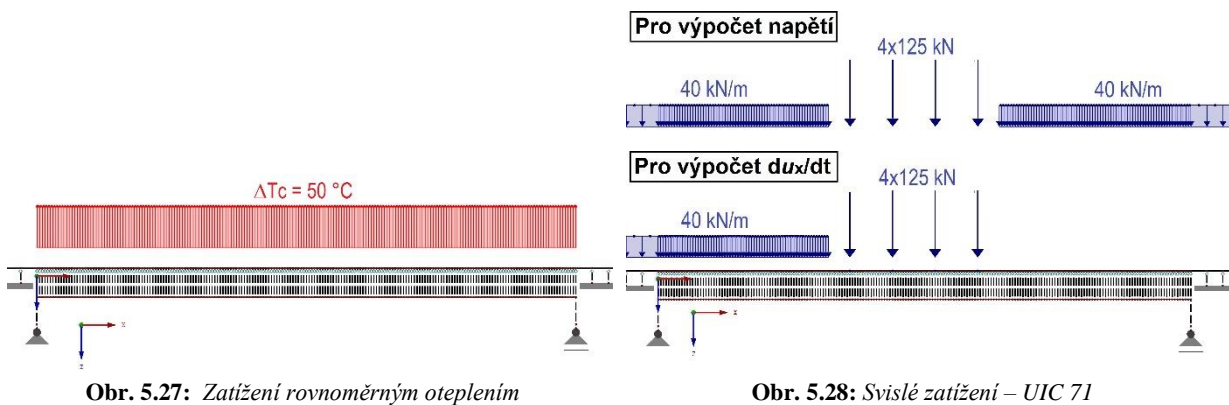
- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Odhad rychlosti svislé deformace upevnění: $u_z = 0,005$ mm/s
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce
- Model podélného odporu: - nadzdvížení: nelineárně pružný (dle Obr. 5.10)
 - zatlačení: pružný (dle Obr. 5.10)
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati: $k_{z,-} = 43000$ kN/m²
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z,-,1} = \frac{43000}{2} \cdot 0,1 = 2150$ kN/m
- Funkce svislého odporu proti nadzdvížení: $r_{z,+}$ dle rovnice (5.5) [kN/mm/m]
 - Lineární izotropní zpevnění při nadzdvížení: $c_{z,+} = 640$
 - Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvížení: $r_{0,z,+} = 50$ kN/m
 - Svislá tuhost upevnění v nadzdvížení: $k_{z,+} = 11370$ kN/m²
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{z,+,1} = \frac{r_{z,+}(u_{z,+})}{2} \cdot 0,1$ kN/m

Parametry svislé interakce KPK na mostě – zatížená kolej – pro všechny varianty:

- Typ železničního svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Odhad rychlosti svislé deformace upevnění: $u_z = 5$ mm/s
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní pod břemenem
- Model podélného odporu: - nadzdvížení: nelineárně pružný (dle Obr. 5.10)
 - zatlačení: pružný (dle Obr. 5.10)
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati: $k_{z,-} = 68000$ kN/m²
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z,-,1} = \frac{68000}{2} \cdot 0,1 = 3400$ kN/m
- Funkce svislého odporu proti nadzdvížení: $r_{z,+}$ dle rovnice (5.5) [kN/mm/m]
 - Lineární izotropní zpevnění při nadzdvížení: $c_{z,+} = 1000$
 - Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvížení: $r_{0,z,+} = 100$ kN/m
 - Svislá tuhost upevnění v nadzdvížení: $k_{z,+} = 17500$ kN/m²
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{z,+,1} = \frac{r_{z,+}(u_{z,+})}{2} \cdot 0,1$ kN/m

Zatěžovací stavy uvažované při parametrické analýze

Jak již bylo dříve popsáno, v rámci parametrické analýzy byly prověřovány účinky změny rovnoměrné teploty, svislého zatížení od dopravy a podélného zatížení od brzdných a rozjezdových sil – tedy všech zatížení, relevantních při posouzení interakce KPK s mostem. Předpokládáme, že konstrukce mostu je ocelová trémová, zatížení je stanoveno dle platných norem [5], [15], [6] a uvažujeme regionální trať s traťovou rychlostí 80 km/h. Cílem výpočtu je stanovit deformace upevnění, všechny účinky zatížení jsou tedy uvažovány charakteristickou hodnotou. Uvažované zatížení je rekapitulováno níže.



Zatížení rovnoměrnou teplotou na nosné konstrukci – T:

Při parametrické analýze je uvažováno pouze oteplení nosné konstrukce, které způsobí maximální u_x . Je použit zjednodušující předpoklad, že při změně teploty se posune pouze most. Zatížení je tedy aplikováno pouze na nosnou konstrukci mostu, nikoli na kolejnici (Obr. 5.27).

- Rovnoměrná teplota způsobí změnu délky nosné konstrukce, respektive relativní posun u_x mezi mostem a KPK (tj. deformaci upevnění), který v důsledku vyvolá namáhání v kolejnici
- Typ nosné konstrukce dle [15]: 1 – ocelová nosná konstrukce
- U trémových mostů je možné dle [15] snížit maximální teplotu konstrukce typu 1 o $3 \text{ }^\circ\text{C}$

Výchozí teplota při osazení:

$$T_0 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$$

Maximální uvažovaná teplota vzduchu:

$$T_{\max} = +37 \text{ }^\circ\text{C}$$

Maximální rovnoměrná složka teploty mostu:

$$T_{e,\max} = +37 + 16 - 3 = 50 \text{ }^\circ\text{C}$$

Maximální oteplení NK: - charakteristická hodnota

$$\Delta T_{N,\text{exp},k} = 50 - 10 = 40 \text{ }^\circ\text{C}$$

- návrhová hodnota

$$\Delta T_{N,\text{exp},d} = 40 + 10 = 50 \text{ }^\circ\text{C}$$

Svislé zatížení mostu od dopravy – P:

Svislé zatížení od dopravy je uvažováno v souladu s požadavky [5]. Pro výpočet je použit zatěžovací model 71 (UIC 71) (viz Obr. 2.6). Výpočet je uvažován pro standardní trať s lehčí dopravou o traťové rychlosti 80 km/h. Zatížení je uvažováno ve dvou polohách. Pro výpočet rychlosti deformace upevnění je soustava sil umístěna do místa maximálního momentu (bod 1) dle kritéria max M. Pro výpočet napětí v kolejnici a pro účely porovnání variant modelů průběhu rychlosti deformace upevnění se uvažuje zatížení po celé délce konstrukce. Aplikace svislého zatížení je zřejmá z Obr. 5.28.

- Pro stanovení odezvy se uvažuje regulační součinitel $\alpha = 1,00$
- Dynamické účinky lze při interakci kolej most zanedbat
- Excentricita svislých zatížení v příčném řezu není uvažována

Brzdné a rozjezdové síly – B:

Hodnoty brzdných Q_{lbk} a rozjezdových sil Q_{lak} jsou uvažovány pro model LM 71 dle [5]. V rámci parametrické analýzy jsou postupně prováděny dílčí výpočty pro konstrukce s měnícím se rozpětím. Pro každý dílčí výpočet je tedy voleno takové zatížení, které má s ohledem na přičiňující délku při daném rozpětí maximální účinek. Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami je uvažováno ve dvou variantách – ve směru a proti směru největší dilatační délky mostní konstrukce (viz Obr. 5.29 a Obr. 5.30).

- Pro stanovení odezvy se uvažuje regulační součinitel $\alpha = 1,00$
- Dynamické účinky jsou v souladu s normou zanedbány
- Excentricita svislých zatížení není uvažována
- Přičiňující délky $L_{a,b}$ jsou omezeny maximálními celkovými hodnotami sil Q_{lak} a Q_{lbk} a také délkou uvažovaného přesahu koleje za ložiskem do širé trati

Rozjezdová síla: $Q_{\text{lak}} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ [kN]}$

Brzdná síla: $Q_{\text{lbk}} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6\,000 \text{ [kN]}$

Metodický postup parametrické analýzy a popis analyzovaných parametrů

V rámci této fáze parametrické analýzy byly prověřeny vlivy proměnlivého rozpětí, konstrukční výšky, stavební výšky, ohybové tuhosti mostu a podélného uspořádání mostní konstrukce. Tuhost ložisek je zavedena konstantní hodnotou a v jednotlivých dílčích výpočtech parametrické analýzy se nemění. Jak již bylo zmíněno, tuhost spodní stavby byla zanedbána, protože maximálního relativního posunu, a tedy i maximální rychlosti deformace upevnění je dosaženo při uvážení dokonale tuhé spodní stavby. Za předpokladu zavedení tuhosti spodní stavby by tedy případně bylo možné očekávat nižší hodnoty podélné rychlosti deformace upevnění.

Analýza je provedena pro trémové ocelové mosty nejběžnějších podélných uspořádání. Byly analyzovány mosty o jednom prostém poli do rozpětí 80 m, dále mosty o více prostých polích s proměnlivým podepřením do rozpětí 60 m a v neposlední řadě také spojité mosty s různými variantami podepření o rozpětí pole do 60 m. Geometrické parametry stavební výšky h_s byly voleny v rozmezí od hodnot odpovídajících mostovkám s extrémně stlačenou stavební výškou až po konstrukce s horní mostovkou. Konstrukční výšky h_k byly voleny na základě empirických odhadů pro trémové železniční mosty. Hodnoty úrovně svislé ohybové tuhosti byly uvažovány na základě přípustné deformace stanovené normou [28], přičemž byly brány v potaz požadavky na splnění kritérií svislého zrychlení při proměnlivé traťové rychlosti. Stanovené rozsahy jednotlivých parametrů v závislosti na uspořádání posuzovaného typu konstrukce jsou rekapitulovány v Tab. 5.23.

Dílčí výpočty byly prováděny postupně pro jednotlivé varianty uspořádání. Při každé variantě byla postupně řešena stanovená rozpětí, kdy při každém rozpětí bylo provedeno alespoň 8 dílčích výpočtů

pro různé kombinace parametrů konstrukce. Kombinace dílčích výpočtů byly navrženy tak, aby byla určena maximální odezva na změnu parametrů u konstrukcí s horní mostovkou, respektive u konstrukcí s dolní mostovkou. Mezilehlé hodnoty ve stanovených intervalech vstupních parametrů nejsou (až na výjimky) uvažovány s cílem co možná nejvíce redukovat už tak značný počet kombinací. Kombinace parametrů, definující dílčí výpočty při daném uspořádání a rozpětí jsou tyto:

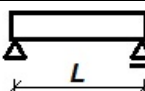
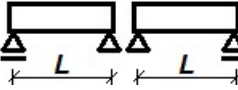
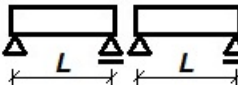
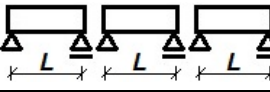
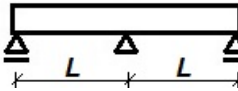
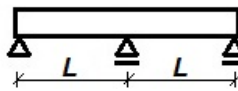
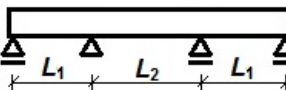
Mosty s horní mostovkou:

- 1) Rozpětí + max h_k + max h_s + max L/δ
- 2) Rozpětí + min h_k + max h_s + max L/δ
- 3) Rozpětí + max h_k + max h_s + min L/δ
- 4) Rozpětí + min h_k + max h_s + min L/δ

Mosty s dolní mostovkou:

- 1) Rozpětí + max $h_k + h_s = 0,45 + \max L/\delta$
- 2) Rozpětí + min $h_k + h_s = 0,45 + \max L/\delta$
- 3) Rozpětí + max $h_k + h_s = 1,3 + \max L/\delta$ – pouze pro mosty o jednom poli
- 4) Rozpětí + min $h_k + h_s = 1,3 + \max L/\delta$ – pouze pro mosty o jednom poli
- 5) Rozpětí + max $h_k + h_s = 0,45 + \min L/\delta$
- 6) Rozpětí + min $h_k + h_s = 0,45 + \min L/\delta$
- 7) Rozpětí + max $h_k + h_s = 1,3 + \min L/\delta$ – pouze pro mosty o jednom poli
- 8) Rozpětí + min $h_k + h_s = 1,3 + \min L/\delta$ – pouze pro mosty o jednom poli

Tab. 5.23: Rozsah sledovaných parametrů

Uspořádání mostu	Rozpětí L [m]	Konstrukční výška h_k [m]		Stavební výška h_s [m]		Přípustná deformace L/δ [-]	
		min	max	min	max	min	max
	10, 20, 40, 60, 80	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	20, 60	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	20, 60	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	20, 60	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	20, 60	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	20, 60	$L/15$	$L/10$	0,45	h_k	1400	600
	$30^{1)}$, $60^{1)}$	$L_2/15$	$L_2/10$	0,45	h_k	1400	600

¹⁾ Uvedena je hodnota rozpětí prostředního pole L_2 . Rozpětí krajního pole je uvažováno hodnotou $2/3L_2$.

Výsledky parametrické analýzy vlivu uspořádání, geometrie a tuhosti systému kolej – most na velikost relativní podélné deformace upevnění KPK

Stanovené hodnoty podélných relativních deformací, které jsou potřebné pro následné určení rychlosti deformace upevnění, jsou shrnuty v Tab. 5.24 Tab. 5.25 a Tab. 5.25. V řádcích tabulky jsou výsledky členěny dle uvažovaného uspořádání, přičemž zvlášť jsou uvedeny výsledky pro horní, respektive dolní polohu mostovky. Ve sloupcích je provedeno členění dle uvažovaného typu zatížení. V každé buňce tabulky jsou potom uvedeny čtyři nejzásadnější výsledky analýzy. **Prvním je obrázek, představující typický skutečný průběh podélné deformace** pro daný typ zatížení a pro danou kombinaci parametrů. Průběhy jsou znázorněny pouze pro mezní hodnoty uvažovaných rozpětí – modrou barvou je zobrazen průběh pro nejmenší posuzované rozpětí, zatímco červená definuje průběh u_x pro největší analyzované rozpětí. Zároveň je třeba uvést, že průběhy u_x pro mosty o více polích jsou vykresleny pro případ, kdy se břemeno nacházelo v posledním poli. Pořadnice průběhů deformace jsou vyneseny v měřítku.

Další výsledky jsou charakterizovány následujícími veličinami:

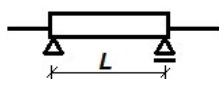
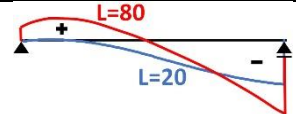
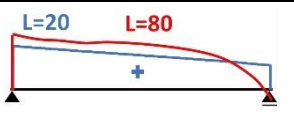
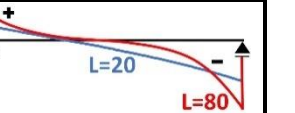
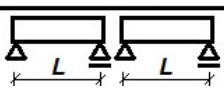
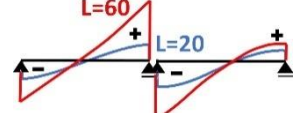
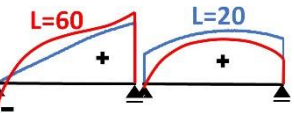
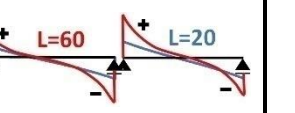
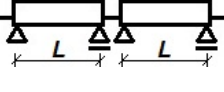
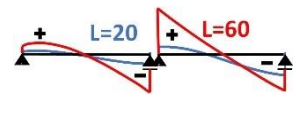
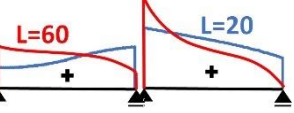
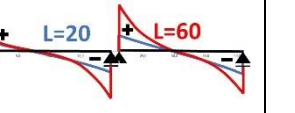
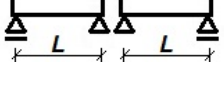
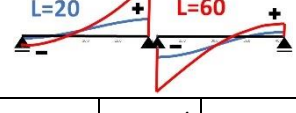
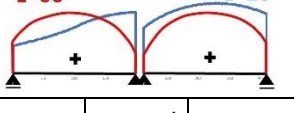
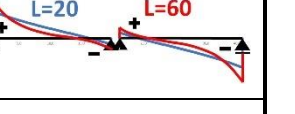
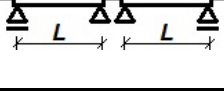
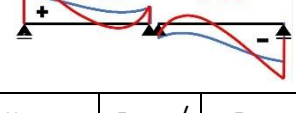
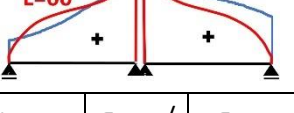
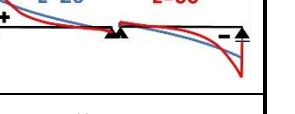
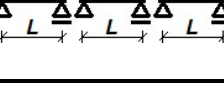
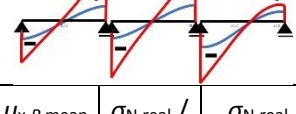
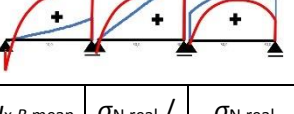

$u_{x,P,mean}$	je průměrná hodnota poměrné deformace od svislého zatížení
$u_{x,B,mean}$	průměrná hodnota poměrné deformace od brzdných, nebo rozjezdových sil
$u_{x,T,mean}$	průměrná hodnota poměrné deformace od rovnoměrné změny teploty
$\sigma_{N,real}$	maximální hodnota normálového napětí (v absolutní hodnotě) v kolejnici ve všech polích, při uvážení diskretizovaného skutečného průběhu podélné rychlosti deformace upevnění po délce konstrukce
$\sigma_{N,mean}$	maximální hodnota normálového napětí (v absolutní hodnotě) v kolejnici ve všech polích, při uvážení konstantní průměrné podélné rychlosti deformace upevnění po délce konstrukce
$\sigma_{N,5}$	maximální hodnota normálového napětí (v absolutní hodnotě) v kolejnici ve všech polích, při uvážení konstantní průměrné podélné rychlosti relativní deformace po délce konstrukce o hodnotě $u_x = 5$ mm/s

Všechny výsledky jsou uvedeny v intervalech, které definují obálky výsledků všech dílčích výpočtů pro specifikované uspořádání mostu, tedy zahrnují všechny uvažované kombinace rozpětí a geometrických parametrů při dané úrovni ohybové tuhosti. Poměr $\sigma_{N,real}/\sigma_{N,mean}$ udává procentuální rozdíl namáhání při uvážení diskretizovaného skutečného průběhu $u_{x,real}$ a průměrného průběhu $u_{x,mean}$. Pro informaci je stanovena také odchylka namáhání $\sigma_{N,real}/\sigma_{N,5}$ při uvážení skutečného průběhu $u_{x,real}$ od namáhání stanoveného při prvotním odhadu $u_{x,mean} = 5$ mm/s.

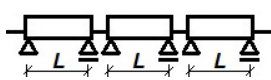
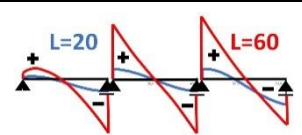
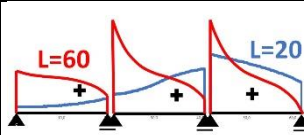
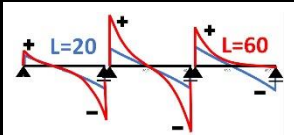
Tab. 5.24: Výsledné relativní podélné deformace upevnění KPK pro prostě uložené trémové mosty včetně porovnání namáhání kolejnice při různé diskretizaci podélné rychlosti deformace upevnění

Uspořádání mostu: prosté nosníky	Skutečný průběh podélné deformace od svislého zatížení $u_{x,P,real}$			Skutečný průběh podélné deformace od vodorovného zatížení $u_{x,B,real}$			Skutečný průběh podélné deformace od teploty $u_{x,T,real}$
Horní mostovka							
	$u_{x,P,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$ [mm]
	1,5 $\pm 1,0$	1,01 $\pm 0,03$	0,99 $\pm 0,02$	1,0 $\pm 0,6$	1,00 $\pm 0,03$	1,00 $\pm 0,06$	1,3 $\pm 0,4$

Tab. 5.25: (Pokračování)

<p>Dolní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,1 $\pm 0,8$	0,99 $\pm 0,01$	0,99 $\pm 0,02$	1,0 $\pm 0,6$	1,00 $\pm 0,04$	1,01 $\pm 0,08$	1,3 $\pm 0,5$		
<p>Horní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,8 $\pm 1,3$	0,97 $\pm 0,03$	1,01 $\pm 0,01$	0,5 $\pm 0,2$	1,03 $\pm 0,04$	1,01 $\pm 0,01$	1,8 $\pm 0,6$		
<p>Dolní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,6 $\pm 1,3$	1,01 $\pm 0,01$	0,98 $\pm 0,03$	0,5 $\pm 0,2$	1,01 $\pm 0,03$	1,05 $\pm 0,04$	1,8 $\pm 0,7$		
<p>Horní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	2,3 $\pm 1,7$	1,01 $\pm 0,02$	0,98 $\pm 0,04$	0,5 $\pm 0,2$	1,00 $\pm 0,02$	1,07 $\pm 0,09$	1,5 $\pm 0,2$		
<p>Dolní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,2 $\pm 0,8$	0,99 $\pm 0,03$	0,97 $\pm 0,03$	0,5 $\pm 0,2$	1,01 $\pm 0,03$	1,04 $\pm 0,04$	1,3 $\pm 0,3$		
<p>Horní mostovka</p> 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,9 $\pm 1,3$	1,01 $\pm 0,02$	0,97 $\pm 0,04$	0,4 $\pm 0,3$	1,00 $\pm 0,02$	1,03 $\pm 0,04$	2,1 $\pm 1,3$		

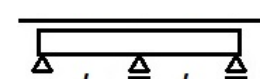
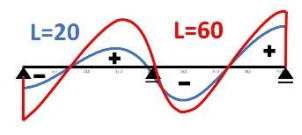
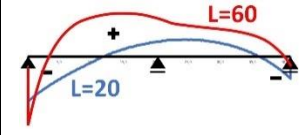
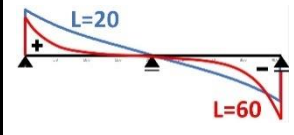
Tab. 5.25: (Dokončení)

Dolní mostovka 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	2,0 $\pm 1,7$	1,01 $\pm 0,01$	0,97 $\pm 0,03$	0,4 $\pm 0,3$	1,01 $\pm 0,03$	1,02 $\pm 0,05$	2,1 \pm 1,3		

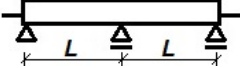
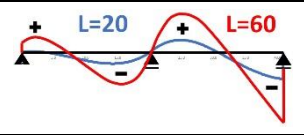
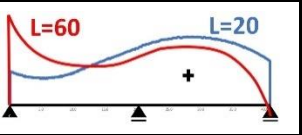
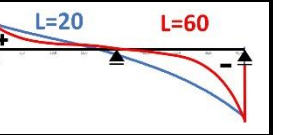

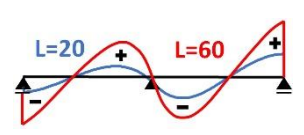
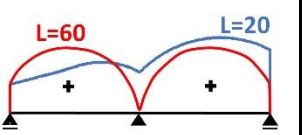
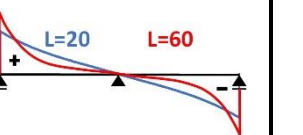
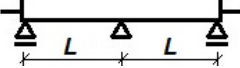
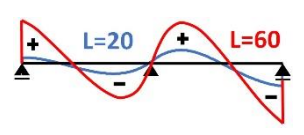
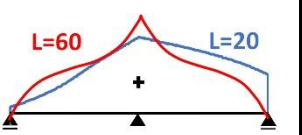
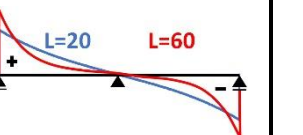
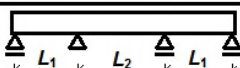
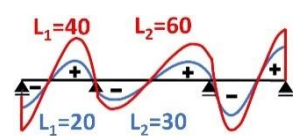
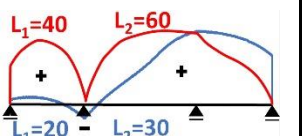
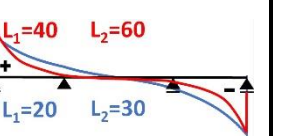
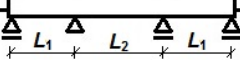
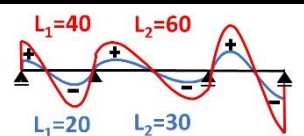
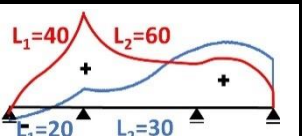
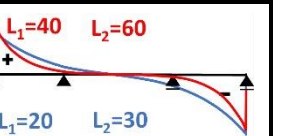
Po pozorném prostudování tabulky s výsledky parametrické analýzy prostě podepřených trémových mostů lze dojít k následujícím závěrům:

- Maximální pořadnice podélného odporu pro svislé zatížení a zatížení od teploty je vždy nad podporou. Pro brzděné a rozjezdové síly toto platí v naprosté většině případů.
- Odezva podélného relativní posunu na svislé zatížení od dopravy je mnohem významnější než odezva na brzděné či rozjezdové síly.
- Hodnoty průměrných relativních deformací od svislého zatížení dopravou $u_{x,P,mean}$ se pro prostě podepřené mosty uvažovaných rozpětí pohybují v rozmezí **od 0,5 do 6,6 mm**.
- Při porovnání konstrukcí dle polohy mostovky vykazují v naprosté většině případů vyšší hodnoty u_x mosty s horní mostovkou.
- Vliv brzděných a rozjezdových sil je podobný pro všechna uspořádání. Trochu se vymyká pouze uspořádání s jedním prostým polem, kde byly stanoveny mírně vyšší hodnoty $u_{x,B,mean}$.
- Hodnoty průměrných relativních deformací od teploty $u_{x,T,mean}$ lze v případě prostě podepřených mostů očekávat v intervalu od 1,4 do 6 mm. Pro tyto hodnoty lze dosazením do rovnice (5.13) stanovit rozsah očekávaných průměrných rychlostí podélné deformace upevnění. Vypočtená rychlost $u_{x,T,mean}$ lze poté očekávat v rozmezí **od 0,00003 do 0,00015 mm/s**.
- Při stanovení podélné deformace upevnění od teploty hraje roli pouze uspořádání mostu a rozpětí, poloha mostovky nemá na změnu $u_{x,T,mean}$ vliv.
- Odchyłka $\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$ je standardně menší než 3 %, ojediněle nabývá hodnot až 7 %. Lze tedy konstatovat, že **při použití zprůměrované rychlosti podélné deformace upevnění je v naprosté většině případů dosaženo výborné přesnosti výsledků**.
- Odchyłka $\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$ standardně nabývá hodnot menších než 5 %, v některých případech je ale chyba značná – až 16 %. Jako prvotní odhad se hodnota $u_{x,mean} = 5$ mm/s jeví jako vyhovující. Ve většině případů ji lze uvažovat i při konečném stanovení namáhání v kolejnici.

Tab. 5.25: Výsledné relativní podélné deformace upevnění KPK pro spojitě uložené trémové mosty včetně porovnání namáhání kolejnici při různé diskretizaci podélné rychlosti deformace upevnění

Uspořádání mostu: spojitě nosníky	Skutečný průběh podélné deformace od svislého zatížení $u_{x,P,real}$			Skutečný průběh podélné deformace od vodorovného zatížení $u_{x,B,real}$			Skutečný průběh podélné deformace od teploty $u_{x,T,real}$		
Horní mostovka 									
	$u_{x,P,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,B,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,T,mean}$		
	1,5 $\pm 1,2$	1,00 $\pm 0,01$	0,99 $\pm 0,02$	0,5 $\pm 0,2$	1,00 $\pm 0,01$	1,02 $\pm 0,02$	1,6 \pm 1,1		

Tab. 5.26: (Dokončení)

<p>Dolní mostovka</p> 							
	$u_{x,p,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,b,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,t,mean}$ [mm]
	1,0 $\pm 0,9$	0,99 $\pm 0,01$	0,97 $\pm 0,02$	0,5 $\pm 0,1$	1,00 $\pm 0,02$	1,03 $\pm 0,03$	1,6 $\pm 1,1$
<p>Horní mostovka</p> 							
	$u_{x,p,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,b,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,t,mean}$ [mm]
	1,3 $\pm 1,0$	1,00 $\pm 0,00$	0,98 $\pm 0,01$	0,5 $\pm 0,1$	1,00 $\pm 0,01$	1,03 $\pm 0,04$	1,5 $\pm 0,2$
<p>Dolní mostovka</p> 							
	$u_{x,p,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,b,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,t,mean}$ [mm]
	1,2 $\pm 1,1$	1,00 $\pm 0,01$	0,98 $\pm 0,03$	0,5 $\pm 0,1$	1,02 $\pm 0,02$	1,04 $\pm 0,03$	1,5 $\pm 0,2$
<p>Horní mostovka</p> 							
	$u_{x,p,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,b,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,t,mean}$ [mm]
	2,2 $\pm 1,6$	0,98 $\pm 0,02$	0,97 $\pm 0,02$	0,8 $\pm 0,4$	1,00 $\pm 0,01$	1,02 $\pm 0,03$	2,7 $\pm 2,6$
<p>Dolní mostovka</p> 							
	$u_{x,p,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,b,mean}$ [mm]	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$	$\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$	$u_{x,t,mean}$ [mm]
	1,7 $\pm 1,5$	0,99 $\pm 0,02$	0,97 $\pm 0,03$	0,8 $\pm 0,4$	1,00 $\pm 0,01$	1,03 $\pm 0,03$	2,7 $\pm 2,6$

Závěry z parametrické analýzy spojitých mostních konstrukcí jsou následující:

- Maximálních hodnot podélného odporu pro svislé zatížení dopravou a zatížení od teploty je dosaženo vždy v oblasti nad krajním posuvným ložiskem. V oblastech nad pilíři je podle očekávání průběh zalomený a špičky se v této oblasti nevyskytují.
- V případě vodorovného zatížení od vodorovných sil lze maximální hodnoty podélného odporu u mostů s dolní mostovkou očekávat nad pevným ložiskem. U mostů s horní mostovkou závisí poloha maxima u_x na uspořádání konstrukce.
- Stejně jak o u prostých mostů i pro spojitě konstrukce platí, že odezva podélného relativní posunu na svislé zatížení od dopravy je mnohem významnější než odezva na vodorovné síly.
- Hodnoty průměrných relativních deformací od svislého zatížení dopravou $u_{x,P,mean}$ se pro spojitě mosty uvažovaných rozpětí pohybují v rozmezí **od 0,2 do 4,3 mm**. Tedy v porovnání s prostými mosty lze očekávat hodnoty u_x cca o 35 % nižší.
- Vyšší hodnoty podélné deformace upevnění u_x obecně vykazují mosty s horní mostovkou.
- Vliv brzdných a rozjezdových sil je podobný pro všechna uspořádání spojitých mostů.
- Hodnoty průměrných relativních deformací od teploty $u_{x,T,mean}$ se pro spojitě mosty pohybují v intervalu od 0,1 do 5,3 mm. Dosazením do rovnice (5.13) stanovíme průměrné rychlosti podélné deformace upevnění v rozmezí od **0,00002 do 0,00012 mm/s**.
- Také u spojitých mostů nehraje poloha mostovky při stanovení $u_{x,T,mean}$ roli. Vliv na podélný odpor má pouze uspořádání mostu a rozpětí.
- Odchylka $\sigma_{N,real} / \sigma_{N,mean}$ je standardně menší než 2 %, výjimečně nabývá hodnot 4 %. Lze tedy konstatovat, že také pro analýzu KPK na spojitých konstrukcích je **použití zprůměrovaného průběhu rychlosti deformace upevnění naprosto dostačující**.
- Odchylka $\sigma_{N,real} / \sigma_{N,5}$ standardně nabývá hodnot menších než 2 %, ojediněle nabývá hodnot kolem až 6 %. Prvotní odhad rychlosti $u_{x,mean}$ je v tomto případě označit za velmi přesný.

5.4.1.2 Vliv interakčních parametrů na velikost relativní podélné deformace upevnění

Pro korektní stanovení rychlosti deformace upevnění je třeba znát vliv změny podélného odporu systému KPK. Parametrická analýza však v tomto případě nebude natolik složitá. U předchozí analýzy se všechny geometrické a tuhostní parametry systému kolej – most při dílčích výpočtech postupně měnily, zatímco podélný odpor zůstával neměnný a odpovídal jedné geometrické variantě systému KPK za definované běžné teploty. V tuto chvíli je postup opačný, mění se tedy parametry podélného odporu a uspořádání systému kolej – most zůstává při dílčích výpočtech analýzy neměnné.

Parametrická analýza je provedena pro **5 úrovní podélného odporu nevylehčeného systému KPK s kolejnici 60E1**, které rovnoměrně zachycují rostoucí charakter funkce podélného odporu v plném rozsahu uvažovaných hodnot geometrických a materiálových parametrů dle Tab. 5.5 a Tab. 5.6 v kapitole 5.2.2. Princip stanovení kombinací parametrů tak, aby odpovídajícím způsobem pokrýval všechny dosažitelné hodnoty podélného odporu byl podrobně popsán v kapitole 5.2.2.3 a konkrétní kombinace parametrů pro příslušné úrovně podélného odporu jsou uvedeny v příloze A. Podélné odpory byly v souladu se závěry předchozí analýzy pro všechny dílčí výpočty rozmístěny po délce konstrukce konstantní hodnotou. Připomeňme, že skutečný proměnlivý průběh rychlosti nezpůsobí oproti idealizovanému průměrnému konstantnímu průběhu rychlosti deformace zásadní rozdíl ve výsledcích. Nastavení funkce svislé tuhosti upevnění nemá v tomto případě na výsledky téměř žádný vliv. Přesto byly funkce pro jistotu nastaveny odpovídajícím způsobem pro posuzované kombinace parametrů KPK (viz 5.4.2).

Princip zavedení vlivu podélného odporu byl tedy objasněn. Nyní je třeba definovat numerický model, který byl pro parametrickou analýzu použit. V tomto ohledu nebylo nutné vytvářet zcela nový numerický model, stačilo převzít model z předchozí parametrické analýzy vlivu konstrukčního uspořádání a

na něm upravit příslušné funkce podélného odporu. Princip a uspořádání numerického modelu je tedy zřejmý z Obr. 5.25 a Obr. 5.26, přičemž rozpětí nosné konstrukce bylo uvažováno hodnotou $L = 40$ m, konstrukční výška i stavební výška byly uvažovány $L/10$ – tedy 4 m. Odezva je tedy stanovena za předpokladu mostu s horní mostovkou. Cílem analýzy v tuto chvíli není stanovit korektním způsobem absolutní hodnoty podélné deformace upevnění (případně namáhání kolejnice), ale stanovit relativní změnu $u_{x,\text{mean}}$ při změně podélného odporu vůči definované referenční hodnotě podélného odporu (viz Obr. 5.31). Získaná relativní závislost v zásadě platí pro všechna konstrukční uspořádání systému kolej – most. Při parametrické analýze vlivu změny podélného odporu je sledována odezva na všechny relevantní typy zatížení, které byly uvažovány následovně:

- 1) Zatížení rovnoměrným oteplením mostu – dle Obr. 5.27
- 2) Svislé zatížení od dopravy P – dle Obr. 5.28 - uvažováno samostatně, bez vlivu vodorovných zatížení od dopravy
- 3) Vodorovné zatížení brzdnými či rozjezdovými silami B – dle Obr. 5.29 a Obr. 5.30 - uvažováno samostatně, bez vlivu svislého zatížení
- 4) Kombinace svislého a vodorovného zatížení od dopravy $P+B$ – účinek zatížení byl vypočten na základě kombinace těchto zatížení v preprocesoru

Takto nastavená zatížení umožní prověřit jaký je vliv jednotlivých typů zatížení při změně podélného odporu na velikost deformace upevnění a také zhodnotit jestli je vhodnější kombinovat účinky svislého a vodorovného zatížení od dopravy v preprocesoru, nebo je možné použít superpozici výsledků samostatně počítaných zatěžovacích stavů v postprocesoru.

Výsledné hodnoty jsou uvedeny v tabulce níže, kde:

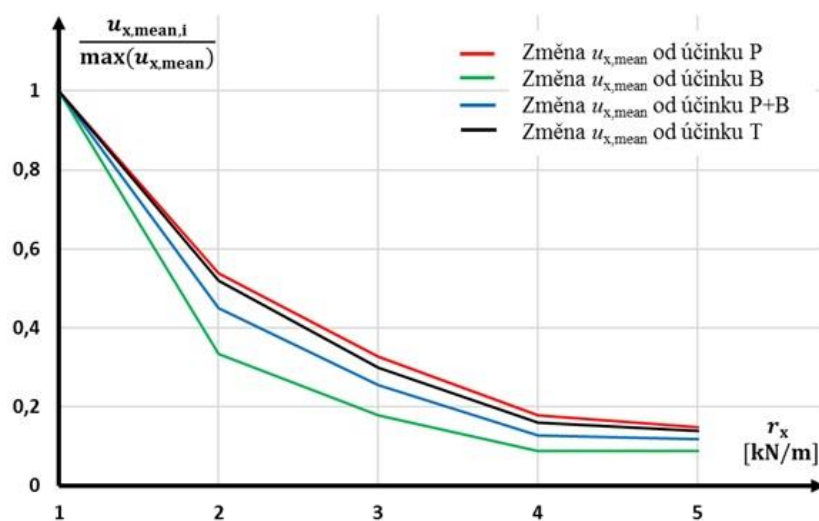
- $u_{x,P+B,\text{mean}}$ je průměrná hodnota poměrné deformace při kombinaci svislého a vodorovného zatížení v preprocesoru
- $\sigma_{N,P+B}$ extrémní hodnota normálového napětí v kolejnici při kombinaci svislého a vodorovného zatížení v preprocesoru
- $\sigma_{N,P}; \sigma_{N,B}$ maximální hodnota normálového napětí (v absolutní hodnotě) v kolejnici při výpočtu daného účinku zatížení v samostatném zatěžovacím stavu

Tab. 5.26: Výsledky parametrické analýzy vlivu interakčních parametrů na velikost relativní podélné deformace KPK

Úroveň podélného odporu r_x [kN/m]				Průměrné deformace upevnění				Porovnání		
C_x [-]	$r_{0,x}$ [kN]	k_x [kN/mm/m]	$u_{x,P,\text{mean}}$ [mm]	$u_{x,B,\text{mean}}$ [mm]	$u_{x,P+B,\text{mean}}$ [mm]	$u_{x,T,\text{mean}}$ [mm]	$u_{x,P+B,\text{mean}}/$ $u_{x,B,\text{mean}}$	$\sigma_{N,P+B} /$ $(\sigma_{N,P} + \sigma_{N,B})$		
								max	min	
1	2,1	120	6,7	4,5	10,2	5,0	1,52	0,69	1,00	
	$r_{x,\text{min}}(u_x = 7) = 40$ kN/m									
2	3,5	295	3,6	1,5	4,6	2,6	1,28	0,66	0,96	
	$r_{x,2}(u_x = 7) = 130$ kN/m									
3	5,4	435	2,2	0,8	2,6	1,5	1,18	0,67	0,97	
	$r_{x,3}(u_x = 7) = 245$ kN/m									
4	11,0	530	1,2	0,4	1,3	0,8	1,08	0,68	1,00	
	$r_{x,4}(u_x = 7) = 440$ kN/m									
5	13,9	595	1,0	0,4	1,2	0,7	1,20	0,68	1,00	
	$r_{x,\text{max}}(u_x = 7) = 500$ kN/m									

Závěry z provedené analýzy jsou následující:

- Vyhodnocené průměrné podélné deformace upevnění KPK se při uvážení libovolného typu zatížení s rostoucím podélným odporem zmenšují.
- Účinek brzdících či rozjezdových sil se projeví zejména při nižší hodnotě podélného odporu, při rostoucí hodnotě r_x vliv vodorovného zatížení klesá geometrickou řadou.
- Vliv podélného odporu na velikost podélné deformace upevnění od teploty není natolik významný, aby zásadně změnil rychlost podélné deformace upevnění.
- Na základě porovnání $\sigma_{N,P+B} / (\sigma_{N,P} + \sigma_{N,B})$ je zřejmé, že při lineární superpozici samostatně vypočtených účinků svislých a vodorovných zatížení od dopravy se dopouštíme významné chyby, přičemž získáváme výrazně konzervativní hodnoty (odchylka je cca 30 %).
- Také při porovnání $u_{x,\text{mean},P+B} / (u_{x,\text{mean},Q} + u_{x,\text{mean},A})$ vykazuje lineární superpozice konzervativnější výsledky. Stanovené relativní posuny jsou v tomto případě nadsazené o cca 10 až 15 %.



Obr. 5.31: Relativní změna průměrné podélné deformace upevnění v závislosti na podélném odporu a typu zatížení

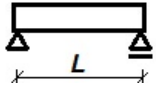
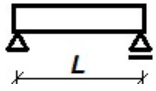
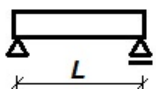
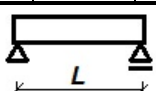
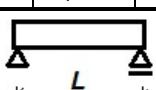
5.4.1.3 Výsledná průměrná rychlost podélné deformace v závislosti na uspořádání konstrukce, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti

Kombinací získaného vlivu konstrukčních parametrů a podélného odporu na velikost relativní podélné deformace v upevnění bylo možné na základě vztahu (5.18) stanovit rychlosti deformace v upevnění při definované traťové rychlosti. Z výsledných hodnoty byly sestaveny tabulky pro ocelové prosté trémové mosty o jednom či více polích a také pro spojitě ocelové trémové mosty. V tabulkách lze vyhledat rychlost podélné relativní deformace upevnění KPK podle:

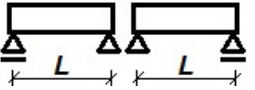
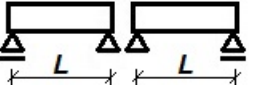

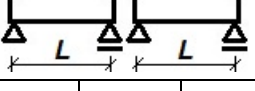
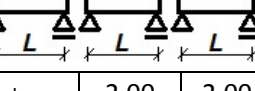
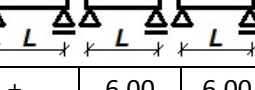
- **Typu zatížení:** svislého zatížení P , nebo kombinace svislého a vodorovného zatížení $P+B$
- **Podélného uspořádání konstrukce:** dle počtu polí, podmínek uložení a spojitosti konstrukce
- **Délky rozpětí L :** v rozmezí 10 až 80 m, respektive 20 až 60 m pro mosty o více polích
- **Polohy mostovky:** definováno stavební výškou h_s a konstrukční výškou h_k
- **Traťové rychlosti konstrukce:** v rozmezí 50 až 250 km/h
- **Úrovně podélného odporu:** v rozmezí $r_{x,\text{min}}(u_x=7) = 38$ kN/m (parametry viz varianta 1 dle přílohy A) až $r_{x,\text{max}}(u_x=7) = 500$ kN/m (parametry viz varianta 5 dle přílohy A)

V tabulce lze lineárně interpolovat mezi odpovídajícími hodnotami traťové rychlosti, rozpětí či polohy mostovky. Interpolace mezi hodnotami podélného odporu se doporučuje provést nelineárně dle závislosti na Obr. 5.31. Z tabulky lze zpětným dosazením u_x , $L_{1-0} = L/2$ a V do rovnice (5.18) získat také průměrné hodnoty podélné relativní deformace $u_{x,\text{mean}}$ pro danou kombinaci parametrů.

Tab. 5.27: Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK \dot{u}_x prostě podepřených trámových mostů o jednom poli v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti

Parametry			$r_{x,\min}(u_x = 7) = 38 \text{ kN/m}$						$r_{x,\max}(u_x = 7) = 500 \text{ kN/m}$					
Rozpětí L [m]	Kční výška h_k [m]	Stav. výška h_s [m]	Traťová rychlost V [km/h]						Traťová rychlost V [km/h]					
			50		160		250		50		160		250	
			L/δ						L/δ					
			600		900		1200		600		900		1200	
			P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
10	1,000	0,45	5,8	8,8	14,5	22,1	16,6	25,3	1,3	1,6	3,4	4,0	3,8	4,6
	1,000	1	6,8	10,4	17,1	26,0	19,3	29,4	1,6	1,9	4,0	4,8	4,5	5,4
	0,650	0,45	4,7	7,1	11,5	17,5	12,6	19,1	1,1	1,3	2,7	3,2	2,9	3,5
			600		1030		1200		600		1030		1200	
			P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
20	2,000	2,000	5,8	8,8	12,9	19,5	16,6	25,3	1,3	1,6	3,0	3,6	3,8	4,6
	1,350	1,350	4,0	6,0	8,6	13,1	11,0	16,7	0,9	1,1	2,0	2,4	2,5	3,1
	2,000	0,45	3,6	5,5	7,8	11,9	9,9	15,0	0,8	1,0	1,8	2,2	2,3	2,7
	2,000	1,3	3,2	4,9	10,4	15,8	16,2	24,6	0,7	0,9	1,6	1,9	2,0	2,4
	1,350	0,45	2,5	3,8	8,1	12,3	12,6	19,1	0,6	0,7	1,3	1,5	1,7	2,0
	1,350	1,3	3,6	5,5	11,5	17,5	18,0	27,3	0,8	1,0	1,8	2,2	2,3	2,7
			600		1010		1750		600		1010		1750	
			P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
40	4,000	4,000	3,7	5,6	8,3	12,6	2,9	4,4	0,9	1,0	1,9	2,3	0,7	0,8
	2,650	2,650	2,4	3,7	5,4	8,2	1,8	2,7	0,6	0,7	1,3	1,5	0,4	0,5
	4,000	0,45	2,7	4,1	6,1	9,3	2,5	3,8	0,6	0,7	1,4	1,7	0,6	0,7
	4,000	1,3	1,5	2,3	3,6	5,4	1,8	2,8	0,4	0,4	0,8	1,0	0,4	0,5
	2,650	0,45	1,5	2,3	3,4	5,2	1,2	1,8	0,4	0,4	0,8	0,9	0,3	0,3
	2,650	1,3	1,1	1,6	2,6	3,9	1,5	2,3	0,2	0,3	0,6	0,7	0,4	0,4
			600		680		1700		600		680		1700	
			P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
60	6,000	6,000	2,3	3,5	6,9	10,4	2,3	3,5	0,5	0,6	1,6	1,9	0,5	0,6
	4,000	4,000	1,6	2,4	5,0	7,6	7,8	11,8	0,4	0,4	1,1	1,3	0,4	0,4
	6,000	0,45	1,8	2,7	5,8	8,8	9,0	13,7	0,4	0,5	1,3	1,5	0,5	0,6
	6,000	1,3	1,2	1,8	3,8	5,8	6,0	9,1	0,3	0,3	0,8	1,0	0,3	0,4
	4,000	0,45	1,1	1,7	3,6	5,5	5,7	8,7	0,3	0,3	0,8	1,0	0,3	0,3
	4,000	1,3	0,7	1,0	2,1	3,2	3,3	5,0	0,2	0,2	0,5	0,6	0,2	0,3
			600		600		1330		600		600		1330	
			P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
80	8,000	8,000	1,3	2,0	4,2	6,5	3,2	4,9	0,3	0,4	1,0	1,2	0,8	0,9
	5,350	5,350	0,9	1,4	2,9	4,4	2,2	3,3	0,2	0,2	0,7	0,8	0,5	0,6
	8,000	0,45	1,2	1,8	3,9	5,9	3,2	4,9	0,3	0,3	0,9	1,1	0,7	0,9
	8,000	1,3	0,9	1,4	2,9	4,4	2,4	3,7	0,2	0,2	0,7	0,8	0,6	0,7
	5,350	0,45	0,8	1,2	2,4	3,7	2,0	3,0	0,2	0,2	0,6	0,7	0,5	0,5
	5,350	1,3	0,5	0,8	1,6	2,4	1,4	2,1	0,1	0,1	0,4	0,4	0,3	0,4

Tab. 5.28: Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK \dot{u}_x prostě podepřených trémových mostů o více polích v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti

Parametry			$r_{x,\min}(u_x = 7) = 19 \text{ kN/m}$						$r_{x,\max}(u_x = 7) = 247 \text{ kN/m}$					
Rozpětí L [m]	Kční výška h_k [m]	Stav. výška h_s [m]	Traťová rychlost V [km/h]						Traťová rychlost V [km/h]					
			50		160		250		50		160		250	
			L/δ						L/δ					
			600		1030		1200		600		1030		1200	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
20L + 20R	2,00	2,00	4,1	6,2	15,7	23,9	21,1	32,1	1,5	1,8	3,6	4,4	4,9	5,9
	1,35	1,35	3,5	5,3	12,5	19,1	16,0	24,3	1,3	1,6	2,9	3,5	3,7	4,4
	2,00	0,45	3,5	5,3	12,9	19,5	16,6	25,3	1,3	1,6	3,0	3,6	3,8	4,6
	1,35	0,45	2,7	4,2	9,8	14,8	12,4	18,8	1,0	1,2	2,3	2,7	2,9	3,4
			600		680		1700		600		680		1700	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
60L + 60R	6,00	6,00	3,9	5,9	11,8	17,9	4,6	7,1	0,9	1,1	2,7	3,3	1,1	1,3
	4,00	4,00	3,1	4,7	9,4	14,2	2,4	3,6	0,7	0,9	2,2	2,6	0,6	0,7
	6,00	0,45	1,62	2,5	4,89	7,4	1,91	2,9	0,37	0,4	1,13	1,4	0,44	0,5
	4,00	0,45	1,14	1,7	3,44	5,2	1,16	1,8	0,26	0,3	0,79	1,0	0,27	0,3
			600		1030		1200		600		1030		1200	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
20R + 20R	2,00	2,00	5,4	8,2	12,3	18,7	16,2	24,6	1,2	1,5	2,8	3,4	3,7	4,5
	1,35	1,35	4,5	6,8	9,8	14,8	12,4	18,8	1,0	1,2	2,3	2,7	2,9	3,4
	2,00	0,45	4,0	6,0	8,6	13,1	11,0	16,8	0,9	1,1	2,0	2,4	2,5	3,1
	1,35	0,45	2,0	3,0	4,2	6,3	5,2	7,9	0,5	0,5	1,0	1,2	1,2	1,4
			600		680		1700		600		680		1700	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
60R + 60R	6,00	6,00	3,1	4,6	9,2	13,9	2,1	3,2	0,7	0,8	2,1	2,5	0,5	0,6
	4,00	4,00	2,0	3,1	6,1	9,3	1,5	2,3	0,5	0,6	1,4	1,7	0,4	0,4
	6,00	0,45	2,9	4,4	8,7	13,2	2,8	4,3	0,7	0,8	2,0	2,4	0,7	0,8
	4,00	0,45	1,9	2,8	5,6	8,5	1,9	2,8	0,4	0,5	1,3	1,6	0,4	0,5
			600		1030		1200		600		1030		1200	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
20R + 20R + 20R	2,00	2,00	4,5	6,8	9,8	14,8	12,4	18,8	1,0	1,2	2,3	2,7	2,9	3,4
	1,35	1,35	3,6	5,5	7,2	10,9	8,5	13,0	0,8	1,0	1,7	2,0	2,0	2,4
	2,00	0,45	3,4	5,2	6,9	10,5	8,3	12,6	0,8	0,9	1,6	1,9	1,9	2,3
	1,35	0,45	1,8	2,7	3,9	5,9	4,9	7,5	0,4	0,5	0,9	1,1	1,1	1,4
			600		680		1700		600		680		1700	
			P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$	P	$P+B$
60R + 60R + 60R	6,00	6,00	2,9	4,5	8,8	13,4	1,5	2,3	0,7	0,8	2,0	2,4	0,3	0,4
	4,00	4,00	1,9	2,9	5,7	8,7	0,9	1,4	0,4	0,5	1,3	1,6	0,2	0,3
	6,00	0,45	3,6	5,5	11,0	16,7	6,0	9,2	0,8	1,0	2,5	3,0	1,4	1,7
	4,00	0,45	2,3	3,5	6,9	10,6	4,0	6,0	0,5	0,6	1,6	1,9	0,9	1,1

Tab. 5.29: Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK \dot{u}_x spojitých trémových mostů v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti

Parametry			$r_{x,\min}(u_x = 7) = 19 \text{ kN/m}$						$r_{x,\max}(u_x = 7) = 247 \text{ kN/m}$					
Rozpětí L [m]	Kční výška h_k [m]	Stav. výška h_s [m]	Traťová rychlost V [km/h]						Traťová rychlost V [km/h]					
			50		160		250		50		160		250	
			L/δ						L/δ					
			600		1030		1200		600		1030		1200	
20L + 20R	2,00	2,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	1,35	1,35	4,0	6,0	9,6	14,5	13,0	19,8	0,9	1,1	2,2	2,7	3,0	3,6
	2,00	0,45	3,2	4,9	7,3	11,0	9,4	14,4	0,7	0,9	1,7	2,0	2,2	2,6
	1,35	0,45	2,9	4,4	6,4	9,8	8,3	12,6	0,7	0,8	1,5	1,8	1,9	2,3
			600		680		1700		600		680		1700	
60L + 60R	6,00	6,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	4,00	4,00	2,2	3,4	6,7	10,1	1,6	2,4	0,5	0,6	1,5	1,8	0,4	0,4
	6,00	0,45	1,4	2,2	4,3	6,6	1,0	1,5	0,3	0,4	1,0	1,2	0,2	0,3
	4,00	0,45	2,2	3,4	6,7	10,2	2,0	3,1	0,5	0,6	1,5	1,9	0,5	0,6
			600		1030		1200		600		1030		1200	
20R + 20R	2,00	2,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	1,35	1,35	5,2	7,9	11,7	17,9	15,3	23,2	1,2	1,4	2,7	3,3	3,5	4,2
	2,00	0,45	4,0	6,0	8,6	13,1	11,0	16,7	0,9	1,1	2,0	2,4	2,5	3,1
	1,35	0,45	2,3	3,6	5,3	8,1	7,0	10,6	0,5	0,6	1,2	1,5	1,6	1,9
			600		680		1700		600		680		1700	
60R + 60R	6,00	6,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	4,00	4,00	2,6	4,0	7,9	12,1	2,5	3,8	0,6	0,7	1,8	2,2	0,6	0,7
	6,00	0,45	1,8	2,7	5,4	8,3	2,0	3,0	0,4	0,5	1,3	1,5	0,5	0,6
	4,00	0,45	1,6	2,4	4,7	7,1	1,2	1,8	0,4	0,4	1,1	1,3	0,3	0,3
			600		1030		1200		600		1030		1200	
20L + 30R + 20R	2,00	2,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	1,35	1,35	4,9	7,4	10,6	16,1	13,5	20,5	1,1	1,3	2,4	2,9	3,1	3,7
	2,00	0,45	3,2	4,9	7,3	11,0	9,4	14,4	0,7	0,9	1,7	2,0	2,2	2,6
	1,35	0,45	2,9	4,4	6,4	9,8	8,3	12,6	0,7	0,8	1,5	1,8	1,9	2,3
			600		680		1700		600		680		1700	
40L + 60R + 40R	4,00	4,00	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B	P	P+B
	2,65	2,65	3,3	5,1	10,0	15,2	3,0	4,6	0,8	0,9	2,3	2,8	0,7	0,8
	4,00	0,45	2,2	3,3	6,5	9,9	2,1	3,2	0,5	0,6	1,5	1,8	0,5	0,6
	2,65	0,45	2,9	4,4	8,7	13,2	2,6	4,0	0,7	0,8	2,0	2,4	0,6	0,7

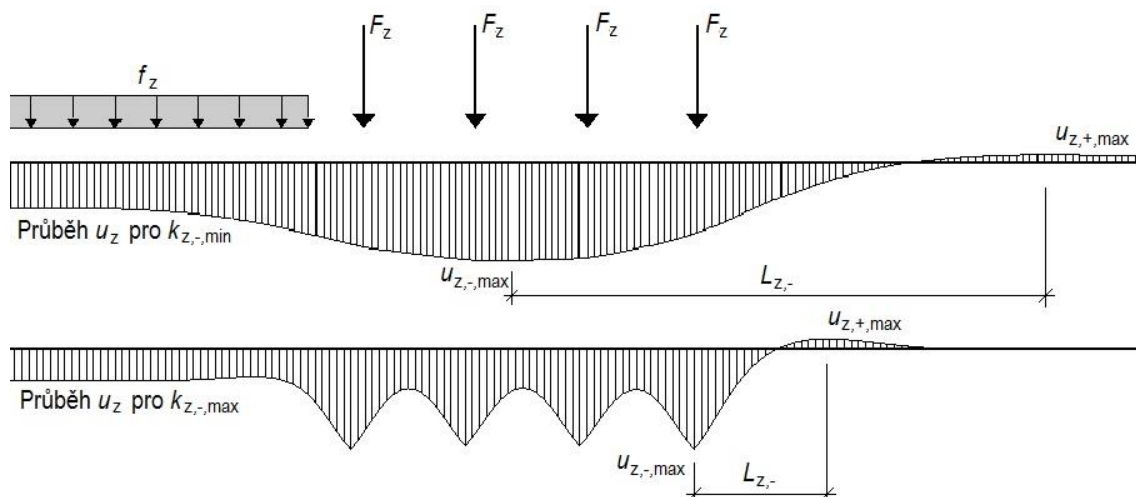
5.4.2 Parametrická analýza rychlosti svislé deformace upevnění KPK

Při stanovení svislé rychlosti deformace vyjdeme v zásadě ze stejného principu, jako v případě podélné rychlosti deformace upevnění. Rychlost deformace ve svislém směru je dána změnou svislé deformace upevnění v čase. Při pohybu břemene po pružně podepřené kolejnici se v závislosti na svislé tuhosti upevnění v jisté vzdálenosti od uvažovaného zatížení začne kolejnice mírně zvedat, načež po chvíli dosáhne maximální svislé deformace v nadzdvížení $u_{z,+,\max}$ a od té doby je zatlačována až do dosažení maximální hodnoty v zatlačení $u_{z,-,\max}$. Celková deformace v zatlačení je tedy součtem absolutních hodnot $|u_{z,+,\max}|$ a $|u_{z,-,\max}|$.

Poloha $u_{z,-,\max}$ závisí opět na tuhosti upevnění, při vysoké hodnotě spojité svislé tuhosti bude hledaná hodnota zatlačení jistě přímo pod první z osamělých sil uvažovaného modelu zatížení, zatímco v případě poddajného upevnění lze maximální hodnotu zatlačení očekávat poblíž výslednice soustavy sil daného modelu zatížení. Připomeňme, že úkolem není najít maximální okamžitou rychlost deformace, ale průměrnou hodnotu, kterou je možno uvažovat konstantně rozmístěnou pod břemenem. Průměrná hodnota rychlosti potom bude záviset na stanovené deformaci v zatlačení a době Δt , za kterou břemeno urazí vzdálenost mezi polohami kde dochází k maximálním svislým deformacím $u_{z,+,\max}$ a $u_{z,-,\max}$. Tato vzdálenost definuje délku zatlačované kolejnice $L_{z,-}$ (viz Obr. 5.32). Při znalosti rychlosti břemene (dáno traťovou rychlostí) můžeme průměrnou rychlost upevnění v zatlačení stanovit dle rovnice (5.21).

$$\dot{u}_z = \frac{du_{z,-}}{dt} \approx \frac{\Delta u_{z,-}}{\Delta t} = \frac{(|u_{z,+,\max}| + |u_{z,-,\max}|) \cdot V}{L_{z,-}} \quad (5.21)$$

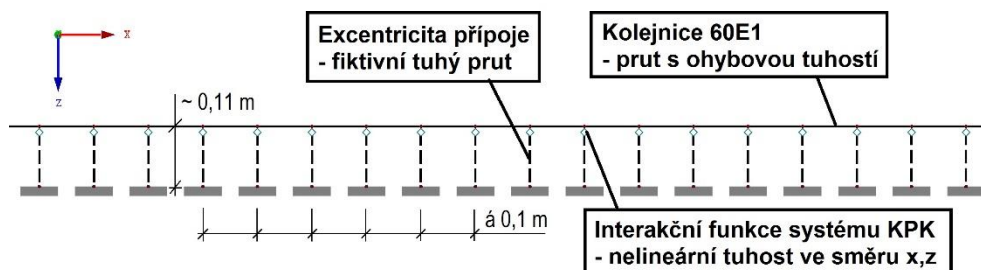
Kde: \dot{u}_z je rychlost svislé deformace v zatlačení
 $u_{z,-,\max}$ maximální svislá deformace upevnění v zatlačení
 $u_{z,+,\max}$ maximální svislá deformace upevnění v nadzdvížení
 $L_{z,-}$ délka zatlačené kolejnice



Obr. 5.32: Princip stanovení délky zatlačené kolejnice

Kritickou veličinou pro stanovení rychlosti deformace upevnění v zatlačení je tedy zjevně průběh svislé deformace v upevnění pod břemenem. Stanovení svislé deformace upevnění naštěstí není tak komplikované jako tomu bylo v případě podélné deformace upevnění, a to z důvodu menšího počtu vstupních parametrů, které je třeba při výpočtu zohlednit. Svislá deformace upevnění je totiž způsobena výhradně lokálním účinkem od působícího svislého zatížení doprava. Podélné zatížení jí nemůže žádným způsobem ovlivnit. Tím pádem není třeba účinky zatížení analyzovat na numerickém modelu

zahrnujícím mostní konstrukci. Pro účely této parametrické studie byla odezva průběhu u_z na změnu parametrů stanovena pomocí numerického modelu, vytvořeného v programu Dlubal RFEM 5.13. Kolejnice byla modelována prutem s ohybovou tuhostí. Excentricita, daná vzdáleností těžiště kolejnice od dna žlabu, je modelována tuhými fiktivními pruty a tuhost upevnění systému KPK je zavedena prostřednictvím nelineárních kloubů na konci tuhých fiktivních ramen. Rozteč fiktivních ramen byla dle doporučení pro systémy KPK modelována hodnotou 0,1 m. Princip fungování modelu je zřejmý z obrázku níže.



Obr. 5.33: Popis numerického modelu pro analýzu rychlosti svislé deformace upevnění v zatlačení

Cílem parametrické analýzy bylo stanovit odezvu rychlosti svislé deformace upevnění na změnu rozhodujících parametrů, prověřit jaké napětí od lokálního ohybu lze v kolejnici v závislosti na daných parametrech očekávat a té poskytnout případná doporučení pro návrh svislé tuhosti upevnění. Parametrů, které mají dopad na průběh svislé rychlosti upevnění není mnoho. Pokud pomineme úroveň svislého zatížení, nejdůležitější parametry pro stanovení u_z jsou tyto:

- 1) **Ohybová tuhost kolejnice:** tuhost, charakterizovaná použitým profilem kolejnice
- 2) **Svislá tuhost upevnění:** interakční funkce daná svislou tuhostí v zatlačení a funkcí svislého odporu proti nadzdvížení
- 3) **Traťová rychlost:** nejvyšší přípustná rychlost v rámci železniční tratě

V této studii byla analýza provedena pro svislé zatížení od zatěžovacího modelu LM71. Numerický model byl vytvořen pouze pro jednu kolejnici, aby mohlo být snadno odečteno napětí. Svislé zatížení tedy bylo odpovídajícím způsobem přepočteno na jeden pás kolejnice a bylo uvažováno stejně jako na Obr. 5.28. Co se týče profilů kolejnic, byly uvažovány profily pro železniční trať 60E1 a 49E1 neoslabené ojetím. Pro žlábkovou kolejnici 60R1 je třeba rychlost svislé deformace stanovit individuálně, zatěžovací model LM71 není pro stanovení svislé deformace kolejnice tohoto profilu vhodný.

Parametrická analýza se zejména soustředila na vyhodnocení vlivu svislé tuhosti upevnění KPK. V tomto ohledu bylo stanoveno **5 úrovní svislé tuhosti v zatlačení a 5 funkcí odporu proti nadzdvížení** (při uvážení nevylehčeného systému KPK), které odpovídají kombinacím geometrických a materiálových parametrů kontinuálního upevnění s hodnotami v rozsahu dle Tab. 5.5 a Tab. 5.6. Kombinace byly sestaveny tak, aby plynule pokryly rozsah svislé tuhosti upevnění, který lze v případě definovaných parametrů KPK získat. Princip tvorby kombinací je podrobněji popsán v 5.2.2.3. Konkrétní hodnoty parametrů upevnění pro definované úrovně svislé tuhosti je možné najít v příloze A. Výsledné rychlosti svislého zatlačení byly stanoveny dosazením získaných průběhů svislého zatlačení a traťových rychlostí v intervalu od 50 do 250 km/h do rovnice (5.21). Výsledky parametrické analýzy jsou uspořádány do tabulky, kde:

$\max(|\sigma_{p,10k}|)$ je průměrná hodnota poměrné deformace při kombinaci svislého a vodorovného zatížení v preprocesoru

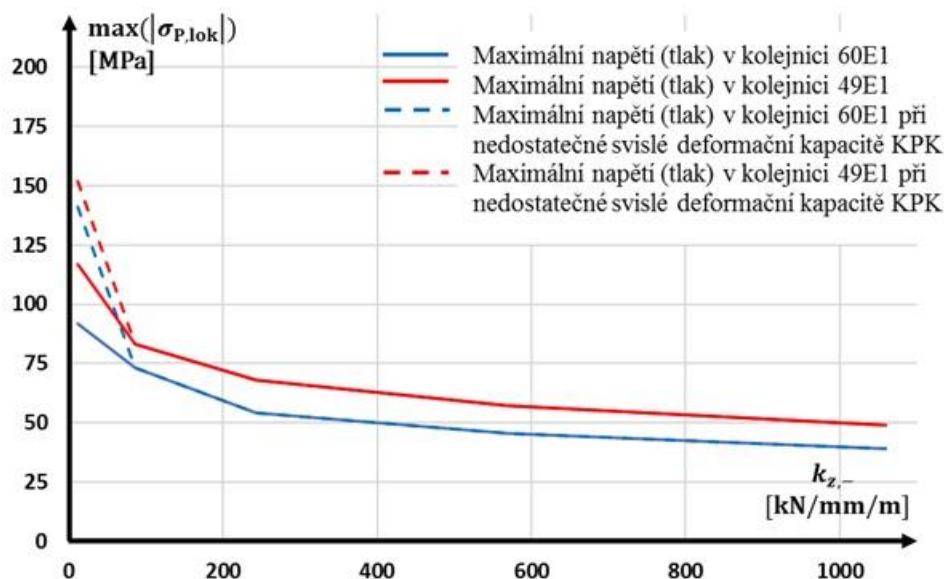
V tabulce lze lineárně interpolovat mezi hodnotami svislé tuhosti v zatlačení a také mezi hodnotami traťové rychlosti.

Tab. 5.30: Průměrné rychlosti svislé deformace upevnění KPK v zatlačení $du_{z,-}/dt$ v závislosti na úrovni svislé tuhosti upevnění, traťové rychlosti a ohybové tuhosti kolejnice

	Parametry svislé tuhosti			Traťová rychlost v [km/h]	Délka zatlačení kolejnice $L_{z,-}$ [m]		Maximální svislé zatlačení $u_{z,-,max}$ [mm]		Rychlost svislého zatlačení $du_{z,-}/dt$ [mm/s]		Napětí v kolejnici od ohybu ¹⁾ $\max(\sigma_{p,lok})^2$	
	$C_{z,+}$ [-]	$r_{0,z,+}$ [kN/m]	$k_{z,+}$ [kN/mm/m]		60E1	49E1	60E1	49E1	60E1	49E1	60E1	49E1
	1	0,73	80		2,4	50	6,0	5,4	15,5	15,8	35,9	40,5
	$k_{z,-,min} = 11,5$			160	115	130						
				250	180 ³⁾	202 ³⁾						
2	1,66	180	11,0	50	4,9	2,5	4,5	2,3	12,8	12,9	73	83
	$k_{z,-,2} = 86,5$			160					40,8	41,4		
				250					63,8	64,7		
3	3,05	320	22,0	50	2,3	2,0	1,0	1,1	5,7	7,4	54	68
	$k_{z,-,3} = 243$			160					18,4	23,6		
				250					28,7	36,8		
4	13,72	480	63,7	50	1,8	1,6	0,5	0,6	3,9	4,9	46	57
	$k_{z,-,44} = 570$			160					12,3	15,8		
				250					19,3	24,7		
5	53,07	670	152,6	50	1,6	1,4	0,3	0,4	2,9	3,8	39	49
	$k_{z,-,max} = 1058$			160					9,2	12,1		
				250					14,3	18,8		

¹⁾ Uvedené hodnoty napětí jsou stanoveny pro definované parametry svislé tuhosti neojeté kolejnice.
²⁾ Pokud systém kontinuálně podepřené kolejnice není navržen s dostatečnou kapacitou ve smyslu zatlačení kolejnice, vzroste napětí až o 50 %. Dostatečná kapacita je zajištěna pokud $(t_{II}+t_{III}) > u_{z,-,lok}$. Parametry t_{II} , t_{III} viz Tab. 5.6.
³⁾ Použití poddajného upevnění se pro příslušnou traťovou rychlost nedoporučuje.

Z výsledků je zřejmé, že čím tužší systém KPK navrhne, tím nižší rychlost deformace a také menší hodnoty napětí od ohybu kolejnice lze očekávat. Při návrhu poddajného upevnění je třeba vždy prověřit, jestli není překročena svislá deformační kapacita daná vzdáleností paty kolejnice od dna žlabu. Pokud by byla kapacita překročena, lze očekávat značné rozkmity napětí při přejezdu břemene a nepříznivé dynamické chování kolejnice, jehož důsledkem by bylo snížení únavové životnosti kolejnice.



Obr. 5.34: Závislost lokálního ohybového napětí v kolejnici na svislé tuhosti kontinuálního podepření

6 Metoda kompletní analýzy KPK v interakci s mostní konstrukcí

Existují v zásadě dvě metody posouzení interakce bezстыkové koleje s mostní konstrukcí. Metoda posouzení limitních přírůstků je založena na porovnání napětí v kolejnici od superpozice účinků změny teploty a vodorovných sil od dopravy s definovanými limity, zatímco metoda kompletní analýzy definuje komplexnější posouzení, umožňující navíc zohlednit účinky svislého zatížení, lokálního ohybového namáhání kolejnici od svislého zatížení, nebo také rozdílnou změnu teploty bezстыkové koleje a mostu.

Pro posouzení interakce kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí se jeví jako jediná použitelná koncepce **metoda kompletní analýzy**, a to z několika důvodů. Nejzásadnějším je vyčíslení lokálního účinku svislého zatížení s ohledem na ohybové namáhání kolejnici, protože lze v případě kontinuálního podepření očekávat značně rozdílné hodnoty než v případě diskrétního upevnění. Při použití kontinuálního podepření také z důvodu dostatečné vodorovné tuhosti nehrozí stabilitní porušení vybočením v příčném směru a limitní hodnota tlakového namáhání uvažovaná dle přírůstkové analýzy je pro posouzení KPK irelevantní. Navíc hodnoty účinků všech uvažovaných typů zatížení závisí v případě KPK na interakčních funkcích, proměnlivých vzhledem ke geometrii příčného řezu KPK, teplotě a rychlosti deformace upevnění a nelze je tedy uvažovat jednou fixní hodnotou jako je tomu v případě metody mezních přírůstků.

6.1 Princip posouzení

Kombinovaná odezva systému kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí se posoudí na základě metody kompletní analýzy. Způsob posouzení KPK vychází z obecného konceptu, uvedeného v kapitole 2.3.2, do metody je však třeba zahrnout některé specifické vlastnosti systémů KPK související s geometrickou variabilitou provedení příčného řezu upevnění, nebo viskoelastickým a termomechanickým chováním polymerních materiálů komponent systémů KPK. Princip použití metody kompletní analýzy KPK v interakci s mostní konstrukcí je předveden na modelovém příkladu v příloze C.

Posouzení celkového napětí v kolejnici se provede superpozicí dílčích složek normálového napětí od příslušných zatížení s uvážením vnitřního napětí od výroby a porovnáním s návrhovou mezí kluzu kolejnici. Hodnota vlastní ho pnutí v kolejnici od výroby σ_E se na základě [3], [6] uvažuje 100 MPa.

- Návrhová hodnota meze kluzu - prosté porušení: dle rovnice (2.10)
- stabilitní porušení: dle rovnice (2.11)
- Posouzení normálových napětí v kolejnici: dle rovnice (2.12)

Při posouzení musí být zároveň dle [5], [6] splněny následující **limitní hodnoty posunů**:

- Relativního posunu mezi mostem a opěrou od brzdných/rozjezdových sil: $\delta_B < 5$ mm
 - Při použití KDZ: $\delta_B < 30$ mm
- Podélného posunutí horního povrchu NK od svislého zatížení dopravou: $\delta_H < 8$ mm
 - Při použití KDZ: $\delta_H < 10$ mm
- Svislého posunutí konce NK od proměnných zatížení: - $V > 160$ km/h $\delta_V < 2$ mm
 - $V \leq 160$ km/h $\delta_V < 3$ mm

Zároveň nesmí být překročeny definované **deformační kapacity kontinuálního upevnění** ve svislém a vodorovném směru. Svislé zatlačení kolejnice od lokálních účinků svislého zatížení $u_{z,-,lok}$ nesmí překročit deformační kapacitu upevnění, definovanou součtem tloušťek podložky pod patou kolejnice t_{III} a elastické zálivky pod patou kolejnice t_{II} (viz Obr. 5.34). Celková podélná relativní deformace upevnění od součtu účinků zatížení $\sum u_x$, vypočtená dle rovnice (6.1), nesmí překročit hodnotu $u_{x,lim} = 14$ mm (uvažováno dle [44]). Všechny deformace se posoudí při uvážení charakteristických hodnot zatížení. Dílčí součinitele se tedy uvažují hodnotou 1,0, kombinační součinitele v současnosti nejsou k dispozici a doporučuje se uvažovat je konzervativně hodnotou 1,0. Podmínky pro limitní deformace upevnění lze definovat následovně:

- Maximální zatlačení kolejnice od lokálních účinků svislého zatížení: $u_{z,-,lok} < t_{II} + t_{III}$ mm
- Celková podélná relativní deformace upevnění: $u_{x,max} < 14$ mm

$$u_{x,max} = \max(u_D + u_R, u_D + u_R + u_B, u_D + u_R + u_B + u_{P,glob}) \quad (6.1)$$

Kde: u_R je podélná relativní deformace v upevnění od změny teploty kolejnice. V případech, kdy na mostní konstrukci nezasahuje dýchající konec kolejnice, je hodnota podélné deformace upevnění od změny teploty kolejnice $u_R = 0$

u_D podélná relativní deformace v upevnění od změny teploty mostu

u_B podélná relativní deformace v upevnění od brzdných či rozjezdových sil

$u_{P,glob}$ podélná relativní deformace v upevnění od globálních účinků svislého zatížení dopravou

Poslední součástí analýzy je **stanovení vodorovné reakce R_x** od interakce KPK s mostem a její následné zohlednění při posouzení vodorovné únosnosti ložiska.

6.1.1 Varianty numerické analýzy

Účinky zatížení na kombinovanou odezvu mostní konstrukce a kontinuálně podepřené koleje se určí na numerickém či analytickém modelu dle principu vysvětleného na Obr. 2.1. Vzhledem ke značnému množství vstupních parametrů a značné složitosti problému je vhodné provést výpočet formou analýzy na 2D, nebo 3D numerickém modelu. Pro přesnější výpočty se doporučuje použití 3D modelu, který umožňuje výstižnější zohlednění vlivu podélné a svislé tuhosti mostovky, což může mít poměrně zásadní význam při posouzení odezvy KPK například na mostě s dolní prvkovou mostovkou.

Existují tři použitelné varianty provedení numerické analýzy, které se vyznačují různým způsobem kombinace jednotlivých dílčích přírůstků napětí. Každá z variant má své přednosti a nedostatky.

1) Lineární superpozice všech dílčích účinků zatížení v postprocesoru

- Dílčí složky napětí v kolejnici od změny teploty v širé trati σ_R , od změny teploty mostu σ_D , od brzdných a rozjezdových sil σ_B , od svislých globálních účinků zatížení dopravou $\sigma_{P,glob}$ a od svislých lokálních účinků zatížení od dopravy $\sigma_{P,lok}$ se vypočítají v zatěžovacích stavech odděleně.
- Celkové normálové napětí v kolejnici $\sum \sigma_x$ se určí prostým součtem získaných průběhů napětí (v postprocesoru), zvětšeným o hodnotu vnitřního napětí σ_E dle vztahu (2.12) v 2.3.2.
- Varianta analýzy 1) je rychlá a snadná na provedení. Stanovené hodnoty napětí v kolejnici jsou významně konzervativní. Vypočtené hodnoty relativních deformací upevnění, posunů a nadzdvížení konstrukce v oblasti nad podporou však mohou být oproti dalším variantám analýzy podhodnocené.

2) Kombinace zatížení od dopravy v preprocesoru a následná lineární superpozice s ostatními dílčími účinky zatížení v postprocesoru

Na reálné konstrukci nemůže nikdy dojít ke stavu kdy působí svislé zatížení od dopravy a brzdné či rozjezdové síly na konstrukci odděleně. Mohou nastat dva případy – svislé složky zatížení dopravou působí samostatně, nebo společně s vodorovným zatížením. Postup výpočtu je následující:

- Svislé zatížení od dopravy se uváží současně s brzdnými a rozjezdovými silami a vypočte se účinek zatížení kombinovaného v preprocesoru $\sigma_{B+P, glob}$.
- Zbylé složky napětí σ_R , σ_D , a $\sigma_{P, lok}$ od jednotlivých účinků se stanoví v zatěžovacích stavech zvlášť.
- Celkové normálové napětí v kolejnici $\sum \sigma_x$ získáme superpozicí vypočtených složek napětí a přičtením vnitřního pnutí od výroby σ_E . Vztah (2.12) upravíme do tvaru (6.2). Deformaci upevnění posoudíme podle vztahu (6.3).
- Varianta analýzy 2) poskytuje přesnější hodnoty napětí v kolejnici než v případě varianty 1). Na základě výsledků parametrické studie uvedených v 5.4.1.2 lze očekávat oproti 1) napětí $\sigma_{B+P, glob}$ až o 30 % nižší než v případě superpozice $\sigma_B + \sigma_{P, glob}$. Hodnoty relativních deformací a posunů konstrukce však mohou být oproti reálnému chování stále podhodnocené.

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_R + \sigma_D + \sigma_{P, lok} + \sigma_{B+P, glob} \quad (6.2)$$

$$\max(u_D, u_{B+P, glob}, u_D + u_{B+P, glob}) < 14 \text{ mm} \quad (6.3)$$

Kde: $\sigma_{B+P, glob}$ je účinek současně působícího svislého zatížení od dopravy a brzdných a rozjezdových sil, kombinovaných v preprocesoru
 u_D podélná relativní deformace upevnění od zatížení rovnoměrnou změnou teploty mostu
 $u_{B+P, glob}$ podélná relativní deformace upevnění od současně působícího svislého zatížení dopravou a brzdných či rozjezdových sil, kombinovaných v preprocesoru

3) Analýza se zohledněním historie deformace upevnění:

Změna normálové teploty vyvolá deformaci upevnění $u_{x,0}$ a změnu napětí v KPK σ_D a σ_R . V okamžiku, kdy kolejnici přitížíme zatížením od dopravy je tedy již částečně vyčerpána kapacita podélné deformace upevnění (viz Obr. 2.21), přírůstek podélného odporu v důsledku změny rychlosti deformace je tedy třeba uvažovat k existující hodnotě deformace upevnění, nikoli k nedeformovanému stavu upevnění (hodnotě $u_x = 0$ mm). Princip nelineární kombinace podélného odporu a rozdíl vůči lineární superpozici zatěžovacích stavů je vysvětlen na Obr. 2.22. Aktualizovaný princip kombinace podélných odporů, při posouzení KPK je uveden na Obr. 6.1. Interakce KPK s mostem se zohledněním historie zatížení upevnění se stanoví v krocích následovně:

- Pro výpočet využijeme například analýzu s fázemi výstavby, umožňující měnit parametry konstrukce a zatížení v průběhu výpočtu, případně jinou odpovídající alternativu. Analýza s fázemi výstavby bývá součástí specializovaných softwarů pro posouzení stavebních konstrukcí metodou konečných prvků. Před použitím je třeba prověřit, jestli způsob výpočtu ve fázích výstavby uvažovaného softwaru koresponduje s principem popsáním na Obr. 6.1.
- Zatížení od změny teploty kolejnice a mostu uvažujeme společně v rámci jedné kombinace v preprocesoru. Výpočet provedeme za předpokladu funkce podélného odporu, odpovídajícího dané teplotě a pomalé rychlosti deformace upevnění (viz 6.3) a přiřadíme jej do první fáze nelineárního výpočtu s fázemi výstavby.

- Svislé zatížení od dopravy a brzdné či rozjezdové síly uvažujeme společně v jedné kombinaci v preprocesoru. Tuto kombinaci přiřadíme do druhé fáze nelineárního výpočtu, kdy na nelineárních kloubech upravíme funkce podélného odporu tak, aby odpovídaly dané teplotě a rychlé deformaci upevnění od dopravy.
- Provedením analýzy ve fázích výstavby získáme skutečné napětí a pole relativních posunů v upevnění po délce konstrukce od změny teploty a zatížení dopravou $\sigma_{R+D+B+P, glob}$, které zohledňuje historii deformace v rámci upevnění.
- Celkové napětí v kolejnici získáme lineární superpozicí skutečného napětí od změny teploty a zatížení dopravou s účinky lokálního ohybu od svislého zatížení a vnitřním napětím kolejnice od výroby. Vztah pro posouzení (2.12) se upraví do tvaru (6.4). Maximální deformace v upevnění se posoudí dle (6.5).
- Varianta analýzy 3) je komplikovanější, poskytne však nejpřesnější výsledky jak z hlediska napětí v kolejnici, tak z hlediska relativní deformace v upevnění či posunů a nadzdvížení mostní konstrukce. Lze předpokládat, že maximální napětí v kolejnici bude nižší než v případě 1) a 2), zatímco deformace a posuny budou významnější.

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_{P, lok} + \sigma_{R+D+B+P, glob} < f_{yd} \quad (6.4)$$

$$\max(u_{R+D}, u_{B+P, glob}, u_{R+D+B+P, glob}) < 14 \text{ mm} \quad (6.5)$$

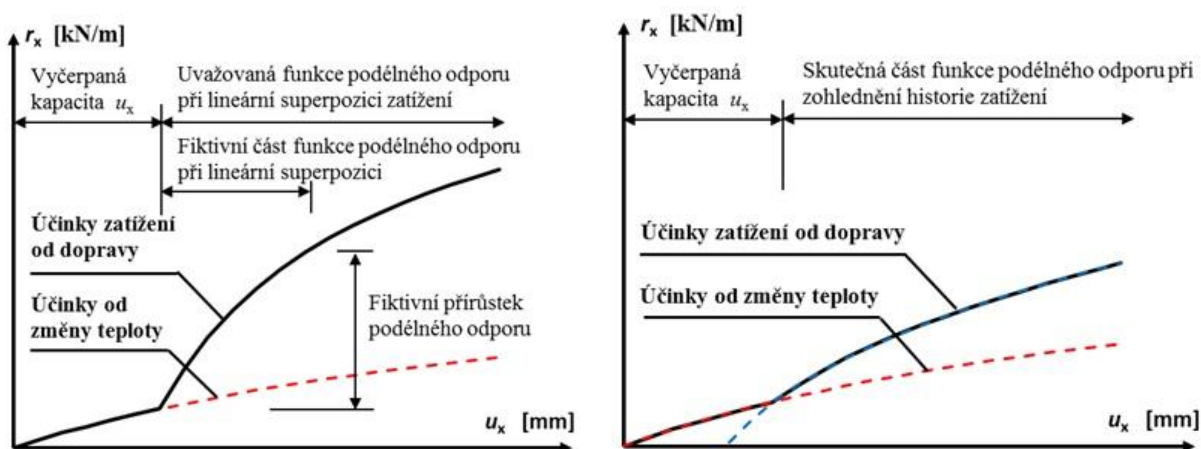
Kde: $\sigma_{R+D+B+P, glob}$ je napětí od globálních účinků proměnného zatížení, vypočtené na základě analýzy se zohledněním historie zatížení upevnění

u_{R+D} podélný relativní posun od současně působících zatížení rovnoměrnou změnou teploty koleje i mostu, kombinovaných v preprocesoru

$u_{B+P, glob}$ podélný relativní posun od současně působícího svislého zatížení a brzdných či rozjezdových sil, kombinovaných v preprocesoru

$u_{R+D+B+P, glob}$ podélný relativní posun od globálních účinků proměnného zatížení, vypočtený na základě analýzy se zohledněním historie zatížení upevnění

Vzhledem k nelineárnímu charakteru funkce podélného odporu systému KPK se při posouzení doporučuje používat analýzu 2) nebo 3). Pokud je v upevnění od změny teploty značně vyčerpaná deformační kapacita ($u_x > 7 \text{ mm}$) lze očekávat významné účinky spojené s vlivem historie zatížení a použití analýzy 3) je nezbytné.



Obr. 6.1: Rozdíly mezi lineární superpozicí zatěžovacích stavů (vlevo) a analýzou se zohledněním historie zatížení (vpravo) při posouzení interakce kontinuálně podepřené koleje s mostem

6.1.2 Zohlednění vlivu degradace KPK

V průběhu životnosti dochází k degradaci systému kontinuálně podepřené koleje. Jednak dochází k ojetí kolejnice, což má dopad na změnu průřezových charakteristik a pokles normálové a ohybové tuhosti a únosnosti průřezu kolejnice. Zároveň však také dochází k degradaci v rámci systému upevnění. Na základě závěrů experimentální analýzy systému KPK (viz 4.3.3) lze předpokládat při nadměrné cyklické podélné deformaci pokles podélného odporu a podélné tuhosti v čase vlivem únavového namáhání, případně vlivem kombinovaného účinku s dotvarováním. Za předpokladu požadované životnosti upevnění 30 let, respektive 60 let, lze kvůli logaritmickému charakteru přírůstku poškození očekávat pokles $r_{0,x}$ a k_x o přibližně 20 až 25 % (viz Obr. 4.47). Uvedené hodnoty jsou však stanoveny na základě pilotního experimentu, provedeného pouze na jediném vzorku. Únavové namáhání je třeba v dalším výzkumu prověřit podrobněji.

V rámci analýzy namáhání komponent systému KPK (viz 5.3) byly nalezeny možné oblasti upevnění, ve kterých může docházet k poruchám a případnému poškození vlivem únavového namáhání. Bylo zjištěno, že k poškození pravděpodobně dochází při relativní deformaci upevnění větší než $u_x = 7$ mm. Při menších hodnotách u_x k nadměrnému namáhání nedochází a nelze tedy předpokládat růst případných únavových trhlin.

Kombinovanou odezvu kontinuálně podepřené koleje s mostem je třeba prověřit na konci životnosti KPK s uvážením oslabeného profilu kolejnice. Oslabení se v souladu s [6] doporučuje uvažovat hodnotou srovnaného výškového ojetí 12 mm. Tato hodnota se však může lišit pro konkrétní projekt dle požadavků provozovatele dopravní cesty. V závislosti na velikosti podélné deformace v upevnění je třeba prověřit možnost poklesu podélného odporu KPK v čase v důsledku únavového poškození. Analýza se potom provede jedním z níže popsanych přístupů:

1) Analýza bez zohlednění vlivu poškození KPK ($u_x < 7$ mm)

Analýzu bez zohlednění vlivu poškození je možné provést, pokud podélná deformace upevnění KPK v žádném místě po délce konstrukce nepřekročí hodnotu 7 mm. V takovém případě lze předpokládat pružné chování elastické zálivky upevnění a k žádným reziduálním deformacím ani poklesu podélného odporu nedochází. Deformaci upevnění u_x stanovíme s uvážením charakteristických hodnot zatížení. Deformace (MSP) i namáhání v kolejnici (MSÚ) se následně posoudí na numerickém modelu s neredukovanou hodnotou podélného odporu. Napětí v kolejnici se vyčíslí na konci životnosti se zohledněním srovnaného výškového ojetí kolejnice.

2) Analýza se zohledněním vlivu poškození KPK ($7 \text{ mm} < u_x < 14 \text{ mm}$)

Pokud hodnota podélné deformace upevnění, stanovená za předpokladu charakteristických hodnot zatížení překročí limitní hodnotu 7 mm, je třeba vzít v úvahu možný pokles podélného odporu v důsledku poškození systému KPK. Do numerického výpočtu se poškození zavede prostřednictvím redukčního součinitele, kterým vynásobíme funkci podélného odporu. **Redukční součinitel** je stanoven dolní hodnotou odhadovaného intervalu procentuálního poklesu podélného odporu dle výsledků experimentální analýzy a uvažuje se hodnotou **0,8**.

Redukce se provede pro podélné interakční parametry odpovídající zatížení od změny teploty i pro interakční parametry odpovídající zatížení od dopravy. Hodnoty interakčních parametrů se redukuje pouze na délce upevnění, kde je překročen limit $u_x = 7$ mm. Interakční parametry svislé tuhosti se neredukuje. Při posouzení se uvažují průřezové charakteristiky ojeté kolejnice.

Přesná míra poškození upevnění na konci životnosti je v každém případě nejistou hodnotou. Pro bezpečný návrh je tedy třeba provést jak analýzu bez redukovaných hodnot funkcí podélného odporu, tak analýzu se zohledněním vlivu poškození, přičemž rozhoduje analýza poskytující

maximální účinek zatížení. Tímto způsobem se posoudí limitní deformace (MSP) i celkové napětí v kolejnici (MSÚ). Lze předpokládat, že v maximální napětí bude spíše vycházet na modelu bez redukovaného podélného odporu, zatímco k maximální deformaci může dojít vlivem poklesu podélného odporu na modelu se zohledněním poškození.

Jak již bylo popsáno výše, hodnota redukčního součinitele vychází z poznatků experimentální analýzy změny interakčních parametrů při cyklickém zatížení. Experimentální analýza však předpokládala cyklický rozkmit deformace s konstantní amplitudou, odpovídající maximálnímu účinku zatížení. Na reálné konstrukci lze jistě s ohledem na nižší pravděpodobnost současného působení maximálních hodnot jednotlivých typů zatížení předpokládat příznivější spektrum rozkmitu deformací, a tedy i vyšší únavovou životnost KPK. Redukční součinitel je z tohoto důvodu uvažován minimální odhadovanou hodnotou z rozsahu dle výsledků experimentu. V budoucím výzkumu by bylo vhodné hodnotu redukčního součinitele upřesnit, případně podrobně analyzovat únavovou životnost KPK.

6.2 Základní předpoklady použití metody

Pro použití metody kompletní analýzy interakce KPK s mostní konstrukcí je třeba znát rozhodující materiálové parametry komponent upevnění při teplotách a rychlostech zatížení definovaných v 6.3 a 6.4.4. Pro komponenty systému upevnění ERS Corkelast firmy edilon)(sedra™ jsou podrobné výsledky materiálových zkoušek uvedeny v 4.2. Pokud je předmětem posouzení jiný systém upevnění, je třeba získat materiálové charakteristiky komponent daného systému upevnění alespoň v rozsahu, specifikovaném v 6.2.1. Závěry z metody kompletní analýzy jsou platné za předpokladu splnění limitů, definovaných v 6.2.2.

6.2.1 Potřebné vstupní materiálové charakteristiky

V případě návrhu jiného systému, než ERS Corkelast je třeba na stanovit pro relevantní komponenty upevnění následující vstupní materiálové charakteristiky:

- **Elastická zálivka upevnění:**

- E_{II} počáteční modul pružnosti materiálu elastické zálivky
- $E_{T,II}$ lineární izotropní zpevnění materiálu elastické zálivky
- $f_{u,0,II}$ počáteční pevnost materiálu elastické zálivky
- ν_{II} Poissonovo číslo materiálu elastické zálivky

- **Podložka pod patu kolejnice:**

- E_{III} počáteční modul pružnosti materiálu podložky pod patu kolejnice
- $E_{T,III}$ lineární izotropní zpevnění materiálu podložky pod patu kolejnice
- $f_{u,0,III}$ počáteční pevnost materiálu podložky pod patu kolejnice
- ν_{III} Poissonovo číslo materiálu podložky pod patu kolejnice

- **Vylehčení trubkou na bázi polymeru:**

- E_{IV} počáteční modul pružnosti materiálu trubky (na bázi polymeru)
- ν_{IV} Poissonovo číslo materiálu trubky (na bázi polymeru)

- **Vylehčení blokem na bázi polymeru:**

- E_V počáteční modul pružnosti materiálu bloku (na bázi polymeru)
- ν_V Poissonovo číslo materiálu bloku (na bázi polymeru)

Materiálové charakteristiky hyper-elastických komponent (elastické zálivky upevnění a podložky pod patu kolejnice) je možné stanovit na základě regresní analýzy s použitím rovnice (4.13). Moduly pružnosti tužších komponent vylehčení se stanoví dle běžných požadavků [52] dle rovnice (4.10). Poissonova čísla pro všechny materiály komponent stanovíme za použití rovnice (4.11).

Všechny Definované materiálové charakteristiky se stanoví **zkouškou v tahu** za předpokladu rozhodujících kombinací teploty materiálu upevnění a rychlosti podélné deformace upevnění. Teplotu materiálu uvažujeme pro typické podmínky v rámci ČR. U systémů KPK lze i se zohledněním tepelné setrvačnosti polymerního materiálu předpokládat maximální teplotu pohybující se okolo +50 °C. Minimální teploty se budou pohybovat okolo -20 °C. Menší odchylky uvažovaných teplot od skutečných maxim nezpůsobí v analýze zásadní chyby.

Požadované úrovně **rychlostí podélné deformace** lze určit na základě poznatků z provedené parametrické analýzy rychlosti deformace upevnění. V případě zatížení od změny teploty lze očekávat rychlosti deformace v řádu 0,0001 mm/s. Globální účinky zatížení dopravou v závislosti na konstrukčních parametrech, interakčních parametrech KPK a traťové rychlosti vyvolají rychlosti podélné deformace upevnění v rozmezí od 0,5 do 50 mm/s. Z hlediska lokálních účinků svislého zatížení, lze očekávat rychlost svislé deformace v intervalu 5 až 50 mm/s. Z provedených materiálových zkoušek zároveň víme, že závislost interakčních funkcí na rychlosti deformace upevnění je logaritmická a rozdíl v interakčních parametrech pocítíme až pokud se rychlost deformace upevnění změní alespoň o řád.

Z výše uvedeného plyne minimální rozsah provedených materiálových zkoušek. Všechny materiálové charakteristiky uvažovaných komponent upevnění musí být stanoveny alespoň při následujících kombinacích teploty a rychlosti deformace zkušební tělíska:

1) Pro analýzu kombinované odezvy při oteplení konstrukce:

- Pro zatížení od změny teploty stanovíme materiálové charakteristiky při teplotě +50 °C a při rychlosti deformace 0,0005 mm/s.
- Pro zatížení od dopravy stanovíme materiálové charakteristiky při teplotě +50 °C a při rychlosti deformace 5,0 mm/s.

2) Pro analýzu kombinované odezvy při ochlazení konstrukce:

- Pro zatížení od změny teploty stanovíme materiálové charakteristiky při teplotě -20 °C a při rychlosti deformace 0,0005 mm/s.
- Pro zatížení od dopravy stanovíme materiálové charakteristiky při teplotě -20 °C a při rychlosti deformace 5,0 mm/s.

Každou materiálovou charakteristiku komponent upevnění je tedy třeba stanovit alespoň pro čtyři výše definované kombinace okrajových podmínek. Pokud zkušební zařízení neumožňuje provést experiment při rychlosti deformace 0,0005 mm/s, postačí uvažovat rychlost deformace o řád větší, tedy 0,005 mm/s. Výsledky analýzy interakce KPK s mostem budou po této úpravě více konzervativní.

6.2.2 Limity pro použití metody

Pro použití metody je nutné, aby navržený systém upevnění splňoval definované podmínky provedení a limitních hodnot materiálových a geometrických parametrů komponent upevnění. Z důvodu v tuto chvíli neznáme hodnoty tuhosti KPK v příčném směru je třeba vyloučit použití metody při analýze koleje v oblouku malého poloměru. Použití je možné při splnění obecných limitů platnosti MVL 150 [6] a ČSN EN 1991-2 [5] a specifických limitů pro systémy KPK. Limity pro použití metody jsou definovány následovně:

- Systém kontinuálně podepřené koleje je tvořen **jedním profilem kolejnice, žlabem, elastic-kou záhlvkou upevnění, podložkou pod patu kolejnice**. Objem elasticke záhlvky může být případně vylehčen **trubkou či blokem** z materiálu na bázi polymeru.
- Musí být zajištěna **dostatečná adheze** na kontaktu elasticke upevňovací záhlvky a žlabu a současně na kontaktu elasticke upevňovací záhlvky a kolejnice. Prokluz v těchto detailech nelze připustit.
- Žlab musí být proveden z betonu nebo oceli. V případě ocelového žlabu musí být stěna žlabu (plechu či úhelníku) $t_I \geq 10 \text{ mm}$
- V rámci příčného řezu mohou být použity profily kolejnice **60E1** (60E2), **49E1**, **60R1** (60R2, Ri60, Ri60N).
- Posuzovaná kolej musí být v přímé, případně v oblouku o poloměru $R > 1500 \text{ m}$.
- Upevňovací záhlvka musí být tvořena **hyper-elastickým** materiálem s tažností $A > 125 \%$. Materiálové a geometrické parametry elasticke záhlvky musí splňovat následující podmínky:

Materiálové parametry:

$$E_{II} \in \langle 1; 13 \rangle [\text{MPa}]$$

$$E_{T,II} \in \langle 0; 0,8 \rangle [-]$$

$$f_{u,0,II} \in \langle 0,1; 1,7 \rangle [\text{MPa}]$$

$$\nu_{II} \in \langle 0,27; 0,49 \rangle [-]$$

Geometrické parametry:

$$b_{II} \in \langle 160; 300 \rangle [\text{mm}]$$

$$h_{II} \in \langle 100; 190 \rangle [\text{mm}]$$

$$h_{II,49E1} \in \langle 100; 165 \rangle [\text{mm}]$$

$$t_{II} \in \langle 5; 20 \rangle [\text{mm}]$$

- Podložka pod patu kolejnice být tvořena **hyper-elastickým** materiálem. Materiálové a geometrické parametry podložky pod patu kolejnice musí splňovat následující podmínky:

Materiálové parametry:

$$E_{III} \in \langle 1; 13 \rangle [\text{MPa}]$$

$$E_{T,III} \in \langle 0; 0,8 \rangle [-]$$

$$f_{u,0,III} \in \langle 0,1; 1,7 \rangle [\text{MPa}]$$

$$\nu_{III} \in \langle 0,27; 0,49 \rangle [-]$$

Geometrické parametry:

$$b_{III} \in \langle 150; 170 \rangle [\text{mm}]$$

$$b_{III,60R1} \in \langle 180; 200 \rangle [\text{mm}]$$

$$t_{III} \in \langle 5; 20 \rangle [\text{mm}]$$

- Vylehčovací trubka musí být tvořena **tuhým polymerem** se zesíťenou strukturou. Materiálové a geometrické parametry trubky musí splňovat následující podmínky:

Materiálové parametry:

$$E_{IV} \in \langle 1; 5,5 \rangle [\text{GPa}]$$

$$\nu_{IV} \in \langle 0,17; 0,49 \rangle [-]$$

Geometrické parametry:

$$D_{IV} \in \langle 25; 60 \rangle [\text{mm}]$$

$$D_{IV,60R1} \in \langle 25; 70 \rangle [\text{mm}]$$

$$t_{IV} \in \langle 2; 5 \rangle [\text{mm}]$$

- Vylehčovací blok musí splňovat geometrický tvar dle Obr. 5.8 a musí být tvořena **středně tuhým polymerem** se zesíťou strukturou a mezi pevnosti alespoň $f_u = 1,2 \text{ MPa}$. Materiálové a geometrické parametry trubky musí splňovat následující podmínky:

Materiálové parametry:

$$E_V \in \langle 10; 100 \rangle [\text{MPa}]$$

$$\nu_V \in \langle 0,25; 0,45 \rangle [-]$$

Geometrické parametry:

$$b_V \in \langle 40; 65 \rangle [\text{mm}]$$

$$b_{V,60R1} \in \langle 40; 85 \rangle [\text{mm}]$$

$$h_V \in \langle 30; 90 \rangle [\text{mm}]$$

$$h_{V,60R1} \in \langle 30; 115 \rangle [\text{mm}]$$

Všechny materiálové a geometrické parametry jsou definovány na Obr. 5.7 a v Tab. 5.5, respektive Tab. 5.6. Speciální požadavky na geometrické parametry s ohledem na použitý profil kolejnice jsou specifikovány označením profilu kolejnice v indexu daného parametru.

6.3 Uvažovaná zatížení a kombinace

6.3.1 Zatížení pro analýzu kombinované odezvy KPK a mostu

Při stanovení kombinované odezvy kontinuálně podepřené koleje a mostu metodou kompletní analýzy je třeba zohlednit všechna zatížení definovaná dle platných norem [5], [6], [8], [15], [17] uvedená v 2.2.1. Jedná se o zatížení od rovnoměrné změny teploty mostní konstrukce a koleje, vodorovná zatížení od brzdných a rozjezdových sil a svislá zatížení od dopravy. Účinky bočního rázu se při analýze interakce KPK s mostem neuvažují. Dílčí součinitele ani kombinační součinitele, nebyly v této fázi výzkumu určeny. V současné době se při analýze interakce KPK s mostem tedy doporučuje použití součinitelů dle [5], [6] či [29], které jsou rekapitulovány pro jednotlivé typy zatížení níže. Je třeba připomenout, že ani normami doporučené součinitele nebyly stanoveny metodami teorie spolehlivosti. Je velmi žádoucí, aby se v rámci budoucího výzkumu tento nedostatek odstranil.

Zatížení mostní konstrukce od rovnoměrné změny teploty se stanoví na základě [15]. Při posouzení je třeba zohlednit maximální oteplení a ochlazení konstrukce. Rozsah možných maximálních teplot mostních konstrukcí je uveden v Tab. 2.1, pro ocelové konstrukce lze na základě těchto hodnot očekávat maximální změny teploty v rozmezí $\Delta T_{N,noc,d} = -38$ K a $\Delta T_{N,exp,d} = 56$ K. Nerovnoměrný průběh zatížení od teploty podél konstrukce a kolejnice je v běžných případech možné zanedbat. Dílčí součinitel zatížení teplotou se uvažuje hodnotou $\gamma_T = 1,00$ dle [6], při stanovení maximální vodorovné reakce na ložisko uvážím dílčí součinitel zatížení hodnotou $\gamma_T = 1,50$ [5].

Zatížení kolejnice od rovnoměrné změny teploty je možné uvažovat na základě [3] v rozmezí $\Delta T_{R,min} = -53$ K až $\Delta T_{R,max} = +43$ K. Účinek zatížení rovnoměrnou změnou teploty kolejnice je možné stanovit zvlášť, na modelu kolejnice v širé trati, případně lze zatížení uvažovat v rámci numerické analýzy současně se zatížením rovnoměrnou změnou teploty mostní konstrukce. Zavedením do numerické analýzy se zohlední případný rozdíl teplot kolejnice a mostu. Rozdíl teploty kolejnice a nosné konstrukce se uvažuje maximálně ± 20 K [8]. I pro kolejnici se uvažuje dílčí součinitel zatížení teplotou o hodnotě $\gamma_T = 1,00$.

Zatížení od brzdných a rozjezdových sil se stanoví dle [5]. Uvažuje se rozhodující zatížení z rozjezdové síly Q_{lak} a brzdné síly Q_{lbk} (viz 2.2.1). Definované hodnoty jsou stanoveny na jeden metr běžný železniční tratě a liší se v závislosti na použitém modelu svislého zatížení. V odůvodněných případech lze v souladu s [17] při přepočtu stávajících jednokolejných konstrukcí uvážít hodnoty brzdných a rozjezdových sil v závislosti na velikosti uvažovaného svislého zatížení dle třídy přechodnosti. Brzdné síly působí v úrovni temene hlavy kolejnice. Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami se musí vynásobit klasifikačním součinitelem α , ale nenásobí se dynamickým součinitelem ϕ ani případným redukčním součinitelem vlivu odstředivé síly f . Pro posouzení napětí kolejnice uvažujeme dílčí součinitel spolehlivosti hodnotou $\gamma_F = 1,45$ dle [6], případně při statickém přepočtu mostů starších 30 let hodnotou $\gamma_F = 1,30$ dle [29]. Posouzení limitních posunů a deformací provedeme pro charakteristické hodnoty.

Globální účinky od svislého zatížení se stanoví dle [5] aplikací zatěžovacího modelu 71 (Obr. 2.6), SW/0, nebo SW/2 (Obr. 2.7). V případě posouzení analýzy KPK na stávající mostní konstrukci lze použít model zatížení dle uvažované kategorie přechodnosti posuzovaného objektu. Při posouzení

globálních účinků se svislé zatížení vynásobí klasifikačním součinitelem α a dílčím součinitelem spolehlivosti zatížení $\gamma_F = 1,45$ [6], případně $\gamma_F = 1,30$ [29] při posouzení stávajícího mostu staršího 30 let. Při stanovení globálního účinku svislého zatížení se nezohledňuje dynamický součinitel ϕ . Při stanovení zatížení se v souladu s [6] může zanedbat excentricita svislého zatížení e .

Lokální účinky od svislého zatížení se vypočítají na základě stejných zatěžovacích modelů (modelu 71, SW/0, SW/2) jako globální účinky svislého zatížení. Zatížení se vynásobí klasifikačním součinitelem dle příslušné třídy trati, dílčím součinitelem zatížení o hodnotě $\gamma_F = 1,45$ [6], respektive $\gamma_F = 1,30$ [29] při přepočtu stávající konstrukce starší 30 let. Lokálních účinky je třeba zvýšit o přídavné dynamické namáhání od kolové síly prostřednictvím dynamického součinitele ϕ , stanoveného dle předpisu [4]. Výpočet dynamického součinitele závisí na vlivu rychlosti jízdy k_v a součiniteli kvality pražcového podloží k . Pro systémy kontinuálního upevnění lze uvažovat nejpříznivější kvalitu pražcového podloží a součinitel volit hodnotou $k = 0,1$. Lze předpokládat, že v případě systému KPK dochází k výraznému tlumení dynamických účinků a uvažovaná hodnota ϕ je velmi pravděpodobně konzervativní. Excentricita svislých zatížení e se při výpočtu lokálních účinků zatížení neuplatní.

6.3.2 Kombinace zatěžovacích stavů

Výsledné účinky sestavených kombinací zatížení se stanoví na základě jedné z variant numerické analýzy, definované v kapitole 6.1.1. Zatížení jsou při analýze obecně uvažována několika zatěžovacími stavy tak, aby byly při analýze zohledněny všechny případné rozhodující kombinace zatížení. Lokální účinky od svislého zatížení dopravou P_{lok} se vypočítají odděleně a v rámci kombinací je není nutné specifikovat. V případě zatížení od rovnoměrné změny teploty je v tomto ohledu třeba uvažovat zatěžovací stavy od ochlazení a oteplení mostu a koleje.

V případě svislých účinků P_{glob} a podélných zatížení od dopravy B se zatěžovací stavy definují na základě polohy zatěžovacího modelu. Doporučuje se prověřit interakci v okamžiku nájezdu břemene na most, dále v místě, kde vyvolá maximální ohybový moment a také v poloze kdy břemeno opouští mostní konstrukci. Pokud je předmětem analýzy most o více prostých polích, je třeba tyto polohy prověřit v každém z mostních polí. V rámci analýzy spojitých mostních konstrukcí se uváží případné odlehčující účinky zatížení a zatížení od dopravy aplikujeme pouze na přičiňující délce. Ideální je použití automatického generátoru pohyblivých zatížení.

Tab. 6.1: Kombinační pravidla při posouzení interakce KPK s mostem

Kombinační pravidlo č.	Zatížení od změny teploty mostu D a koleje R	Svislé zatížení P_{glob}	Brzdné a rozjezdové síly $B^{1)}$	Výsledek výpočtu
1	Ochlazení	ZS dle polohy	ZS dle polohy směr I	Maximální napětí v kolejnici $\sum \sigma_x$ a maximální vodorovná reakce R_x
2	Ochlazení	ZS dle polohy	ZS dle polohy směr II	
3	Oteplení	ZS dle polohy	ZS dle polohy směr I	Maximální posuny $\delta_B, \delta_H, \delta_V$ a maximální deformace upevnění $\sum u_x$
4	Oteplení	ZS dle polohy	ZS dle polohy směr II	

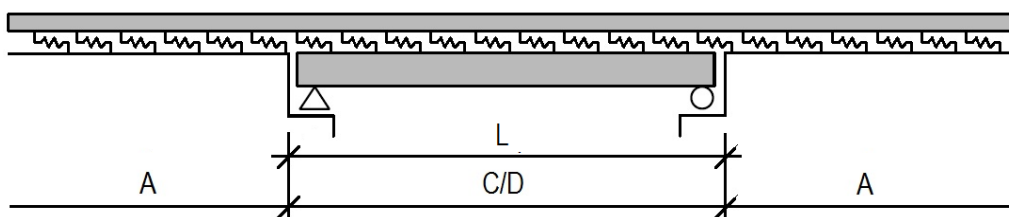
Nastavení zatěžovacích stavů od brzdných a rozjezdových sil B se vyznačuje jistými specifiky. Brzdné a rozjezdové síly uvažujeme vždy v poloze pod svislým zatížením a v závislosti na zvolené variantě analýzy se obecně kombinují se svislým zatížením buď v preprocesoru, nebo v postprocesoru. Pro posouzení KPK na mostě se však doporučuje použít variantu posouzení 2) nebo 3) a podélné zatížení od dopravy kombinovat se svislým vždy v preprocesoru. Namáhání v důsledku brzdných a rozjezdových sil závisí na směru zatížení a uspořádání konstrukce. Pokud není zcela jasné, ve kterém směru vyvolají brzdné a rozjezdové síly maximální účinek, je třeba uvažovat zatížení jak ve směru dilatace (směr I) tak proti směru dilatace (směr II). Vzhledem k tomu, že interakční funkce systémů KPK se mění v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení, není možné na rozdíl od standardních upevnění posudek provést pouze pro zatěžovací stav, vykazující maximální změnu teploty v absolutní hodnotě. Kombinační pravidla pro posouzení interakce KPK s mostem tedy lze rozdělit do čtyř kategorií definovaných v Tab. 6.1, kde jsou též uvedeny očekávané výsledky získané výpočtem kombinací.

6.4 Určení interakčních parametrů

Správné stanovení interakčních parametrů je klíčem ke korektnímu posouzení interakce systému kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí. Hodnoty interakčních parametrů jsou ovlivněny teplotou, rychlostí zatížení a navrženou geometrií systému KPK. Parametry interakce se stanoví v takovém rozsahu, aby bylo umožněno provést výpočet v kombinacích zatížení, definovaných v Tab. 6.1. V prvním kroku je tedy nutné definovat rozdělení interakčních parametrů v závislosti na analyzovaném zatěžovacím stavu. Na základě tohoto rozdělení se určí potřebné okrajové podmínky pro simulaci interakčních parametrů. Ve druhém kroku je třeba navrhnout geometrii systému KPK. Za předpokladu splnění definovaných limitních hodnot geometrických parametrů je možné v rámci této metody simulovat interakční funkce pro libovolné symetrické i nesymetrické (složené) průřezy. Následně je možné pro definované okrajové podmínky stanovit potřebné parametry podélného odporu, svislé tuhosti v zatlačení a svislé tuhosti v nadzdvížení. Princip stanovení interakčních parametrů je demonstrován na modelovém příkladě v příloze C.

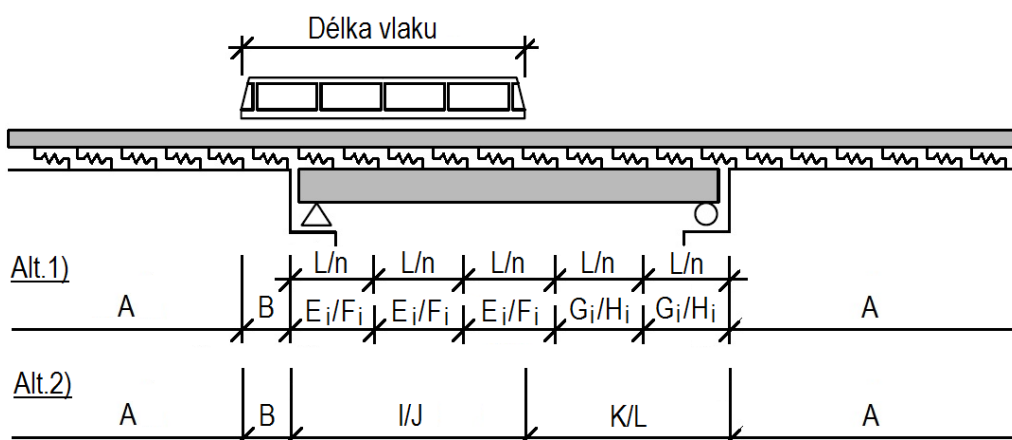
6.4.1 Rozdělení interakčních parametrů po délce konstrukce

Hodnoty interakčních funkcí jsou proměnlivé po délce analyzovaného systému kolej – most. Jak bylo již dříve popsáno, v numerickém modelu je třeba uvažovat část koleje v širé trati. Pokud je účinek oteplení kolejnice stanoven odděleně, postačí modelovat přesah koleje za oběma opěrami cca 80 m. Pokud v rámci numerické analýzy uvažujeme současně působící zatížení změnou teploty kolejnice a mostu – je potřeba zajistit, aby na most ani do části širé trati ovlivněné účinky kombinované odezvy nezasahoval dýchající konec koleje. Délka dýchajícího konce závisí na uvažované změně teploty a zejména podélném odporu koleje v širé trati. S ohledem na možnou nízkou hodnotu podélného odporu v širé trati se přesah koleje za oběma opěrami v takovém případě doporučuje nastavit alespoň o délce 250 m. Případná KDZ, nebo výhybky, vyskytující se v těchto přilehlých oblastech musí být samozřejmě v modelu zahrnuty.



Obr. 6.2: Rozdělení interakčních funkcí při zatížení rovnoměrnou změnou teploty

Rozdělení interakčních funkcí po délce konstrukce závisí na provedení kolejového svršku v širé trati a na provedení kolejového svršku na mostě. Zároveň je však nutné zohlednit i účinky zatížení na upevnění, což vede na rozdílná rozdělení interakčních funkcí v zatěžovacích stavech při změně teploty (Obr. 6.2) a v zatěžovacích stavech zohledňujících účinky zatížení od dopravy (Obr. 6.3).



Obr. 6.3: Rozdělení interakčních funkcí při zatížení od dopravy

Symbole použité v obrázcích značí následující veličiny:

- L světlost mezi závěrnými zdíčkami
- n počet oblastí průměrování
- A interakční funkce v širé trati – nezatížená kolej
- B interakční funkce v širé trati – zatížená kolej
- C interakční funkce KPK – oteplení – zatížení teplotou
- D interakční funkce KPK – ochlazení – zatížení teplotou
- E_i interakční funkce KPK – oteplení – zatížení dopravou – zatížená kolej – alt.1)
- F_i interakční funkce KPK – ochlazení – zatížení dopravou – zatížená kolej – alt.1)
- G_i interakční funkce KPK – oteplení – zatížení dopravou – nezatížená kolej – alt.1)
- H_i interakční funkce KPK – ochlazení – zatížení dopravou – nezatížená kolej – alt.1)
- I interakční funkce KPK – oteplení – zatížení dopravou – zatížená kolej – alt.2)
- J interakční funkce KPK – ochlazení – zatížení dopravou – zatížená kolej – alt.2)
- K interakční funkce KPK – oteplení – zatížení dopravou – nezatížená kolej – alt.2)
- L interakční funkce KPK – ochlazení – zatížení dopravou – nezatížená kolej – alt.2)

Tab. 6.2: Okrajové podmínky pro stanovení potřebných interakčních funkcí

Teplota T [°C]	Rychlost svislé de- formace upevnění u_z [mm/s]	Rychlost podélné deformace upevnění u_x [mm/s]		
		0,0005	$u_{x,real,1}$ dle 6.4.4	$u_{x,mean}$ dle 6.4.4
50	0,0005	C	G _i	K
	$u_{z,mean}$ dle 6.4.4	-	E _i	I
-20	0,0005	D	H _i	L
	$u_{z,mean}$ dle 6.4.4	-	F _i	J

Interakční funkce v definovaných oblastech je nutné stanovit pro okrajové podmínky teploty a rychlosti podélné a svislé deformace definované v Tab. 6.2 níže. Rozdíl mezi Alt.1) a Alt.2) je dán uvažovanou metodou stanovení průběhu rychlosti deformace. Podrobnější posouzení dle Alt.1) je možné použít vždy, zjednodušení na základě Alt.2) je stanoveno pro trémové mosty definovaného konstrukčního uspořádání. Podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 6.4.4.

6.4.2 Stanovení interakčních funkcí symetrických průřezů

Interakční funkce je možné stanovit za předpokladu, že byla navržena geometrie systému upevnění, známe potřebné vstupní materiálové charakteristiky (viz 6.2.1) a všechny materiálové a geometrické parametry vyhovují definovaným požadavkům (viz 6.2.2). Pro stanovení interakčních funkcí upravíme funkce interakčních parametrů (viz 5.2.3.1) do tvaru zavádějícího do výpočtu také teplotu a rychlost deformace materiálů jednotlivých komponent KPK.

Stanovení potřebných interakčních parametrů se provede součinem referenční hodnoty daného parametru s materiálovým a geometrickým součinitelem. Referenční hodnoty parametrů pro jednotlivé typy průřezů a součinitele vlivu geometrických a materiálových parametrů jsou pro sestavení funkce podélného odporu definovány v Tab. 6.3. V horní části tabulky jsou uvedeny součinitele vstupních parametrů systému KPK, platné současně pro všechny varianty příčných řezů. V dalších řádcích tabulky jsou definovány referenční parametry a součinitele geometrických parametrů individuálně pro jednotlivé varianty příčných řezů. Součinitele vlivu materiálu lze na základě závěrů provedené parametrické a citlivostní analýzy uvažovat pro všechny varianty příčných řezů stejně. Interakční parametry získané pomocí zde uvedeného postupu jsou udávány na metr běžný železniční trati. Pro aplikaci do numerického modelu je třeba funkce podélného odporu přepočítat na jeden nelineární uzel upevnění. Podrobná verifikace metody určení interakčních funkcí proti výsledkům experimentu a numericky simulovaným funkcím v programu Ansys je uvedena v příloze B.

Připomeňme průběh funkční závislosti podélného odporu na podélné deformaci upevnění, která byla znázorněna na Obr. 5.9. Funkce podélného odporu se zohledněním teploty a rychlosti deformace se stanoví podle vztahu (6.6):

$$r_x(u_x, T, \dot{u}_x) = (C_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x + r_{0,x}(T, \dot{u}_x)) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x}{C_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x + r_{0,x}(T, \dot{u}_x)} \right)} \right) \quad (6.6)$$

Kde: $r_x(u_x, T, \dot{u}_x)$ je podélný odpor systému upevnění v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění na metr běžný železniční trati [kN/m]

$C_x(T, \dot{u}_x)$ zpevnění v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [1/m]

$r_{0,x}(T, \dot{u}_x)$ počáteční plastický odpor v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [kN/m]

$k_x(T, \dot{u}_x)$ podélná tuhost v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [kN/mm/m]

Zpevnění systému upevnění KPK se určí dle vztahu (6.7):

$$C_x(T, \dot{u}_x) = C_{x,\text{ref}} \cdot \overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)} \cdot \overline{C_{x,G}} \quad (6.7)$$

$$\overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)} = \prod C_{x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x)) \quad (6.8)$$

$$\overline{C_{x,G}} = \prod C_{x,G}(X_{j,G}) \quad (6.9)$$

Kde:	$C_{x,ref}$	je	referenční hodnota zpevnění na metr běžný trati [1/m]
	$\overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$		materiálový součinitel zpevnění systému upevnění v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [-]
	$\overline{C_{x,G}}$		geometrický součinitel zpevnění systému upevnění [-]
	$\prod \overline{C_{x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x))}$		součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění) na zpevnění KPK
	$\prod \overline{C_{x,G}(X_{j,G})}$		součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na zpevnění KPK

Parametr počátečního plastického odporu systému upevnění KPK se stanoví dle (6.10):

$$r_{0,x}(T, \dot{u}_x) = r_{0,x,ref} \cdot r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x) \cdot r_{0,x,G} \quad (6.10)$$

$$r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x) = \prod \overline{r_{0,x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x))} \quad (6.11)$$

$$r_{0,x,G} = \prod \overline{r_{0,x,G}(X_{j,G})} \quad (6.12)$$

Kde:	$r_{0,x,ref}$	je	referenční počáteční hodnota podélného plastického odporu na metr běžný železniční tratě [kN/m]
	$\overline{r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x)}$		materiálový součinitel počátečního plastického odporu v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [-]
	$\overline{r_{0,x,G}}$		geometrický součinitel počátečního plastického odporu [-]
	$\prod \overline{r_{0,x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x))}$		součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění) na počáteční plastický odpor KPK
	$\prod \overline{r_{0,x,G}(X_{j,G})}$		součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na počáteční plastický odpor KPK

Posledním potřebným interakčním parametrem je podélná tuhost systému upevnění KPK, která se vypočte dle (6.13):

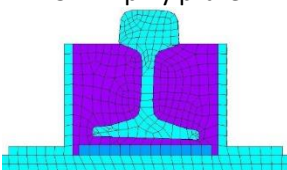
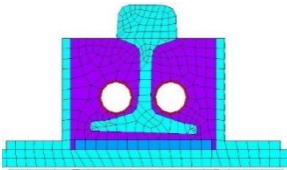
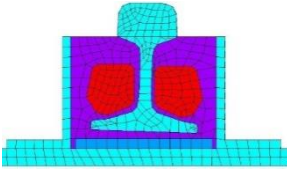
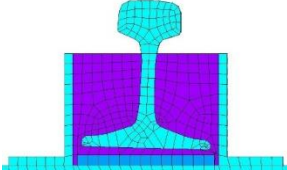
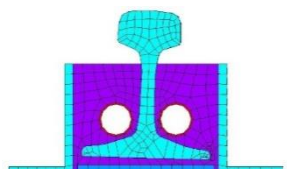
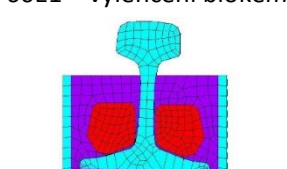
$$k_x(T, \dot{u}_x) = k_{x,ref} \cdot k_{x,M}(T, \dot{u}_x) \cdot k_{x,G} \quad (6.13)$$

$$k_{x,M}(T, \dot{u}_x) = \prod \overline{k_{x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x))} \quad (6.14)$$

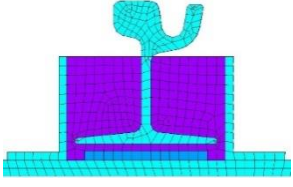
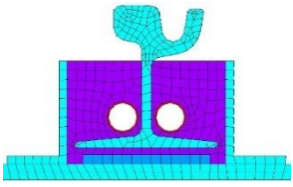
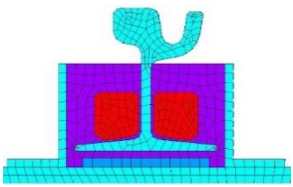
$$k_{x,G} = \prod \overline{k_{x,G}(X_{j,G})} \quad (6.15)$$

Kde:	$k_{x,ref}$	je	referenční hodnota podélné tuhosti na metr běžný trati [kN/mm/m]
	$\overline{k_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$		materiálový součinitel podélné tuhosti v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [-]
	$\overline{k_{x,G}}$		geometrický součinitel podélné tuhosti [-]
	$\prod \overline{k_{x,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_x))}$		součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění) na podélnou tuhost KPK
	$\prod \overline{k_{x,G}(X_{j,G})}$		součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na podélnou tuhost systému KPK

Tab. 6.3: Parametry funkce podélného odporu pro jednotlivé varianty systémů KPK

Varianta systému KPK	Referenční hodnoty		Součinitel materiálu ($Y_{x,M}(X_j(T, u_x))$) – Tab. 5.8)		Součinitel geometrie ($Y_{x,G}(X_j(T, u_x))$) – Tab. 5.9)	
			$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	$\overline{C_x(E_{T,II}(T, u_x))}^{1)}$	$\overline{C_{x,G}}$	1
Všechny průřezy			$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$	$\overline{r_{0,x}(E_{II}(T, u_x))}$ $\overline{r_{0,x}(f_{0,u,II}(T, u_x))}$ $\overline{r_{0,x}(f_{0,u,III}(T, u_x))}$	$\overline{r_{0,x,G}}$	1
			$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$	$\overline{k_x(E_{II}(T, u_x))}$ $\overline{k_x(E_{III}(T, u_x))}$	$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(t_{II})}$ $\overline{k_x(b_{II})}$ $\overline{k_x(t_{III})}$
49E1 – plný průřez 	$C_{x,ref}$ [1/m]	3,0	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	260	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,49E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	55	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,49E1})}$
49E1 – vylehčení trubkou 	$C_{x,ref}$ [1/m]	3,2	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	260	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,49E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	57	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,49E1})}$ $\overline{k_x(D_{IV})}$
49E1 – vylehčení blokem 	$C_{x,ref}$ [1/m]	2,8	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	290	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,49E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	60	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,49E1})}$
60E1 – plný průřez 	$C_{x,ref}$ [1/m]	3,8	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	260	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	65	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,60E1})}$
60E1 – vylehčení trubkou 	$C_{x,ref}$ [1/m]	4,0	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	260	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	69	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,60E1})}$ $\overline{k_x(D_{IV})}$
60E1 – vylehčení blokem 	$C_{x,ref}$ [1/m]	2,8	$\overline{C_{x,M}(T, u_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	300	$\overline{r_{0,x,M}(T, u_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	72	$\overline{k_{x,M}(T, u_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,60E1})}$

Tab. 6.3: (Dokončení)

 <p>60R1 – plný průřez</p>	$C_{x,ref}$ [1/m]	3,6	$\overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	280	$\overline{r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60R1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	68	$\overline{k_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,60R1})}$
 <p>60R1 – vylehčení trubkou</p>	$C_{x,ref}$ [1/m]	3,8	$\overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	280	$\overline{r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60R1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	68	$\overline{k_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\frac{\overline{k_x(h_{II,60R1})}}{\overline{k_x(D_{IV,60R1})}}$
 <p>60R1 – vylehčení blokem</p>	$C_{x,ref}$ [1/m]	2,8	$\overline{C_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$	1	$\overline{C_{x,G}}$	1
	$r_{0,x,ref}$ [kN/m]	290	$\overline{r_{0,x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{r_{0,x,G}}$	$\overline{r_{0,x}(h_{II,60R1})}$
	$k_{x,ref}$ [kN/mm/m]	72	$\overline{k_{x,M}(T, \dot{u}_x)}$		$\overline{k_{x,G}}$	$\overline{k_x(h_{II,60R1})}$

¹⁾ Pokud podélná deformace v rámci upevnění nepřesáhne $u_x = 7$ mm nemusí se součinitel uvažovat.

Příklad použití:

Stanovení funkce podélného odporu KPK s kolejnicí 60E1 s vylehčením blokem při teplotě $T = 50$ °C a rychlosti deformace $\dot{u}_x = 5$ mm/s

$$r_x(u_x, 50,5) = (C_x(50,5) \cdot u_x + r_{0,x}(50,5)) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_x(50,5) \cdot u_x}{C_x(50,5) \cdot u_x + r_{0,x}(50,5)}\right)}\right)$$

$$C_x(50,5) = C_{x,ref} \cdot \overline{C_{x,M}(50,5)} \cdot \overline{C_{x,G}} = 2,8 \cdot C_x(E_{T,II}(50,5)) \cdot 1$$

$$r_{0,x}(50,5) = r_{0,x,ref} \cdot \overline{r_{0,x,M}(50,5)} \cdot \overline{r_{0,x,G}} = 300 \cdot r_{0,x}(E_{II}(50,5)) \cdot r_{0,x}(f_{0,u,II}(50,5)) \cdot r_{0,x}(f_{0,u,III}(50,5)) \cdot r_{0,x}(h_{II,60E1})$$

$$k_{0,x}(50,5) = k_{x,ref} \cdot \overline{k_{x,M}(50,5)} \cdot \overline{k_{x,G}} = 72 \cdot k_x(E_{II}(50,5)) \cdot k_x(E_{III}(50,5)) \cdot k_x(t_{II}) \cdot k_x(b_{II}) \cdot k_x(t_{III}) \cdot k_x(h_{II,60E1})$$

Nelineární tuhost kontinuálního upevnění ve svislém směru je ovlivněna separací elastické zálivky upevnění od podložky pod patu kolejnice při nadzdvižení. Pro popis funkce svislé tuhosti je tedy nutné stanovit tuhost rozdílně v zatlačení a nadzdvižení (Obr. 5.10). Tuhost v zatlačení lze v zásadě popsat lineární závislosti působícího zatížení na posunu v zatlačení $u_{z,-}$, zatímco tuhost v nadzdvižení nabývá nižších hodnot a je nelineárně závislá na posunu v nadzdvižení $u_{z,+}$. Obě větve tuhosti jsou proměnlivé při změně teploty a rychlosti svislé deformace \dot{u}_z .

Všechny potřebné parametry pro stanovení funkce svislé tuhosti v obou směrech zatížení jsou definovány v Tab. 6.4. Uspořádání tabulky a práce s tabulkou je stejná jako v případě stanovení funkce podélného odporu. Při stanovení tuhosti v zatlačení jsou součinitele pro všechny varianty příčných řezů shodné. Jediné, co se v závislosti na variantě systému KPK mění, jsou referenční hodnoty interakčních

parametrů. V případě tuhosti v nadzdvížení se mohou v závislosti na variantě systému kromě referenčních hodnot lišit také geometrické parametry.

Tuhost v zatlačení, při zohlednění teploty a rychlosti svislé deformace, se vypočte dle vztahu (6.16):

$$k_{z-}(T, \dot{u}_z) = k_{z-,ref} \cdot \overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)} \cdot \overline{k_{z-,G}} \quad (6.16)$$

$$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)} = \prod \overline{k_{z-,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))} \quad (6.17)$$

$$\overline{k_{z-,G}} = \prod \overline{k_{z-,G}(X_{j,G})} \quad (6.18)$$

Kde: $k_{z-,ref}$ je referenční hodnota svislé tuhosti v zatlačení na metr běžný trati [kN/mm/m]
 $\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$ materiálový součinitel svislé tuhosti v zatlačení v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění [-]
 $\overline{k_{z-,G}}$ geometrický součinitel svislé tuhosti v zatlačení [-]
 $\prod \overline{k_{z-,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))}$ součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění) na svislou tuhost v zatlačení
 $\prod \overline{k_{z-,G}(X_{j,G})}$ součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na svislou tuhost systému KPK v zatlačení

Funkce svislého odporu proti nadzdvížení v závislosti na teplotě a rychlosti deformace se stanoví podle vztahu (6.19):

$$r_{z+}(u_{z+}, T, \dot{u}_z) = (C_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+} + r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+}}{C_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+} + r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)} \right)} \right) \quad (6.19)$$

Kde: $r_{z+}(u_{z+}, T, \dot{u}_z)$ je svislý odpor proti nadzdvížení KPK v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění na metr běžný železniční trati [kN/m]
 $C_{z+}(T, \dot{u}_z)$ zpevnění při nadzdvížení koleje v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění [1/m]
 $r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)$ počáteční hodnota plastického odporu proti nadzdvížení v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění [kN/m]
 $k_{z+}(T, \dot{u}_z)$ svislá tuhosti při nadzdvížení KPK v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění [kN/mm/m]

Zpevnění systému při nadzdvížení KPK se určí dle vztahu (6.20):

$$C_{z+}(T, \dot{u}_z) = C_{z+,ref} \cdot \overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)} \cdot \overline{C_{z+,G}} \quad (6.20)$$

$$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)} = \prod \overline{C_{z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))} \quad (6.21)$$

$$\overline{C_{z+,G}} = \prod \overline{C_{z+,G}(X_{j,G})} \quad (6.22)$$

Kde: $C_{z+,ref}$ je referenční hodnota zpevnění při nadzdvížení na metr běžný trati [1/m]
 $\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$ materiálový součinitel zpevnění při nadzdvížení KPK v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [-]
 $\overline{C_{z+,G}}$ geometrický součinitel zpevnění při nadzdvížení KPK [-]

$\prod \overline{C_{z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))}$ součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění) na parametr zpevnění při nadzdvižení KPK

$\prod \overline{C_{z+,G}(X_{j,G})}$ součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na parametr zpevnění při nadzdvižení KPK

Počáteční hodnota plastického odporu proti nadzdvižení KPK se určí dle (6.23):

$$r_{0,z+}(T, \dot{u}_z) = r_{0,z+,ref} \cdot \overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)} \cdot \overline{r_{0,z+,G}} \quad (6.23)$$

$$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)} = \prod \overline{r_{0,z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))} \quad (6.24)$$

$$\overline{r_{0,z+,G}} = \prod \overline{r_{0,z+,G}(X_{j,G})} \quad (6.25)$$

Kde: $r_{0,z+,ref}$ je referenční počáteční hodnota plastického odporu proti nadzdvižení KPK na metr běžný železniční trati [kN/m]

$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$ materiálový součinitel počátečního plastického odporu proti nadzdvižení KPK v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění [-]

$\overline{r_{0,z+,G}}$ geometrický součinitel počátečního plastického odporu proti nadzdvižení KPK [-]

$\overline{r_{0,z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))}$ součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění) na počáteční plastický odpor proti nadzdvižení KPK

$\prod \overline{r_{0,z+,G}(X_{j,G})}$ součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na počáteční plastický odpor proti nadzdvižení KPK

Svislá tuhost systému upevnění KPK při nadzdvižení se vypočte dle (6.26):

$$k_{z+}(T, \dot{u}_z) = k_{z+,ref} \cdot \overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)} \cdot \overline{k_{z+,G}} \quad (6.26)$$

$$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)} = \prod \overline{k_{z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))} \quad (6.27)$$

$$\overline{k_{z+,G}} = \prod \overline{k_{z+,G}(X_{j,G})} \quad (6.28)$$

Kde: $k_{z+,ref}$ je referenční hodnota svislé tuhosti upevnění v nadzdvižení na metr běžný trati [kN/mm/m]

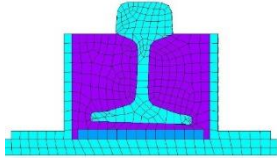
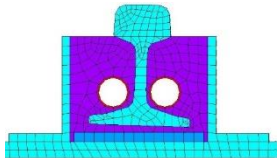
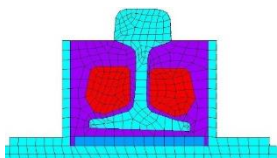
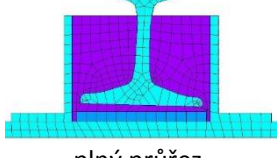
$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$ materiálový součinitel svislé tuhosti v nadzdvižení v závislosti na teplotě a rychlosti podélné deformace upevnění [-]

$\overline{k_{z+,G}}$ geometrický součinitel svislé tuhosti v nadzdvižení [-]

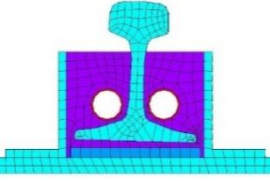
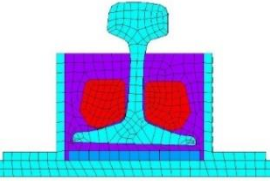
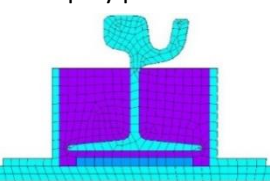
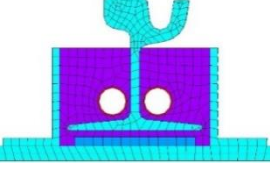
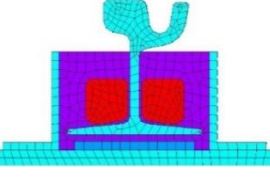
$\prod \overline{k_{z+,M}(X_{j,M}(T, \dot{u}_z))}$ součin součinitelů vlivu materiálových parametrů (závislých na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění) na svislou tuhost v nadzdvižení KPK

$\prod \overline{k_{z+,G}(X_{j,G})}$ součin součinitelů vlivu geometrických parametrů na svislou tuhost v nadzdvižení KPK

Tab. 6.4: Parametry funkce svislé tuhosti pro jednotlivé varianty systémů KPK

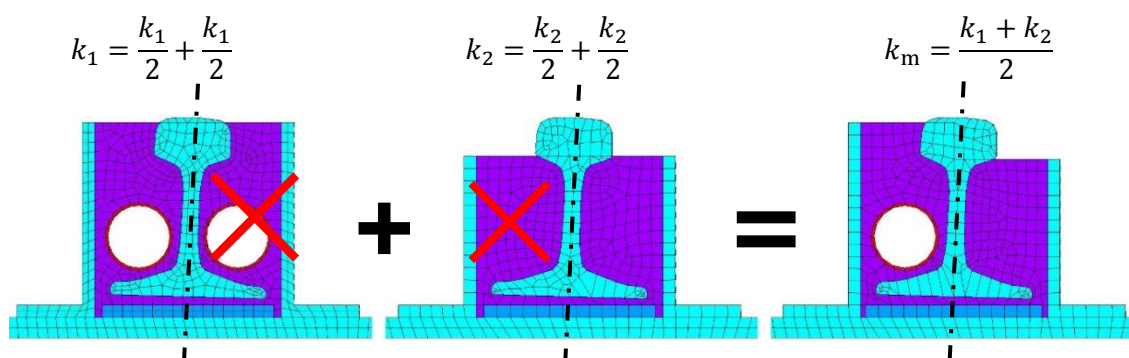
Varianta systému KPK	Referenční hodnoty		Součinitel materiálu		Součinitel geometrie	
			$\overline{k_{z-}(X_j(T, u_z))}$ – Tab. 5.11 $\overline{Y_{z+}(X_j(T, u_z))}$ – Tab. 5.14	$\overline{k_{z-}(E_{II}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z-}(E_{III}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z-}(f_{0,u,II}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z-}(f_{0,u,III}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z-}(v_{II}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z-}(v_{III}(T, u_z))}$	$\overline{k_{z-}(X_j(T, u_z))}$ – Tab. 5.12 $\overline{Y_{z+}(X_j(T, u_z))}$ – Tab. 5.15	$\overline{k_{z-}(t_{II})}$ $\overline{k_{z-}(t_{III})}$ $\overline{k_{z-}(b_{II})}$
Všechny průřezy			$\overline{k_{z-,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	$\overline{k_{z-}(b_{II})}$
			$\overline{C_{z+,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{C_{z+,G}}$	1
			$\overline{r_{0,z+,M}(T, u_z)}$	$\overline{r_{0,z+}(f_{0,u,II}(T, u_z))}$	$\overline{r_{0,z+,G}}$	1
			$\overline{k_{z+,M}(T, u_z)}$	$\overline{k_{z+}(E_{II}(T, u_z))}$ $\overline{k_{z+}(v_{II}(T, u_z))}$	$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(b_{III})}$
49E1 plný průřez 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	145	$\overline{k_{z-,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	0,9	$\overline{C_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	170	$\overline{r_{0,z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,49E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	23	$\overline{k_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,49E1})}$
49E1 vylehčení trubkou 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	145	$\overline{k_{z-,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	0,9	$\overline{C_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	180	$\overline{r_{0,z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,49E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	27	$\overline{k_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,49E1})}$
49E1 vylehčení blokem 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	157	$\overline{k_{z-,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	1,0	$\overline{C_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	180	$\overline{r_{0,z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,49E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	34	$\overline{k_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,49E1})}$ $\overline{k_{z+}(b_V)}$ $\overline{k_{z+}(h_V)}$
60E1 plný průřez 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	193	$\overline{k_{z-,M}(T, u_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	2,3	$\overline{C_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	140	$\overline{r_{0,z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	39	$\overline{k_{z+,M}(T, u_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,60E1})}$

Tab. 6.4: (Dokončení)

<p>60E1 vylehčení trubkou</p> 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	193	$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	2,6	$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	170	$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	44	$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,60E1})}$
<p>60E1 vylehčení blokem</p> 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	193	$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	2,6	$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	160	$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	42	$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\frac{\overline{k_{z+}(h_{II,60E1})}}{\overline{k_{z+}(b_V)}} \cdot \overline{k_{z+}(h_V)}$
<p>60R1 plný průřez</p> 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	216	$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	4,8	$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	180	$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60R1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	60	$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,60R1})}$
<p>60R1 vylehčení trubkou</p> 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	193	$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	3,4	$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	200	$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60R1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	62	$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\overline{k_{z+}(h_{II,60R1})}$
<p>60R1 vylehčení blokem</p> 	$k_{z-,ref}$ [kN/mm/m]	216	$\overline{k_{z-,M}(T, \dot{u}_z)}$	1	$\overline{k_{z-,G}}$	1
	$C_{z+,ref}$ [1/m]	4,4	$\overline{C_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{C_{z+,G}}$	1
	$r_{0,z+,ref}$ [kN/m]	160	$\overline{r_{0,z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{r_{0,z+,G}}$	$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60R1})}$
	$k_{z+,ref}$ [kN/mm/m]	74	$\overline{k_{z+,M}(T, \dot{u}_z)}$		$\overline{k_{z+,G}}$	$\frac{\overline{k_{z+}(h_{II,60R1})}}{\overline{k_{z+}(b_V)}} \cdot \overline{k_{z+}(h_V)}$
<p>Pozn. Princip stanovení interakčních funkcí je stejný jako v Tab. 6.3.</p>						

6.4.3 Stanovení interakčních funkcí složených průřezů

Při stanovení interakčních funkcí nesymetrických průřezů se opět vyjde ze zjednodušení, kdy viskoelastický materiál považujeme za materiál, popsaný nelineární tuhostí, měnící se na základě součinitelů při různé rychlosti zatížení. Pokud se symetrický průřez rozdělí na dvě stejné části, získáme dvě komponenty definující celkovou funkci tuhosti příčného řezu. Tyto komponenty lze modelovat paralelně zapojenými pružinami s nelineární tuhostí a vzhledem k symetrii průřezu je lze definovat poloviční tuhostí daného příčného řezu. Pro stanovení nelineární tuhosti složeného průřezu k_m potom stačí určit nelineární tuhost symetrického průřezu odpovídající levé polovině požadovaného složeného průřezu k_1 a nelineární tuhost symetrického průřezu odpovídající pravé polovině k_2 . Nelineární tuhost složeného průřezu je dána průměrem těchto dvou tuhostí symetrických průřezů.



Obr. 6.4: Princip stanovení interakčních funkcí složených průřezů

Interakční funkce však nejsou dány ve formě nelineární tuhosti, ale jsou popsány funkcí podélného odporu, případně svislého odporu proti nadzdvížení. Nelineární tuhost upevnění potom lze zapsat jako derivaci funkce odporu (podélného i svislého) podle relativní deformace (podélné, svislé) v upevnění. Pokud tedy do vzorce výpočtu tuhosti složeného průřezu k_m dosadíme tyto hodnoty, můžeme vztah upravit do tvaru (6.29), který definuje funkci podélného odporu složeného průřezu jako průměr funkcí podélného odporu symetrických příčných řezů, odpovídajícího levé polovině složeného průřezu $r_1(u)$ a pravé polovině složeného průřezu $r_2(u)$.

$$k_m = \frac{k_1 + k_2}{2} \rightarrow \frac{dr_m}{du} = \frac{\frac{dr_1}{du} + \frac{dr_2}{du}}{2} \rightarrow \frac{\Delta r_m}{\Delta u} = \frac{\Delta r_1 + \Delta r_2}{2\Delta u} \rightarrow \Delta r_m = \frac{\Delta r_1 + \Delta r_2}{2} \rightarrow r_m(u) = \frac{r_1(u) + r_2(u)}{2} \quad (6.29)$$

Funkce podélného odporu složeného průřezu se tedy stanoví podle rovnice (6.30) a interakční parametry svislé tuhosti se stanoví podle rovnic (6.31) a (6.32). V případě stanovení svislé tuhosti v zatlačení v zásadě hrají roli pouze komponenty pod patou kolejnice, které jsou z principu navrženy shodně pro obě potřebné poloviny průřezu. Tuhost složeného průřezu v zatlačení je tedy dle (6.32) třeba stanovit pouze pokud by byl žlab pro umístění KPK proveden nesymetricky. Nesymetrické umístění podložky pod patou kolejnice nedává z hlediska návrhu žádný smysl a nepředpokládá se. Princip stanovení tuhosti složeného průřezu je verifikován v příloze B.

$$r_{x,m}(u_x) = \frac{r_{x,1}(u_x) + r_{x,2}(u_x)}{2} \quad (6.30)$$

- Kde:
- $r_{x,m}(u_x)$ je podélný odpor složeného průřezu na metr běžný železniční tratě [kN/m]
 - $r_{x,1}(u_x)$ podélný odpor symetrického průřezu, vytvořeného podle levé poloviny složeného průřezu
 - $r_{x,2}(u_x)$ podélný odpor symetrického průřezu, vytvořeného podle pravé poloviny složeného průřezu

$$k_{z-,m} = \frac{k_{z-,1} + k_{z-,2}}{2} \quad (6.31)$$

- Kde: $k_{z-,m}$ je svislá tuhost v zatlačení složeného průřezu na metr běžný železniční tratě [kN/mm/m]
 $k_{z-,1}$ svislá tuhost v zatlačení symetrického průřezu, vytvořeného podle levé poloviny složeného průřezu
 $k_{z-,2}$ svislá tuhost v zatlačení symetrického průřezu, vytvořeného podle pravé poloviny složeného průřezu

$$r_{z+,m}(u_{z+}) = \frac{r_{z+,1}(u_{z+}) + r_{z+,2}(u_{z+})}{2} \quad (6.32)$$

- Kde: $r_{z+,m}(u_{z+})$ je svislý odpor proti nazdvižení složeného průřezu KPK na metr běžný železniční tratě [kN/m]
 $r_{z+,1}(u_{z+})$ svislý odpor proti nazdvižení symetrického průřezu KPK, vytvořeného podle levé poloviny složeného průřezu
 $r_{z+,2}(u_{z+})$ svislý odpor proti nazdvižení symetrického průřezu KPK, vytvořeného podle pravé poloviny složeného průřezu

Uvedený postup lze použít s jistou výhradou také pro stanovení interakčních funkcí systémů s kolejnicí 60R1. V tomto případě se však dopouštíme chyby způsobené nesymetrií profilu 60R1. Na základě porovnání zjednodušeného postupu a provedených numerických simulací vychází chyba způsobená tímto fenoménem v řádu několika jednotek procent.

6.4.4 Určení rychlosti relativní deformace v upevnění od zatížení dopravou

V rámci parametrické analýzy bylo prokázáno, že hodnoty podélného odporu i nelineární svislé tuhosti kontinuálního upevnění koleje jsou nezanedbatelně ovlivněny rychlostí deformace upevnění. Co nejpřesnější odhad rychlosti deformace upevnění je tedy jedním z důležitých kroků při správné simulaci interakčních funkcí podle této metody. Připomeňme, že podle závěrů parametrické analýzy není nutné určit rychlost deformace naprosto přesně. Významnějších chyb se v rámci analýzy interakce KPK s mostem dopustíme až pokud rychlost deformace mylně určíme s chybou větší než jeden řád.

Při podélné deformaci je pro účely analýzy třeba stanovit rychlost při zatížení od změny rovnoměrné teploty a od zatížení dopravou. Při zatížení od teploty lze ve všech případech bezpečně uvažovat rychlost podélné deformace konstantní hodnotou $u_x = 0,0005$ mm/s. Cílem výpočtu je tedy určit rychlost podélné deformace upevnění u_x od zatížení dopravou. Stanovení rychlosti podélné deformace se provede podle vztahu (5.18). Průběh rychlosti deformace po délce konstrukce je shodný s průběhem relativní deformace upevnění, který je obecně nelineární a závisí na řadě geometrických parametrů a na působícím zatížení (viz Tab. 5.24 a Tab. 5.25). Bylo však prokázáno, že dostatečné přesnosti výsledků analýzy kombinované odezvy KPK – most lze dosáhnout i v případě zprůměrování rychlosti, uvažované konstantní hodnotou po délce konstrukce. Existují tedy dvě možnosti, jak zjednodušeně uvažovat průběh rychlosti po délce konstrukce a na základě něj stanovit příslušné interakční parametry:

Alt.1) Diskretizace rychlosti deformace upevnění do n oblastí na mostě

Upevnění na délce konstrukce mezi závěrnými zídками v tomto případě rozdělíme na alespoň 5 stejných oblastí ve kterých zprůměrujeme hodnotu podélné deformace dle vztahu (5.19). Při průměrování se uvažují podélné deformace upevnění v absolutní hodnotě. V každém intervalu následně na základě rovnice (5.18) spočítáme hodnotu diskretizované rychlosti $u_{x,real,i}$, kopírující skutečný průběh spojité rychlosti deformace u_x . V jednotlivých intervalech se následně na základě získaných rychlostí $u_{x,real,i}$

určí funkce podélného odporu. Průběh skutečné diskretizované rychlosti na typické mostní konstrukci je uveden v rámci varianty 2 na Obr. 5.24. Princip určení podélných odporů dle Alt.1) je možné použít vždy, doporučuje se použít zejména v těchto případech:

- Pokud je KPK provedena na mostě i v širé trati. V takovém případě se za oběma opěrami doporučuje uvažovat ještě alespoň dvě oblasti diskretizace v širé trati.
- U složitých konstrukcí se specifickým uspořádáním (síťované oblouky, kce s řídicí tyčí apod.)
- Při požadované vyšší přesnosti výpočtu.

Alt.2) Zprůměrování rychlosti deformace upevnění po celé délce konstrukce

Průběh podélné deformace upevnění se v tomto případě zprůměruje po celé délce konstrukce dle vztahu (5.20). Při zprůměrování je třeba vždy uvažovat hodnoty podélné deformace upevnění v absolutní hodnotě. Získaná hodnota se dosadí do rovnice (5.18) a stanoví se průměrná rychlost $u_{x,mean}$. Funkce podélného odporu se po celé délce konstrukce nastaví konstantní hodnotou podle vypočtené hodnoty $u_{x,mean}$. Provedená analýza interakce KPK s mostem je významně jednodušší, ale poskytne méně přesné výsledky. U trámových mostů, běžného konstrukčního uspořádání lze očekávat chybu kolem 3 %, ojediněle až 7 %. Rozdělení interakčních funkcí dle Alt.2) se doporučuje v těchto případech:

- Pro rychlou analýzu konstrukcí běžného uspořádání.
- Pro trámové mosty běžných rozpětí zatížených modelem 71 lze pro různá konstrukční uspořádání a traťové rychlosti odečíst hodnotu $u_{x,mean}$ v Tab. 5.27, Tab. 5.28 a Tab. 5.29.

Je zřejmé, že klíčovým parametrem určení interakčních funkcí v závislosti na rychlosti podélné deformace upevnění je samotný průběh podélné deformace upevnění. Vzhledem k cyklickému charakteru úlohy stanovení průběhu u_x se výpočet provede na základě iterativního postupu následovně:

- **Krok 1:** Podélný odpor KPK nastavíme konstantně pro odhad rychlosti deformace upevnění 5 mm/s po celé délce konstrukce a vypočteme relativní podélnou deformaci v rámci upevnění.
- **Krok 2:** Relativní podélnou deformaci zprůměrujeme dle Alt.1) nebo Alt.2) a vypočteme příslušné hodnoty $u_{x,real,1}$, respektive $u_{x,mean}$. Na základě těchto rychlostí nastavíme definitivní hodnoty podélných odporů po délce konstrukce.
- **Krok 3:** Opětovně se provede výpočet s definitivními parametry podélného odporu a posoudí se interakce KPK s mostem.

Rychlost svislé deformace u_z se při zatížení od změny teploty uvažuje stejně jako v případě podélné deformace hodnotou $u_z = 0,0005$ mm/s. Rychlost svislé deformace od dopravy se potom stanoví na základě vztahu (5.21) na modelu koleje v širé trati. Parametry nelineární svislé tuhosti se nastaví na základě získané hodnoty rychlosti svislé deformace upevnění konstantní hodnotou po délce zatížené koleje přímo pod zatěžovacím břemenem. Hodnoty rychlostí svislé deformace pro systémy s kolejnicemi 60E1 a 49E1 je možné převzít z Tab. 5.30, která uvádí výsledky analýzy při uvážení svislého zatížení modelem 71 v závislosti na hodnotě svislé tuhosti KPK a na traťové rychlosti. Pro jiné zatěžovací modely, případně pro kolejnici 60R1 je svislou rychlost u_z třeba stanovit podrobným výpočtem dle (5.21).

Vstupní materiálové charakteristiky komponent upevnění jsou na základě požadavků v 6.2.1 stanoveny při hodnotách rychlosti deformace 0,0005 mm/s a 5 mm/s. Pro účely stanovení interakčních funkcí při analýze účinků dopravního zatížení je vhodné hodnoty materiálových charakteristik přepočítat pro konkrétní rychlost podélné deformace. Tuto operaci lze provést **interpolací** mezi dvěma známými hodnotami při téže teplotě na základě **logaritmického regresního modelu**. Pokud je třeba stanovit charakteristiky při rychlosti v rozmezí 5 až 50 mm/s lze výsledek (aniž bychom se dopustili významné chyby) získat také na základě extrapolace zmíněného regresního modelu.

7 Závěr

7.1 Sumarizace nových vědeckých poznatků

Výzkum provedený v rámci předložené disertační práce poskytl řadu nových poznatků v oblasti problematiky chování systémů kontinuálně podepřené koleje v interakci s mostní konstrukcí. V rámci **experimentální analýzy** byly stanoveny podélné i svislé interakční parametry typického systému kontinuálně podepřené koleje ERS Corkelast firmy edilon (sedra v závislosti na teplotě upevnění a různé rychlosti deformace upevnění. V důsledku poklesu teploty z 50 °C na -20 °C a zvětšení rychlosti deformace upevnění \dot{u}_x z 0,005 na 0,5 mm/s byl vyhodnocen nárůst podélné tuhosti až o 360 %, přičemž hodnoty podélného odporu při dosažení podélné deformace $u_x = 6$ mm lze očekávat při stejných okrajových podmínkách v rozmezí 70 až 320 kN/m.

Samotný vliv rychlosti deformace lze charakterizovat nárůstem tuhosti o 60 % za předpokladu zvětšení rychlosti \dot{u}_x z 0,005 na 0,5 mm/s, přičemž tato hodnota je platná při jakékoli teplotě. Experimentální analýza poskytla též hodnoty svislé tuhosti v zatlačení k_z systému KPK. Podobně jako v případě podélné tuhosti také svislá tuhost při poklesu teploty roste, přičemž se hodnota tuhosti posuzovaného systému KPK v zatlačení vlivem teploty může změnit až o 100 %. Při poklesu teploty pod -5 °C byl detekován strmý nárůst jak podélné, tak svislé tuhosti, což indikuje přítomnost teploty skelného přechodu.

Z výsledků je zřejmé, že hodnoty podélného odporu nejsou závislé na úrovni svislého přetížení, což koreluje s poznatky experimentu [41] a vyvrací doporučení dané předpisem UIC 774-3 [8]. Také byl potvrzen předpoklad, že interakční parametry jsou významně závislé na změně teploty a rychlosti zatížení. Pokud porovnáme dosažené hodnoty podélných odporů, zjistíme že při běžných, nebo vyšších teplotách v zásadě korelují s normovým předpokladem, při nižších teplotách se však doporučení hodnota daná normami [8] a [9] velmi liší od reálného chování. Při použití normových hodnot můžeme podélný odpor podcenit až o cca 150 %. Uvedená doporučení jsou tedy v zásadě nepoužitelná, neboť jejich použití by vedlo k nebezpečnému podcenění účinků interakce mezi KPK a mostní konstrukcí.

Zajímavé závěry poskytly také **materiálové zkoušky**, které byly provedeny pro všechny relevantní komponenty systému ERS Corkelast. Z výsledků byly stanoveny pracovní diagramy jednotlivých materiálů komponent upevnění a také byl podrobněji kvantifikován vliv teploty a rychlosti deformace na jednotlivé materiálové charakteristiky. Lze konstatovat, že všechny komponenty jsou více či méně závislé na teplotě a rychlosti zatížení. Pracovní diagramy a materiálové charakteristiky (smykové tuhosti, charakterizované modulem pružnosti E a Poissonovo číslem ν (a také mezi pevnosti f_u či tažností A) jednotlivých komponent se významně liší.

Z výsledků je zřejmé, že elastická zálivka upevnění a podložka pod patu kolejnice vykazují nižší tuhost a extrémní tažnost v porovnání s komponentami vylehčení. Pro modelování takového chování byl vytvořen původní zjednodušený materiálový model pro popis hyper-elastického chování předmětných komponent, charakterizovaný kromě počáteční hodnoty modulu pružnosti E_0 také počáteční mezí pevnosti materiálu $f_{u,0}$ a izotropním zpevněním E_T . Hodnoty modulů pružnosti elastické zálivky Corkelast VA60 se v závislosti na teplotách v rozmezí -20 až +50 °C pohybují v rozmezí od 1,9 do 8,8 MPa, počáteční pevnost v intervalu od 0,19 do 1,11 MPa, zpevnění v rozmezí 0,001 až 0,19 a Poissonovo číslo v rozmezí 0,27 až 0,47.

V případě podložky pod patu kolejnice (Trackelast strip) jsou zjištěné materiálové charakteristiky s ohledem na teplotu a rychlost zatížení stabilnější. Hodnoty modulů pružnosti lze očekávat v rozmezí 2,4 až 3,3 MPa, hodnoty počáteční pevnosti v rozmezí 0,94 až 1,14 MPa a hodnoty zpevnění v intervalu 0,14 až 0,54. Poissonovo číslo materiálu podložky pod patu kolejnice se příliš se změnou teploty a rychlosti deformace upevnění nemění a lze jej uvažovat hodnotami v rozmezí 0,36 a 0,40. Tažnost obou komponent je značná a lze ji bezpečně uvažovat hodnotou větší než 125 %. Při materiálových zkouškách nebylo v některých případech možné z důvodu nedostatečné kapacity zkušebního zařízení vůbec dosáhnout porušení vzorku a výsledky jsou tak zatíženy značným rozptylem v důsledku menšího počtu úspěšně provedených testů. Reálně lze tedy očekávat tažnost vyšší než uvedených 125 %. V oblasti větších deformací je s ohledem na hyper-elastický charakter materiálů těchto komponent možné předpokládat nelineární chování interakčních funkcí a lineární idealizace funkce podélného odporu je proto pro popis interakčního chování systémů KPK spíše nevhodná.

Materiály, ze kterých jsou provedeny vylehčovací komponenty vykazují jiné chování. Obecně lze říct že jsou tužší a křehčí a lze je v zásadě modelovat lineárně pouze prostřednictvím modulu pružnosti a Poissonova čísla. Materiál PVC vylehčovací trubky vykazuje ze všech komponent zdaleka nejvyšší hodnoty modulu pružnosti v rozmezí 1500 až 3750 MPa, Poissonovo číslo lze očekávat v rozmezí hodnot 0,28 až 0,43. Pracovní diagram se velmi mění v závislosti na působící teplotě. Při nízkých teplotách (-20 °C) vykazuje velkou tuhost, ale nízkou tažnost kolem 8 % s křehkým porušením. Při vyšších teplotách (50 °C) je materiál PVC naopak poddajnější a po dosažení meze pevnosti dochází ke změkčení. Tažnost lze v tomto případě očekávat cca 18 %.

Polyuretan použitý v rámci upevnění ERS Corkelast při realizaci vylehčovacího bloku je křehký materiál, jehož pracovní diagram je charakterizován přibližně lineární závislostí napětí na poměrné deformaci až do dosažení porušení. Jeho materiálové charakteristiky jsou závislé pouze na teplotě. Rychlost zatížení je nijak neovlivní. Modul pružnosti polyuretanového bloku lze očekávat v rozmezí od 25 MPa do 37 MPa, zatímco Poissonovo číslo se pohybuje v intervalu od 0,23 do 0,37. Tažnost vylehčovacího bloku je velmi nízká, k porušení dochází při poměrné deformaci v rozmezí hodnot 3,1 až 5,9 %.

Poslední součást experimentální analýzy systémů KPK byla zaměřena na zjištění míry **degradace upevnění při cyklickém zatížení** v obou směrech podélné deformace (při podélném zatlačení, respektive podélném tažení). Vliv dlouhodobého cyklického zatížení byl rovněž sledován na fyzikálním vzorku upevnění ERS Corkelast. Výsledky cyklické zkoušky prokázaly pokles podélné tuhosti i podélného odporu při rozkmitu cyklické deformace $\Delta u_x = 10$ až 12 mm. Pokles tuhosti v čase lze modelovat logaritmickou regresní funkcí v závislosti na počtu cyklů zatížení. Za předpokladu zmíněných rozkmitů podélné deformace KPK a extrapolace logaritmického regresního modelu poškození lze při požadované životnosti upevnění 60 let hrubě odhadnout pokles hodnot podélného odporu i podélné tuhosti o 20 až 25 %. K poklesu interakčních parametrů velmi pravděpodobně dochází v důsledku únavového namáhání a progradujícího poškození v místech lokálních koncentrací namáhání v příčném řezu KPK, případně v nedostatečně ztuhnutých oblastech upevnění s velkou koncentrací nehomogenit (bublin) v materiálu elastické zálivky. Na základě empirického sledování lze špatně ztuhnuté oblasti obecně předpokládat v oblastech blízko kontaktu s kolejnicí a žlabem.

Další závěry byly získány prostřednictvím rozsáhlé **numerické analýzy**, která proběhla na komplexním modelu, vytvořeném v prostředí softwaru Ansys mechanical apdl a validovaném proti výsledkům experimentální analýzy, provedené na fyzikálním vzorku s upevnění ERS Corkelast. Nejprve byla provedena podrobná parametrická studie vlivu vstupních materiálových a geometrických veličin na výstupní interakční parametry. Rozsahy všech parametrů byly nastaveny na základě předpokládaného rozptylu hodnot, určeného dle výsledků materiálových zkoušek nebo empirickou znalostí geometrie systémů KPK. Rozsahy jsou navíc zvětšeny o přírůstek, stanovený individuálně pro každý parametr.

Na základě výsledků parametrické analýzy byly odvozeny polynomičké regresní modely, popisující součinitele vlivu materiálových a geometrických parametrů na interakční parametry funkcí podélného odporu a svislé tuhosti. Součinitele byly stanoveny pro interakční parametry funkce podélného odporu i svislé tuhosti. Pro funkci podélného odporu $r_x(u_x)$ byl vytvořen původní nelineární model popisující hyper-elastické chování systémů KPK, závislý na třech interakčních parametrech – počáteční podélné tuhosti k_x , počáteční hodnotě plastického odporu $r_{0,x}$ a na podélném lineárním izotropním zpevnění C_x . Při parametrické analýze byla dále zohledněna možná separace mezi elastickou zálivkou a podložkou pod patou kolejnice při nadzdvižení kolejnice vlivem ztráty adheze na kontaktu těchto komponent. Pro uvážení svislé tuhosti tedy byly sledovány dvě odlišné funkce interakčních parametrů – svislá tuhost v zatlačení a svislý odpor proti nadzdvižení. Pro popis svislé tuhosti v zatlačení $k_{z,-}$ byl navržen lineární model. Při nadzdvižení však dojde k významnému změkčení tuhosti vlivem zmíněné separace na kontaktu komponent a interakční chování se podobně jako v případě podélného odporu uvažuje funkcí svislého odporu $r_{z,+}(u_{z,+})$ proti nadzdvižení, která vykazuje hyper-elastický charakter. Model funkce svislého odporu proti nadzdvižení zavádí tři interakční parametry – svislou tuhost v nadzdvižení $k_{z,+}$, počáteční hodnotu plastického odporu proti svislému nadzdvižení koleje $r_{0,z,+}$ a lineární izotropní zpevnění systému KPK při nadzdvižení koleje.

Všechny závislosti definovaných podélných a svislých interakčních parametrů byly navíc stanoveny pro různé varianty příčných řezů, vytvořených na základě kombinace třech základních profilů kolejnic (60E1, 49E1 a 60R1) s různými variantami vylehčení (bez vylehčení, vylehčení PVC trubkou a vylehčení PUR blokem). Výsledky parametrické analýzy potvrdily, že pokud velikost interakčního parametru na posuzovaném vstupním parametru definujeme jako součin referenční hodnoty a součinitelů $\overline{Y_i(X_j)}$ (normovaných k referenční hodnotě), vyjadřujících procentuální změnu interakčního parametru – můžeme většinu získaných součinitelů $\overline{Y_i(X_j)}$ **uvažovat shodně pro všechny varianty příčných řezů**. Toto platí pro všechny materiálové parametry a většinu geometrických parametrů, s výjimkou některých parametrů, popisujících specifickou geometrii jednotlivých variant příčných řezů. Pro všechny varianty příčných řezů byly tedy určeny referenční hodnoty interakčních parametrů, ale součinitele vlivu vstupních parametrů na interakční parametry mohly být většinou uvažovány jedním regresním modelem pro všechny varianty příčných řezů, čímž byla významně redukována složitost stanovení interakčních parametrů při tvorbě metodiky posouzení interakce KPK s mostem. Podrobnosti jsou uvedeny v 5.2.4.

Následně provedená **citlivostní analýza** poskytla informace o tom, které parametry mají největší vliv na změnu interakčních veličin systémů KPK. Tato informace byla využita při tvorbě metody pro posouzení interakce KPK s mostem, případně může být využita jako podklad při vývoji materiálů jednotlivých komponent, nebo při optimalizaci příčného řezu za účelem úpravy interakčních funkcí dle individuálních požadavků projektu. Zároveň byly na základě citlivostní analýzy vytipovány parametry, které lze v rámci posouzení interakce KPK s mostem zanedbat a zjednodušit tím metodiku posouzení. Velikost odezvy výstupních interakčních parametrů na vstupní materiálové a geometrické parametry byla kvantifikována pomocí koeficientů citlivosti k_i . Citlivostní koeficienty byly stanoveny pro vliv vstupních parametrů na podélný odpor, svislou tuhost v zatlačení i svislou tuhost v nadzdvižení.

Na základě provedené citlivostní analýzy lze konstatovat, že materiálové parametry ($\sum k_i = 90\%$) mají v porovnání s geometrickými parametry ($\sum k_i = 10\%$) naprosto dominantní vliv na velikost podélného odporu. Z nich největší odezvu podélného odporu vyvolá změna materiálových charakteristik elastické zálivky, respektive změna jejího modulu pružnosti E_{II} a počáteční pevnosti $f_{0,u,II}$. Koeficient citlivosti modulu pružnosti E_{II} je největší při deformaci menší než 7 mm ($k = 40\%$) a se zvyšující se deformací u_x klesá na hodnotu 13 %. Hodnota součinitele citlivosti $f_{0,u,II}$ naopak se zvětšením deformace roste z hodnoty 34 % na 60 %. Co se týče geometrických parametrů, největší odezvy podélného

odporu je dosaženo při změně šířky žlabu vyplněného elastickou záložkou b_{II} , změně výšky žlabu vyplněného elastickou záložkou h_{II} , případně při změně geometrie vylehčovacích komponent D_{IV} . Úpravou těchto parametrů je tedy do jisté míry možné optimalizovat podélný odpor na požadovanou hodnotu. Na podélný odpor má naopak překvapivě zanedbatelný vliv Poissonovo číslo materiálů komponent a všechny parametry týkající se zpevnění C_x . Zpevnění začne hrát významnější roli až při dosažení podélných deformací upevnění větších než 14 mm.

Také v případě svislé tuhosti byl vyhodnocen výrazně větší vliv materiálových parametrů ($\sum k_i = 84\%$) v porovnání s geometrickými parametry ($\sum k_i = 16\%$). Z výsledků patrné, že svislou tuhost v zatlačení je přeci jen možné prostřednictvím změny geometrie ovlivnit více než podélný odpor KPK. K nejvyšší odezvě svislé tuhosti v zatlačení dojde při změně modulu pružnosti E_{II} ($k = 21\%$) a Poissonova čísla ν_{II} ($k = 11\%$) elastické záložky, respektive modulu pružnosti E_{III} ($k = 16\%$) a Poissonova čísla ν_{III} ($k = 21\%$) podložky pod patu kolejnice. Z geometrických parametrů vykazují nejvyšší hodnoty koeficientů citlivosti tloušťka elastické záložky pod patou kolejnice t_{II} ($k = 6\%$) a tloušťky podložky pod patou kolejnice t_{III} ($k = 9\%$). Úpravou těchto parametrů je možné poměrně významně ovlivnit svislou tuhost v zatlačení.

Odezva svislého odporu proti nadzdvížení na změnu geometrických parametrů ($\sum k_i = 23\%$) je v porovnání s materiálovými parametry ($\sum k_i = 77\%$) vyšší než v případě předešlých interakčních veličin. I tak má však dominantní vliv na změnu svislého odporu proti nadzdvížení změna modulu pružnosti E_{II} ($k = 47\%$) a počáteční pevnosti $f_{u,0,II}$ elastické záložky upevnění ($k = 28\%$). Z geometrických parametrů je nejvýznamnější vliv změny šířky žlabu vyplněného elastickou záložkou b_{II} ($k = 17\%$). V oblasti velkých deformací, při nadzdvížení větším než 7 mm, je třeba navíc počítat se zvýšenou odezvou při změně lineárního izotropního zpevnění elastické záložky ($k = 13\%$) a také s rostoucím vlivem parametru h_{II} ($k = 6\%$).

Závěry provedené **analýzy namáhání komponent KPK** definují místa v příčném řezu upevnění, ve kterých dochází k významné koncentraci napětí. Místa koncentrace napětí lze obecně předpokládat v rámci elastické záložky na kontaktu s bočními hranami paty kolejnice, případně také na vnější části kontaktu s vylehčovacími prvky. Při kombinovaném svislém a podélném namáhání a za předpokladu dosažení podélné deformace $u_x = 14$ mm byly v těchto oblastech zjištěny hodnoty napětí významně převyšující stanovená kritéria porušení, definovaná překročením pevnosti a tažnosti materiálu záložky. Iterativním výpočtem bylo zjištěno, že koncentrovaná napětí nepřekročí při kombinovaném namáhání limitní hodnoty pevnosti za předpokladu podélné deformace upevnění menší než cca 7 mm. Je tedy pravděpodobné, že při nadměrné deformaci může v definovaných oblastech dojít při cyklickém namáhání k iniciaci trhlin a následnému růstu poškození, což koreluje se závěry [42]. Tento poznatek také může objasnit pokles hodnot interakčních parametrů vyhodnocený v rámci cyklické zkoušky, zpracované pro účely této práce. Je však třeba zmínit, že poškození má vliv pouze na část upevnění a jeho negativním důsledkem se projeví v snížení držečnosti a s tím souvisejícím zvětšení deformací, případně mírného nárůstu napětí v kolejnici, pokud při posouzení interakce KPK s mostem rozhoduje účinek brzdových a rozjezdových sil. Při splnění všech kritérií posouzení interakce KPK s mostem je tedy možné dílčí poškození v rámci KPK připustit.

Důležitým podkladem pro tvorbu metody posouzení interakce KPK s mostem byla **parametrická analýza rychlosti deformace upevnění**. Nejzásadnějším přínosem této studie je návrh postupů pro určení rychlosti podélné a svislé deformace kontinuálního upevnění, které jsou potřebné pro správné určení hodnot interakčních parametrů. Rychlost deformace ve svislém i podélném směru je vyhodnocena v závislosti na uvažované traťové rychlosti, konstrukčním uspořádání systému kolej – most a také na hodnotě interakčních parametrů. Rychlost svislé deformace u_z lze v závislosti na okrajových pod-

mínkách přímo odečíst ze sestavené tabulky (Tab. 5.30). Při analýze rychlosti podélné deformace byly navrženy dva původní postupy pro stanovení průběhu rychlosti deformace po délce konstrukce.

První přístup je podrobnější a při analýze předpokládá diskretizaci průběhu rychlosti podélné deformace do oblastí tak, aby výsledný diskretizovaný průběh co nejvíce kopíroval reálný průběh rychlosti deformace. Tento přístup lze použít v zásadě pro libovolný typ konstrukce, libovolné konstrukční uspořádání, případně pro specifické analýzy (např. při aplikaci řídicí tyče na mostní konstrukci). Interakční funkce podélného odporu je v tomto případě třeba nastavit individuálně pro každou diskretizovanou oblast. Druhý (zjednodušený) způsob předpokládá zprůměrování rychlosti deformace po celé délce mostní konstrukce. V rámci parametrické analýzy bylo prokázáno, že při analýze trémových mostů proměnlivého uspořádání je chyba v důsledku použití tohoto zjednodušení zanedbatelná. Ve většině analyzovaných případů byla odchylka menší než 2 %, výjimečně 4 %. Pro zjednodušenou analýzu trémových mostů byly sestaveny tabulky (Tab. 5.27, Tab. 5.28 a Tab. 5.29), ze kterých lze v závislosti na okrajových podmínkách přímo odečíst průměrnou rychlost podélné deformace.

S využitím poznatků experimentální a numerické analýzy byla navržena **metoda plně způsobilá k posouzení interakce KPK s mostem**. Tato metoda vychází z obecného principu kompletní analýzy bezстыkové koleje s mostem, všechny její specifické součásti týkající se analýzy interakce KPK s mostem jsou však původní prací autora. Metoda umožňuje zohlednit jak geometrickou variabilitu provedení systému KPK, tak materiálové nelinearity komponent použitých v rámci KPK s ohledem na vliv teploty a rychlosti zatížení. Metodika je použitelná pro 3 základní profily kolejnice 60E1, 49E1 a 60R1 (případně pro geometricky příbuzné profily), přičemž pro každou kolejnici je možné zřídít 3 varianty provedení s ohledem na použití vylehčovacích komponent.

Metoda zahrnuje zjednodušené postupy pro simulaci funkce podélného odporu a svislé tuhosti v zatlačení, potažmo svislého odporu v nadzdvžení. Metoda rovněž definuje, jakým způsobem zohlednit změnu interakčních parametrů vlivem poškození při nadměrných deformacích upevnění. Součástí je také popis variant numerické analýzy, které lze při posouzení interakce KPK s mostem použít včetně zhodnocení jejich případných výhod a nevýhod. Pro posouzení KPK byla na základě provedené numerické analýzy stanovena specifická kritéria limitních deformací, aby nedošlo k nadměrnému namáhání vlivem lokálních účinků svislého zatížení.

V současné podobě je metoda optimalizována pro analýzu systému ERS Corkelast. Pro posouzení jiného systému je třeba provést materiálové zkoušky v jasně definovaném minimálním rozsahu. Rozsah platnosti použití celé metody je určen limity geometrických parametrů příčného řezu a materiálových charakteristik komponent použitých v rámci upevnění a samozřejmě také obecnými limity platnými pro kompletní analýzu interakce bezстыkové koleje s mostem dle MVL 150 [6].

7.2 Náměty na budoucí výzkum

Přestože práce přinesla řadu nových poznatků, výzkum v oblasti problematiky interakce kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí zdaleka není u konce. Navrženou metodu by bylo účelné rozumným způsobem zjednodušit a optimalizovat pro použití v rámci normalizace. Ideálně by navržená metoda měla být také co možná nejdříve verifikována na základě dat z monitoringu reálné konstrukce s aplikovanou kontinuálně podepřenou kolejí. V rámci budoucího výzkumu problematiky interakce KPK s mostem by bylo vhodné dále se zaměřit na:

- **Rozšíření platnosti metody:**

Pokud se ukáže, že jsou stanovené intervaly materiálových nebo geometrických parametrů, nedostatečné, mohou být v rámci příštího projektu tyto intervaly rozšířeny. Zajímavé může být

také rozšíření platnosti s ohledem na další varianty příčných řezů. Případně lze prověřit chování systémů KPK, tvořených recyklovanou pryží, nebo hybridní systémy, které obsahují ocelové součásti drobného kolejiva.

- **Stanovení dílčích součinitelů na základě spolehlivostních metod:**

V současné podobě vychází obecný princip posouzení interakce bezстыkové koleje, a tedy i systémů kontinuálně podepřené koleje z překonané metody dovolených namáhání. V současnosti používané dílčí součinitele jsou stanoveny v zásadě empiricky na základě zkušenosti projektantů. Při úspěšném posouzení interakce mezi KPK (nebo BK) s mostem tedy projektant netuší, jaké úrovně spolehlivosti jeho návrh dosahuje. Metodu je tedy třeba v rámci budoucího výzkumu převést ze současného stavu na metodiku polopravděpodobnostního či alespoň deterministického spolehlivostního charakteru.

- **Stanovení příčné a podélné rotační tuhosti upevnění:**

Aby mohla být provedena korektní analýza stability kontinuálně podepřené koleje, u které lze předpokládat vybočení KPK ve svislém směru v kombinaci s klopením kolejnice, případně aby mohlo být stanoveno příčné přetížení v důsledku směrového oblouku malého poloměru, je třeba metodiku rozšířit o stanovení příčné a rotační tuhosti (podle podélné osy) v závislosti na geometrickém provedení systému KPK, teplotě a rychlosti zatížení.

- **Podrobné prověření únavového chování:**

Závěry analýzy změny interakčních parametrů při cyklickém zatížení, prezentované v této práci jsou stanoveny pouze na jednom vzorku a při jedné úrovni rozkmitu cyklické deformace za běžné teploty. Aby bylo dosaženo lepší vypovídající hodnoty, bylo by vhodné statistický soubor rozšířit, případně chování prověřit při proměnlivé teplotě upevnění. Zároveň by bylo účelné prověřit také vliv nehomogenit (bublin), vzniklých v důsledku nedokonalého samozhutnění elastické zálivky na vývoj poškození v čase. Při příznivých výsledcích by mělo být možné připustit při posouzení i větší hodnoty podélných deformací.

- **Podrobné prověření separace na kontaktech komponent KPK:**

Pokles tuhosti KPK může být vysvětlen také poškozením v důsledku separace elastické zálivky od jednotlivých komponent. V případě podélné deformace do 7 mm tento fenomén na základě výsledků dosažených v rámci této práce nehrál téměř žádnou roli. V oblasti větších deformací by bylo vhodné vliv separace podrobněji prověřit, například měřením za pomoci technologie digitální korelace obrazu. V budoucím výzkumu by bylo účelné definovat jakým způsobem se projeví různá úroveň adheze na jednotlivých kontaktech s ohledem na vznik separace mezi komponentami upevnění.

- **Upřesnění dynamického součinitele při svislém lokálním namáhání:**

Při použití KPK lze předpokládat dobré tlumící vlastnosti viskoelastického materiálu zálivky a podložky pod patu kolejnice. Současně používané dynamické součinitele při posouzení lokálních účinků svislého zatížení tedy pravděpodobně nejsou relevantní při stanovení namáhání v rámci KPK a návrh je v důsledku toho velmi konzervativní.

- **Prověření vlivu upevnění na svislou dynamickou interakci systému vlak-kolej – most:**

Použití KPK může mít vzhledem ke svým vlastnostem příznivý vliv na redukci dynamického namáhání při lokálním posouzení prvků mostovky, případně může mít příznivý vliv na zrychlení působící na cestující při pohybu vlaku po mostě. V rámci budoucího výzkumu by mohlo být zajímavé podrobně prověřit jaký vliv má svislá tuhost KPK na dynamické chování systému vlak – kolej – most a případně doporučit úpravu dynamických součinitelů či limitních průhybů pro dosažení požadovaných kritérií komfortu za předpokladu použití KPK.

Seznam obrázků

Obr. 1.1: Přírůstek napětí v důsledku aplikace bezстыkové koleje na mostní konstrukci	6
Obr. 1.2: Poruchy bezстыkové koleje (vlevo: lom kolejnice; vpravo: vybočení koleje) [1]	7
Obr. 1.3: Typická řešení systémů kontinuálně podepřené koleje ERS. Na obrázku je uveden systém Edilon ERS HR firmy edilon)(sedra ve dvou modifikacích: vlevo – vylehčení pomocí PVC trubky, vpravo vylehčení pomocí polyuretanového bloku (nebo bloku z recyklované pryže) – převzato z [2]....	8
Obr. 2.1: Modelování interakce mezi bezстыkovou kolejí a mostem: (1) kolej; (2) nosná konstrukce; (3) železniční spodek; (4) kolejové dilatační zařízení; (5) tuhost upevnění; (6) tuhost spodní stavby – převzato z [14]	11
Obr. 2.2: Obecná závislost podélného odporu r_x na relativním posunu kolej – most u_x	12
Obr. 2.3: Aplikace funkcí podélného odporu pro stanovení účinků interakce při změně teploty	12
Obr. 2.4: Aplikace funkcí podélného odporu pro stanovení účinků interakce při zatížení od kolejové dopravy	13
Obr. 2.5: Sledované deformace nosné konstrukce od zatížení dopravou při posouzení interakce BK s mostem (vlevo – deformace od svislého zatížení; vpravo – deformace od brzdných a rozjezdových sil)	15
Obr. 2.6: Zatěžovací model 71 – převzato z [5].....	16
Obr. 2.7: Zatěžovací modely SW/0 a SW/2 – převzato z [5]	16
Obr. 2.8: Příčný řez mostovkou s uzavřeným kolejovým ložem na mostě.....	17
Obr. 2.9: Systémy pevné jízdní dráhy (vlevo: RHEDA 2000; vpravo Shinkansen).....	18
Obr. 2.10: Provedení mezilehlé mostovky ocelového plnostěnného mostu s přímým upevněním – převzato z [18]	18
Obr. 2.11: Provedení prvkové mostovky s nasazenými podélníky – převzato z [18]	19
Obr. 2.12: Princip stanovení vodorovné tuhosti spodní stavby dle [5].....	20
Obr. 2.13: Kolejové velké dilatační zařízení – převzato z [19].....	22
Obr. 2.14: Funkční schéma řídicí tyče Meyer-Wunstorf [6]	23
Obr. 2.15: Schéma uvažovaného ojetí kolejnic dle [3]	24
Obr. 2.16: Bilineární idealizace podélného odporu dle [5].....	31
Obr. 2.17: Typický diagram závislosti síla/deformace pružné svěrky	33
Obr. 2.18: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [8].....	34
Obr. 2.19: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [11].....	35
Obr. 2.20: Bilineární idealizace interakčních funkcí podélného odporu proti relativnímu posunu kolej – most dle [9].....	36
Obr. 2.21: Definiční deformační kapacity systému upevnění kolejnice – převzato z [24]	37

Obr. 2.22: Rozdíly mezi analýzou respektující historii zatížení (vlevo) a lineární superpozici zatěžovacích stavů (vpravo)	37
Obr. 2.23: Interakční parametry přímého upevnění Vossloh 300 v závislosti na úrovni svislého přetížení – převzato z [33] (vlevo: DFF 300 se svěrkou Skl 15; vpravo: DFF 300 se svěrkou Skl 15 B)	38
Obr. 2.24: Variabilita provedení příčných řezů systémů KPK: vlevo – nasazený žlab, realizovaný dvojicí úhelníků, vpravo – žlab integrovaný do mostovky. Použité komponenty upevnění: 1 – ocelový žlab; 2 – elastická zálivka upevnění; 3 – fixátor vylehčení; 4 – vylehčovací trubka; 5 – vylehčovací blok; 6 – klínová podložka; 7 – podložka pod patu kolejnice; 8 – roznášecí plech	40
Obr. 2.25: Závislost modulu pružnosti zesítného polymeru na teplotě	41
Obr. 2.26: Modely hyper-visko-elasto-plastického chování systému KPK (vpravo: reálnější model zahrnující viskózní tlumič; vpravo: zjednodušený model zanedbávající viskózní tlumič)	43
Obr. 2.27: Diskrétní model pro výpočet interakce mezi kontinuálně podepřenou kolejí a podložím dle [37]	44
Obr. 2.28: Výsledné optimalizované řešení (a-minimalizace objemu zálivky, b-minimalizace hluku, c-maximální trvanlivost) dle [38]	44
Obr. 2.29: Zkušební vzorek s aplikovaným systémem ERS Corkelast firmy edilon)(sedra	46
Obr. 2.30: Vyhodnocené podélné odpory při experimentu se systémem ERS Corkelast firmy edilon)(sedra - převzato z [41]	46
Obr. 4.1: Popis laboratorního vzorku edilon)(sedra ERS-HR	50
Obr. 4.2: Obecné uspořádání experimentu	52
Obr. 4.3: Uspořádání experimentu při měření za nízkých teplot	52
Obr. 4.4: Uspořádání experimentu při měření za vyšších teplot	52
Obr. 4.5: Uspořádání experiment – pohled v ose vnesení zatížení	52
Obr. 4.6: Schéma měřených míst	53
Obr. 4.7: Vyhodnocené funkce podélného odporu při pomalém zatěžování. Hodnoty jsou přepočty na jeden metr běžný koleje.	57
Obr.4.8: Vyhodnocené funkce podélného odporu při rychlém zatěžování. Hodnoty jsou přepočty na jeden metr běžný koleje.	57
Obr. 4.9: Závislost podélné tuhosti na teplotě a rychlosti zatížení. Hodnoty jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.	58
Obr. 4.10: Závislost svislého přetížení na svislé deformaci upevnění.	59
Obr. 4.11: Závislost svislé tuhosti v zatlačení na teplotě. Hodnoty jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.	59
Obr. 4.12: Zkušební tělíska pro zkoušení v tahu (shora: Trackelast strip, Corkelast VA-60).....	62
Obr. 4.13: Tělíska pro zkoušení v tlaku (zleva: Corkelast Va-60, Traceklast strip, PUR Fillerblock, PVC tube).....	62
Obr. 4.14: Tělíska pro zkoušení v tlaku (zleva: Corkelast Va-60, Traceklast strip, PUR Fillerblock, PVC tube).....	62

Obr. 4.15: Tělíška pro zkoušení v tahu po provedení zkoušky (zleva: PVC tube, PUR Fillerblock)....	62
Obr. 4.16: Temperování zkušebních těles v izotermických boxech.....	65
Obr. 4.17: Úprava vnitřního prostoru izotermického boxu včetně roštu pro umístění zkušebních těles.	65
Obr. 4.18: Uspořádání zkušebního zařízení pro materiálové zkoušky component systému ERS Corkelast (vlevo: zkušební zařízení MTS QTEST 100 a optický extenzometr SOBRIET; vpravo: řídicí PC stanice systému MTS QTEST 100)	66
Obr. 4.19: Původní model hyper-elastického materiálu.....	69
Obr. 4.20: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku	72
Obr. 4.21: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku	72
Obr. 4.22: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu.....	73
Obr. 4.23: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	73
Obr. 4.24: Závislost modulu pružnosti zálivky Corkelast VA-60 na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu.....	74
Obr. 4.25: Závislost Poissonova čísla zálivky Corkelast VA-60 na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu.....	74
Obr. 4.26: Pracovní diagramy zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C	75
Obr. 4.27: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku.....	75
Obr. 4.28: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu.....	77
Obr. 4.29: Závislost Poissonova čísla podložky Trackelast strip na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu.....	77
Obr. 4.30: Závislost modulu pružnosti podložky Trackelast strip na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu.....	78
Obr. 4.31: Závislost Poissonova čísla podložky Trackelast strip na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C – zkouška v tahu.....	78
Obr. 4.32: Pracovní diagramy podložky Trackelast strip v závislosti na rychlosti zatížení při teplotě 25 °C	79
Obr. 4.33: Závislost modulu pružnosti PVC trubky na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu ...	80
Obr. 4.34: Závislost Poissonova čísla PVC trubky na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	80
Obr. 4.35: Pracovní diagramy PVC trubky v závislosti na teplotě při rychlosti zatížení 0,5 mm/s.....	81
Obr. 4.36: Závislost modulu pružnosti PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku....	82
Obr. 4.37: Závislost Poissonova čísla PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku.....	82

Obr. 4.38: Závislost modulu pružnosti PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	83
Obr. 4.39: Závislost Poissonova čísla PUR bloku na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	83
Obr. 4.40: Pracovní diagramy PUR bloku v závislosti na teplotě při rychlosti zatížení 0,5 mm/s	83
Obr. 4.41: Uspořádání cyklické zatěžovací zkoušky systému ERS Corkelast	85
Obr. 4.42: Schéma průběhu cyklického zatížení v čase	85
Obr. 4.43: Schéma měřených míst při cyklické zkoušce upevnění	86
Obr. 4.44: Vývoj maximální hodnoty podélného odporu v závislosti na dosaženém relativním posunu	88
Obr. 4.45: Vývoj podélné sečné tuhosti v závislosti na odpovídajícím relativním posunu	89
Obr. 4.46: Změna hysteretzní smyčky funkce podélného odporu v čase	90
Obr. 4.47: Poměrná změna podélného odporu a podélné sečné tuhosti v čase	90
Obr. 5.1: Geometrie použitých konečných prvků [55]	93
Obr. 5.2: Popis numerického modelu	94
Obr. 5.3: Kalibrace numerického modelu – vliv vylehčovacích prvků	95
Obr. 5.4: Výsledky podélné validace numerického modelu. Hodnoty r_x jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje.	96
Obr. 5.5: Výsledky svislé validace numerického modelu	97
Obr. 5.6: Metodický postup zpracování a vyhodnocení parametrické analýzy	99
Obr. 5.7: Přehled sledovaných parametrů systémů KPK	104
Obr. 5.8: Varianty geometrie vylehčovacího PUR bloku	106
Obr. 5.9: Funkce podélného odporu systémů KPK	108
Obr. 5.10: Funkce svislého odporu proti zatlačení a nadzdvižení KPK	110
Obr. 5.11: Součinitele vlivu materiálových parametrů na interakční parametry funkce podélného odporu	114
Obr. 5.12: Součinitele vlivu geometrických parametrů na interakční parametry funkce podélného odporu	116
Obr. 5.13: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 7$ mm	118
Obr. 5.14: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 14$ mm	119
Obr. 5.15: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce podélného odporu na změnu vstupních parametrů při $u_x = 30$ mm	120
Obr. 5.16: Součinitele vlivu materiálových parametrů na svislou tuhost v zatlačení	122
Obr. 5.17: Součinitele vlivu geometrických parametrů na svislou tuhost v zatlačení	124
Obr. 5.18: Citlivostní analýza odezvy svislé tuhosti v zatlačení na změnu vstupních parametrů	125
Obr. 5.19: Součinitele vlivu materiálových parametrů na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení	127

Obr. 5.20: Součinitele vlivu geometrických parametrů na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení	129
Obr. 5.21: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce svislého odporu proti nadzdvížení při $u_{z+} = 7$ mm	130
Obr. 5.22: Citlivostní analýza odezvy parametrů funkce svislého odporu proti nadzdvížení při $u_{z+} = 30$ mm	131
Obr. 5.23: Princip stanovení rychlosti podélné deformace upevnění	144
Obr. 5.24: Zjednodušené průběhy podélné deformace upevnění po délce konstrukce	146
Obr. 5.25: Zjednodušen numerický 2D model pro parametrickou analýzu interakce KPK s mostem.	148
Obr. 5.26: Detail numerického modelu v oblasti nad podporou	149
Obr. 5.27: Zatížení rovnoměrným oteplením	153
Obr. 5.28: Svislé zatížení – UIC 71	153
Obr. 5.29: Vodorovné zatížení ve směru dilatace mostu	153
Obr. 5.30: Vodorovné zatížení proti směru dilatace mostu	153
Obr. 5.31: Relativní změna průměrné podélné deformace upevnění v závislosti na podélném odporu a typu zatížení	162
Obr. 5.32: Princip stanovení délky zatlačené kolejnice	166
Obr. 5.33: Popis numerického modelu pro analýzu rychlosti svislé deformace upevnění v zatlačení	167
Obr. 5.34: Závislost lokálního ohybového napětí v kolejnici na svislé tuhosti kontinuálního podepření	168
Obr. 6.1: Rozdíly mezi lineární superpozicí zatěžovacích stavů (vlevo) a analýzou se zohledněním historie zatížení (vpravo) při posouzení interakce kontinuálně podepřené koleje s mostem.....	173
Obr. 6.2: Rozdělení interakčních funkcí při zatížení rovnoměrnou změnou teploty	180
Obr. 6.3: Rozdělení interakčních funkcí při zatížení od dopravy.....	181
Obr. 6.4: Princip stanovení interakčních funkcí složených průřezů	190

Seznam tabulek

Tab. 2.1: Rozsah maximálních teplot mostní konstrukce dle [15]	14
Tab. 2.2: Součinitele délkové teplotní roztažnosti dle Frýby [12]	14
Tab. 2.3: Požadavky na umístění kolejnicového styku a dilatačních zařízení dle [3].....	21
Tab. 2.4: Průřezové charakteristiky neojeté kolejnice.....	23
Tab. 2.5: Standardní a odvozená návrhová kritéria při posouzení kolejnice 60E1 metodou mezních přírůstků	27
Tab. 2.6: Dovolené dilatační délky mostních konstrukcí dle [3]	30
Tab. 4.1: Přehled zatěžovacích stavů	51
Tab. 4.2: Vyhodnocené podélné interakční parametry testovaného referenčního systému ERS Corkelast. Hodnoty jsou přepočteny na metr běžný koleje.....	59
Tab. 4.3: Vyhodnocené svislé interakční parametry testovaného referenčního systému ERS Corkelast. Hodnoty jsou přepočteny na metr běžný koleje.	60
Tab. 4.4: Rozměry zkušebních těles pro zkoušky komponent materiálu upevnění ERS Corelkast	62
Tab. 4.5: Zkoušení závislosti materiálových charakteristik na teplotě při dvou úrovních rychlosti deformace.	63
Tab. 4.6: Zkoušení závislosti materiálových charakteristik na rychlosti deformace při teplotě 25 °C.	64
Tab. 4.7: Materiálové parametry sloučeniny Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku.....	71
Tab. 4.8: Materiálové parametry sloučeniny Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	72
Tab. 4.9: Materiálové parametry zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na rychlosti zatížení – zkouška v tahu při teplotě 25 °C	73
Tab. 4.10: Materiálové parametry zálivky Corkelast VA-60 v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení dle modelu (4.12).....	74
Tab. 4.11: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku.....	76
Tab. 4.12: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu.....	76
Tab. 4.13: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na rychlosti zatížení – zkouška v tahu při teplotě 25 °C	77
Tab. 4.14: Materiálové parametry podložky Trackelast strip v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení dle modelu (4.12).....	78
Tab. 4.15: Materiálové parametry PVC trubky v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu	79
Tab. 4.16: Materiálové parametry PVC trubky v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 2.část.....	80

Tab. 4.17: <i>Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tlaku</i>	81
Tab. 4.18: <i>Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 1.část</i>	82
Tab. 4.19: <i>Materiálové parametry PUR bloku v závislosti na teplotě a rychlosti zatížení – zkouška v tahu – 2.část</i>	84
Tab. 5.1: <i>Přehled výsledků podélné verifikace měřených hodnot a validace numerického modelu. Hodnoty r_x, k_x a $k_{x,cal}$ jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje</i>	98
Tab. 5.2: <i>Přehled výsledků svislé verifikace měřených hodnot a validace numerického modelu. Hodnoty k_z a $k_{z,cal}$ jsou přepočteny na jeden metr běžný koleje</i>	99
Tab. 5.3: <i>Varianty symetrických příčných řezů systémů KPK – referenční příčné řezy pro parametrickou analýzu</i>	101
Tab. 5.4: <i>Varianty složených příčných řezů systémů KPK</i>	103
Tab. 5.5: <i>Analyzované hodnoty materiálových parametrů</i>	105
Tab. 5.6: <i>Analyzované hodnoty geometrických parametrů</i>	107
Tab. 5.7: <i>Referenční hodnoty interakčních parametrů funkce podélného odporu</i>	113
Tab. 5.8: <i>Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na interakční parametry funkce podélného odporu</i>	115
Tab. 5.9: <i>Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na interakční parametry funkce podélného odporu</i>	117
Tab. 5.10: <i>Referenční hodnoty svislé tuhosti v zatlačení</i>	121
Tab. 5.11: <i>Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na svislou tuhost v zatlačení</i>	123
Tab. 5.12: <i>Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na svislou tuhost v zatlačení</i>	125
Tab. 5.13: <i>Referenční hodnoty interakčních parametrů funkce svislého odporu proti nadzdvižení</i>	126
Tab. 5.14: <i>Regresní modely součinitelů vlivu materiálu na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení</i>	128
Tab. 5.15: <i>Regresní modely součinitelů vlivu geometrie na interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení</i>	129
Tab. 5.16: <i>Materiálové parametry numerických modelů, použité pro analýzu namáhání komponent KPK</i>	132
Tab. 5.17: <i>Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku bez vylehčovacích prvků</i>	135
Tab. 5.18: <i>Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku, vylehčenou PVC trubkou</i>	136
Tab. 5.19: <i>Účinky vnějšího zatížení na elastickou zálivku, vylehčenou PUR blokem</i>	138
Tab. 5.20: <i>Účinky vnějšího zatížení na podložku pod patu kolejnice</i>	139
Tab. 5.21: <i>Účinky vnějšího zatížení na vylehčovací PVC trubku</i>	140
Tab. 5.22: <i>Účinky vnějšího zatížení na vylehčovací PUR blok</i>	141
Tab. 5.23: <i>Rozsah sledovaných parametrů</i>	155

Tab. 5.24: <i>Výsledné relativní podélné deformace upevnění KPK pro prostě uložené trémové mosty včetně porovnání namáhání kolejnice při různé diskretizaci podélné rychlosti deformace upevnění.</i>	156
Tab. 5.25: <i>Výsledné relativní podélné deformace upevnění KPK pro spojitě uložené trémové mosty včetně porovnání namáhání kolejnice při různé diskretizaci podélné rychlosti deformace upevnění.</i>	158
Tab. 5.26: <i>Výsledky parametrické analýzy vlivu interakčních parametrů na velikost relativní podélné deformace KPK</i>	161
Tab. 5.27: <i>Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK ux prostě podepřených trémových mostů o jednom poli v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti</i>	163
Tab. 5.28: <i>Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK ux prostě podepřených trémových mostů o více polích v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti</i>	164
Tab. 5.29: <i>Průměrné rychlosti podélné deformace upevnění KPK ux spojitých trémových mostů v závislosti na rozpětí, geometrickém uspořádání, velikosti podélného odporu a traťové rychlosti</i>	165
Tab. 5.30: <i>Průměrné rychlosti svislé deformace upevnění KPK v zatlačení du_v/dt v závislosti na úrovni svislé tuhosti upevnění, traťové rychlosti a ohybové tuhosti kolejnice</i>	168
Tab. 6.1: <i>Kombinační pravidla při posouzení interakce KPK s mostem</i>	179
Tab. 6.2: <i>Okrajové podmínky pro stanovení potřebných interakčních funkcí</i>	181
Tab. 6.3: <i>Parametry funkce podélného odporu pro jednotlivé varianty systémů KPK</i>	184
Tab. 6.4: <i>Parametry funkce svislé tuhosti pro jednotlivé varianty systémů KPK</i>	188

Literatura

- [1] P. Vnenk, *Mechanické napětí v bezстыkové koleji*, Pardubice: Výzkumné a výukové centrum v dopravě. Univerzita Pardubice, 2018.
- [2] edilon)(sedra, edilon)(sedra, [Online]. Available: <https://www.edilonsedra.com/>.
- [3] SŽDC, S3 Železniční svršek, Praha: SŽDC, s.o., 2007.
- [4] SŽDC, S 3/4 Železniční svršek - kolejnice, Praha: SŽDC, o.s., 2008.
- [5] ČSN EN 1991-2, Eurokód 1: Zatížené konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [6] MVL 150 - Kombinovaná odezva mostu a koleje, Praha: SŽDC, 2016.
- [7] CEN/TR 17231 (2018) Eurocode 1 - Actions on Structures. traffic Loads on Bridges. Track-Bridge Interaction, Technical Report, CEN/TC 250, Committee for European Standards (CEN), 2018.
- [8] UIC code 774-3 R, Track/bridge interaction. Recommendations for calculations., UIC, 2001, p. 70.
- [9] *Ontwerpvoorschrift Kunstwerken. Bijlage VI Hoofdst.1 Belastigensept.*, 2003.
- [10] *Jernbanverkets tekniske regelverk. 525 Prosjektering og bygging. Kap.:5 Laster.*, Jernbanverket, 2013, pp. 1-45.
- [11] H. Freystein and K. Geissler, "Interaktion Gleis/Brücke bei Stahlbrücken mit Beispielen," *Stahlbau*, vol. 2, no. 82, pp. 78-86, 2013.
- [12] L. Frýba, *Dynamika železničních mostů*, sv. 1. vydání, Praha: Academia, 1992.
- [13] C. Esveld, *Modern Railway Track*, 2 ed., Zaltbommel: MRT-Productions, 2001, p. 654.
- [14] B. Shah and S. Surt, "The Need for Rail Structure Interaction Analysis for Bridges:A State-of-the-Art review," *The UIP Journal of Structural Engineering*, vol. 3, no. 3, 2015.
- [15] ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [16] D. Kmošek, "Bezстыková kolej na Znojenském viaduktu," in *Konference Železniční mosty a tunely p. 105-110*, Praha, 2010.
- [17] UIC 778-2 Recommendations for determining the carrying capacity of existing metal structures., Paris: Union Internationale des Chemins, 1986.

- [18] M. Karmazínová, *Kovové mosty 1*, Brno: Fakulta stavební. Vysoké učební technické v Brně, 2006.
- [19] J. Poler and J. Havlík, "Konstrukce dilatačního zařízení pro Nové spojení Praha," *Silnice železnice*, 20 Červenec 2009.
- [20] M. Vlasák and M. Foglar, *Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (metodický základ MVL 150)*, Praha: SUDOP, 2015.
- [21] P. Ryjáček, *Zatížení ocelových mostů od termické interakce s bezстыkovou kolejí*, Praha, 2014.
- [22] DIN-Fachbericht 101:2009-03: *Einwirkungen auf Brücken*, Berlin: Beuth verlag GmbH, 2009.
- [23] DIN EN 1991-2 Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke - teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [24] P. Ruge and C. Birk, "Longitudinal forces in continuously welded rails on bridgedecks due to nonlinear track-bridge interaction," *Computers and Structures*, pp. 458-475, 2007.
- [25] ČSN EN 1993-2 Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty*, Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [26] ČSN 73 6360-2 *Konstrukční uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha - Část 2: Stavba a přejímka, provoz a údržba*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009.
- [27] J. Kašpárek, "Pravděpodobnostní posouzení interakce mostu a koleje," *Sborník semináře doktorandů katedry ocelových a dřevěných konstrukcí*, pp. 54-59, 14. 2. 2020.
- [28] ČSN EN 1990 A1 *Zásady navrhování konstrukcí*, Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [29] *Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti mostních objektů*, Praha: SŽDC s.o., 2015.
- [30] J. Yau and L. Frýba, "A Quasi-Vehicle/Bridge Interaction Model for High Speed Railways," *Journal of Mechanics*, vol. 2, no. 31, pp. 217-225, 2015.
- [31] C. Esveld, *Improved knowledge of CWR track*, Praha, 1998.
- [32] R. C. Quieroz, "Longitudinal Track-Ballast Resistance of Railroad Track Considering Four Different Types of Sleepers," in *7 th World Congress on Railway Research*, Montréal, 2006.
- [33] V. Stančík, P. Ryjáček and M. Vokáč, "Steel bridge in interaction with modern slab track fastening systems under various vertical load levels," *Building up Efficient and Sustainable Transport Infrastructure (BESTInfra2017)*, vol. 236, 9 September 2017.
- [34] V. Stančík and P. Ryjáček, "Effects of biaxial and thermal loads on rail-slab track interaction behavior," *Advances and Trends in -engineering Sciences and Technologies II: Proceedings of*

the 2nd International Conference on Engineering Sciences and Technologies, pp. 835-840, 29 June 2017.

- [35] A. Kumar and O. Lopez-Pamies, "On the two-potential constitutive modeling of rubber viscoelastic materials,," *Comptes Rendus Mécanique*, vol. 344, no. 2, pp. 102-112, 2016.
- [36] A. Boukamel, J. M. Martinez and S. Méo, "A statistical approach for a hyper-visco-plastic model for filled rubber: Experimental characterization and numerical modelling," *European Journal of Mechanics - A/Solids*, vol. 30, no. 6, pp. 1028-1039, November-December 2011.
- [37] G. Kormos, "Longitudinal Behaviour of Rail Embedded in Elastic Material," *Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.*, vol. 1, no. 46, pp. 115-124, 2002.
- [38] V. Markine, A. De Man, S. Jovanovic and C. Esvel, "Optimum design of embedded rail structure for high speed lines," in *Proceedings of the International Conference on Railway Engineering*, 2000.
- [39] V. Markine, A. De Man and C. Esvel, "Optimization of an embedded rail structure using a numerical technique," *HERON*, vol. 1, no. 45, 2000.
- [40] E. Ludvigh, "Elastic behaviour of Continuously embedded rail systems," *Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng.*, vol. 1, no. 46, pp. 103-114, 2002.
- [41] P. Ryjáček, M. M. Howlader and M. Vokáč, "The Behaviour of the Embedded Rail in Interaction with Bridges," in *Proceedings of the 2nd international Conference "Innovative Materials, Structures and Technologies"*, Riga, 2015.
- [42] L. Wang, P. Wang, R. Chen, S. Li and Z. Li, "Experimental and numerical investigation of damage development in embedded rail system under longitudinal force," *Engineering Failure Analysis*, vol. 114, 16 Květen 2020.
- [43] P. Ryjáček, M. Howlader, M. Vokáč, B. Stollenwerk and P. Ondovčák, "The rail-bridge interaction - recent advantages with ERS fastening system for steel bridges," *Transportation research Procedia* 14, pp. 3972-3981, 18 April 2016.
- [44] Federal Railway Authority, Approval for operational testing for ERS rail fastening on bridges, application group "B" - Basic, www.eba.bund.de/SharedDocs/Standardartikel/DE/Zulassungen/Oberbau/Schienen/21.52-, (2011, accessed 16 April 2018) (německy).
- [45] P. Ryjáček and M. vokáč, "Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 99, no. 99, pp. 176-186, 2014.
- [46] J. Kašpárek, P. Ryjáček, T. Rotter and R. Calçada, "Long-term monitoring of the track-bridge interaction on an extremely skew steel arch bridge," *The Journal of Civil Structural Health Monitoring*, vol. 10, no. 3, pp. 377-387, 2020.

- [47] ČSN EN 13146-1+A1. Železniční aplikace - Kolej - Metody zkoušení systémů upevnění - Část 1: Stanovení odporu proti podélnému posunutí kolejnice, Praha: ÚNMZ, 2014.
- [48] JCGM 100. Evaluation of measurement data - Guide to the expression of uncertainty in measurement, JCGM, 2008.
- [49] E. Márová, "Interní dokument č. ZL-12: Metodický pokyn pro stanovení nejistoty výsledku zkoušek," ČVUT, Praha, 2013.
- [50] ČSN EN ISO 23529. Pryž - Obecné postupy pro přípravu a kondicionování zkušebních těles pro fyzikální zkušební metody, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017.
- [51] ČSN EN ISO 604. Plasty - Stanovení tlakových vlastností, Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [52] ČSN EN ISO 527-1. Plasty - Stanovení tahových vlastností- Část 1: Základní principy, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2020.
- [53] ČSN ISO 2602. Statistická interpretace výsledků zkoušek. Odhad průměru. Kofidenční interval., Praha, 1993.
- [54] L. Běhálek, Polymery, Liberec, 2014.
- [55] ANSYS, Inc., ANSYS Mechanical APDL Element Reference, Canonsburg: ANSYS, 2013, p. 1424.
- [56] ANSYS, Inc., ANSYS Mechanical APDL Structural Analysis Guide, Canonsburg: ANSYS, Inc., 2013, p. 428.
- [57] ANSYS, Inc., ANSYS Mechanical APDL Command Reference, Canonsburg: ANSYS, Inc., 2013, p. 1868.
- [58] ČSN 732030. Statické zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí, Praha: Ústav pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [59] American Institute of Aeronautics and Astronautics, Guide for the Verification and Validation of Computational Fluid Dynamics Simulations, Reston, VA.: AIAA-G-077, 1998.
- [60] J. Valeš, Citlivostní analýza stabilitních problémů ocelových konstrukcí. Disertační práce., Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2018.
- [61] Z. Kala, Mezní stavy a spolehlivost ocelových konstrukcí - teze profesorské přednášky., Brno: Vysoké učení technické v Brně, 2007.
- [62] I. Sobol, "Multidimensional quadrature formulas and Haar functions," *Nauka*, 1969 (rusky).

- [63] I. Sobol, "Sensitivity estimates for non-linear mathematical models," *Mathematical Modelling and Computational Experiment*, 1 (4), pp. 407-414, 1993.
- [64] Z. Major, "Longitudinal Behaviour of Embedded Rails," *Acta Technica Jaurinensis*, vol. 2, no. 8, pp. 179-187, 2015.
- [65] H. Krejčířiková, *Železniční stavby 2*, Praha: ČVUT, 2011.
- [66] R. Buba, "Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů," *16. Železniční a mostní tunely*, pp. 99-104, 2011.
- [67] V. Ducháček, *Polymery - Výroba, vlastnosti, zpracování, použití*, Praha: VŠCHT, 2006.
- [68] T. Real, H. Zamorano, C. Hernandez, J. García and J. I. Real, "Static and Dynamic Behavior of Transitions between Different Railway Track Typologies," *Journal of Civil Engineering*, pp. 1-9, 2015.
- [69] K. Giannakos and S. Tsoukantas, "Transition Zone between Ballastless and Ballasted Track: Influence of changing stiffness on acting forces," *Procedia - Social and Behavioral Science*, no. 48, pp. 3548-3557, 2012.
- [70] Nan Zhang, He Xia and Weiwei Guo, "Vehicle-bridge interaction analysis under high-speed trains," *Journal of Sound and Vibration*, no. 309, pp. 407-425, 2008.
- [71] O. Plášek, "Bezстыková kolej na mostech," in *17. konference železniční dopravní cesta*, 2012.
- [72] O. Plášek, *Výpočet bezстыkové koleje pro rekonstrukci železničního mostu přes Labe v km 298,866*, Brno, 2009.
- [73] H. Meyer and R. Schubart, "Das Steuerstabsystem Mayer/Wunstorf - Wirkungsweise und Erfahrungen," *Stahlbau*, vol. 8, no. 67, pp. 686-692, 1997.
- [74] V. Stančík, P. Ryjáček and M. Vokáč, "In-situ testing of railway bridge interaction with continuously welded rail," in *Proceedings of the 12th International Conference on Steel Space and Composite Structures*, Prague, 2014.
- [75] V. Stančík and P. Ryjáček, "Comparison of the accuracy of several bridge/rail coupling models with experimental and numerical results," in *Proceedings of the International Conference on Traffic and Transport Engineering*, Belgrade, 2014.
- [76] H. Krejčířiková and M. Pýcha, "Chování bezстыkové koleje na mostě s velkým dilatačním zařízením," *Silnice a Železnice*, pp. 108-111, 2012.
- [77] *Mosty - Terminologie a třídění*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

PŘÍLOHA A: Parametry pro verifikaci metody simulace interakčních funkcí

Tab. C.1: Sestavy parametrů pro validaci metody – příčné řezy s kolejnicí 60E1

	Symetrické															Nesymetrické																			
	60E1 - plný průřez					60E1 - vylehčení PVC trubkou					60E1 - vylehčení PUR blokem					60E1 - plný průřez - nesymetrický žlab					60E1 - 1/2 plný průřez + 1/2 vylehčení PVC tr.					60E1 - 1/2 plný průřez + 1/2 vylehčení PUR bl.									
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					
$E_{0,II}$	1,00	3,40	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1,00	3,40	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6
$E_{T,II}$	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7
$f_{u,0,II}$	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8
m_{II}	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49
$E_{0,III}$	1,00	8,20	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1,00	8,20	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6
$E_{T,III}$	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7
$f_{u,0,III}$	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8
m_{III}	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49
E_{IV}	-	-	-	-	-	1900	2800	3700	4600	5500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
m_{IV}	-	-	-	-	-	0,23	0,29	0,35	0,41	0,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	80	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	80	100
μ_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	0,3	0,35	0,41	0,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	0,3	0,35	0,41	0,45
t_I	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15
b_{II}	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160
h_{II}	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185	100	120	140	160	185
$h_{1,II}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$h_{2,II}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
t_{II}	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8
b_{III}	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155	170	160	170	150	155
t_{III}	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10
D_{IV}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
t_{IV}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
b_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	50	55	60	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	50	55	60	65
h_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	50	60	70	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	50	60	70	80

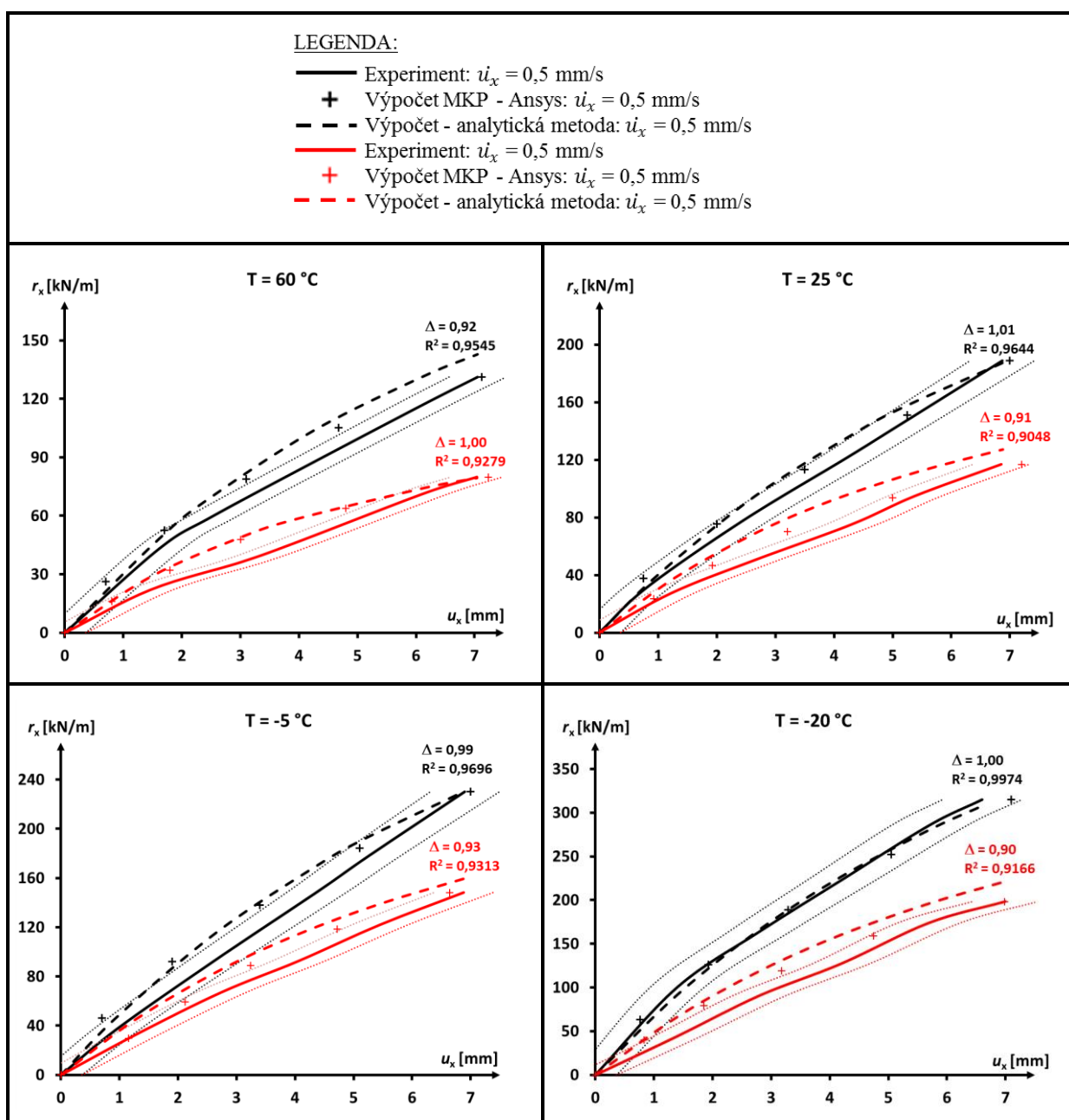
Tab. C.3: Sestavy parametrů pro validaci metody – příčné řezy s kolejnicí 60R1

	Symetrické															Nesymetrické																			
	60R1 - plný průřez					60R1 - vylehčení PVC trubkou					60R1 - vylehčení PUR blokem					60R1 - plný průřez - nesymetrický žlab					60R1 - 1/2 plný průřez + 1/2 vylehčení PVC tr.					60R1 - 1/2 plný průřez + 1/2 vylehčení PUR bl.									
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					
$E_{0,II}$	1,00	3,40	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1,00	3,40	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6	1	3,4	5,8	8,2	10,6
$E_{T,II}$	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7	0,42	0,74	1,06	1,38	1,7
$f_{u,0,II}$	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8	0,16	0,32	0,48	0,64	0,8
m_{II}	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49	0,35	0,39	0,43	0,47	0,49
$E_{0,III}$	1,00	8,20	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1,00	8,20	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6	1	8,2	5,8	3,4	10,6
$E_{T,III}$	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7	0,42	1,38	1,06	0,74	1,7
$f_{u,0,III}$	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8	0,16	0,64	0,48	0,32	0,8
m_{III}	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49	0,35	0,47	0,43	0,39	0,49
E_{IV}	-	-	-	-	-	1900	2800	3700	4600	5500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1900	2800	3700	4600	5500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
m_{IV}	-	-	-	-	-	0,23	0,29	0,35	0,41	0,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	0,29	0,35	0,41	0,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	80	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	40	60	80	100	-	-	-	-	-
μ_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	0,3	0,35	0,41	0,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	0,3	0,35	0,41	0,45	-	-	-	-	-
t_I	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15	8	10	12	14	15
b_{II}	270	240	210	180	170	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	170	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160	270	240	210	180	160
h_{II}	100	130	150	170	190	100	130	150	170	190	100	130	150	170	190	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$h_{1,II}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	130	150	170	185	100	130	150	170	185	100	130	150	170	185	100	130	150	170	185
$h_{2,II}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190
t_{II}	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8	5	5	5	5	8
b_{III}	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160	170	180	170	160	160
t_{III}	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10	15	20	17	5	10
D_{IV}	-	-	-	-	-	25	35	45	55	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	35	45	55	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
t_{IV}	-	-	-	-	-	1	2	3	4	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	2	3	4	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
b_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	55	65	75	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	55	65	75	80	-	-	-	-	-
h_V	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35	55	75	95	115	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35	55	75	95	115	-	-	-	-	-

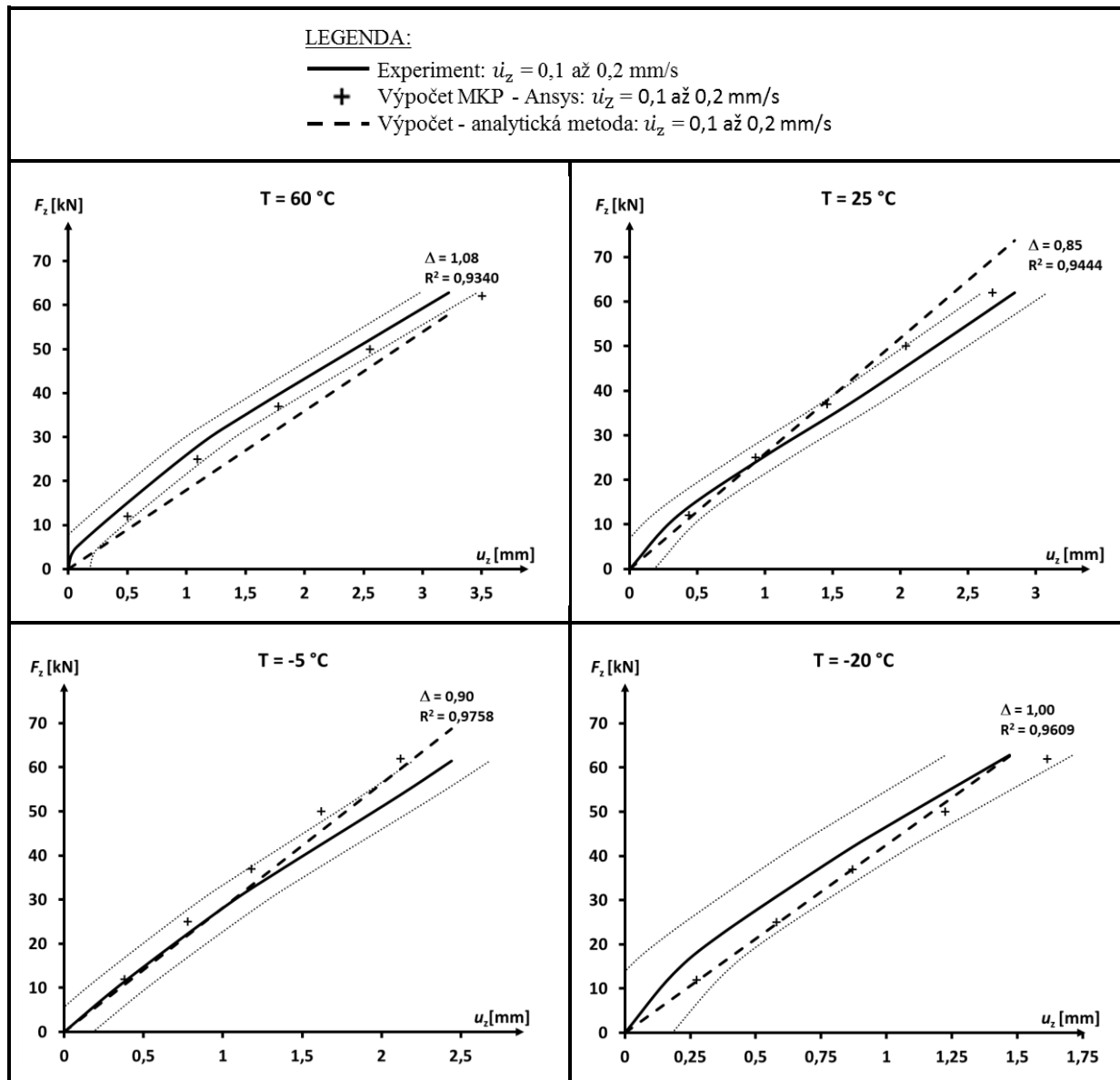
PŘÍLOHA B: Výsledky validace metody simulace interakčních funkcí

V první části této přílohy jsou v Tab. C.1 a Tab. C.2 shrnuty výsledky verifikace zjednodušeného analytického postupu pro určení interakčních funkcí dle kapitoly 6.4 proti výsledkům provedeného experimentu se systémem ERS Corkelast (viz 4.1). Zjednodušený postup je verifikován pro všechny veličiny měřené v rámci experimentu – tedy funkce podélného odporu při teplotách -20, -5, 20 a 50 °C a při dvou úrovních rychlosti deformace $\dot{u}_x = 0,005$ mm/s a $\dot{u}_x = 0,5$ mm/s a svislé tuhosti v zatlačení při stejných teplotách a při rychlosti svislé deformace, pohybující se v rozmezí 0,2 až 0,3 mm/s. Symbolem Δ je značena odchylka výsledků experimentu od hodnot, získaných zjednodušeným postupem při dosažení $u_x = 7$ mm. Míra shody výsledků experimentu s vypočtenými hodnotami dle zjednodušené metody je vyjádřena koeficientem determinace R^2 .

Tab. C.1: Verifikace funkcí podélného odporu dle zjednodušené metody proti měřeným hodnotám



Tab. C.2: Verifikace hodnot svislé tuhosti v zatlačení dle zjednodušené metody proti měřeným hodnotám

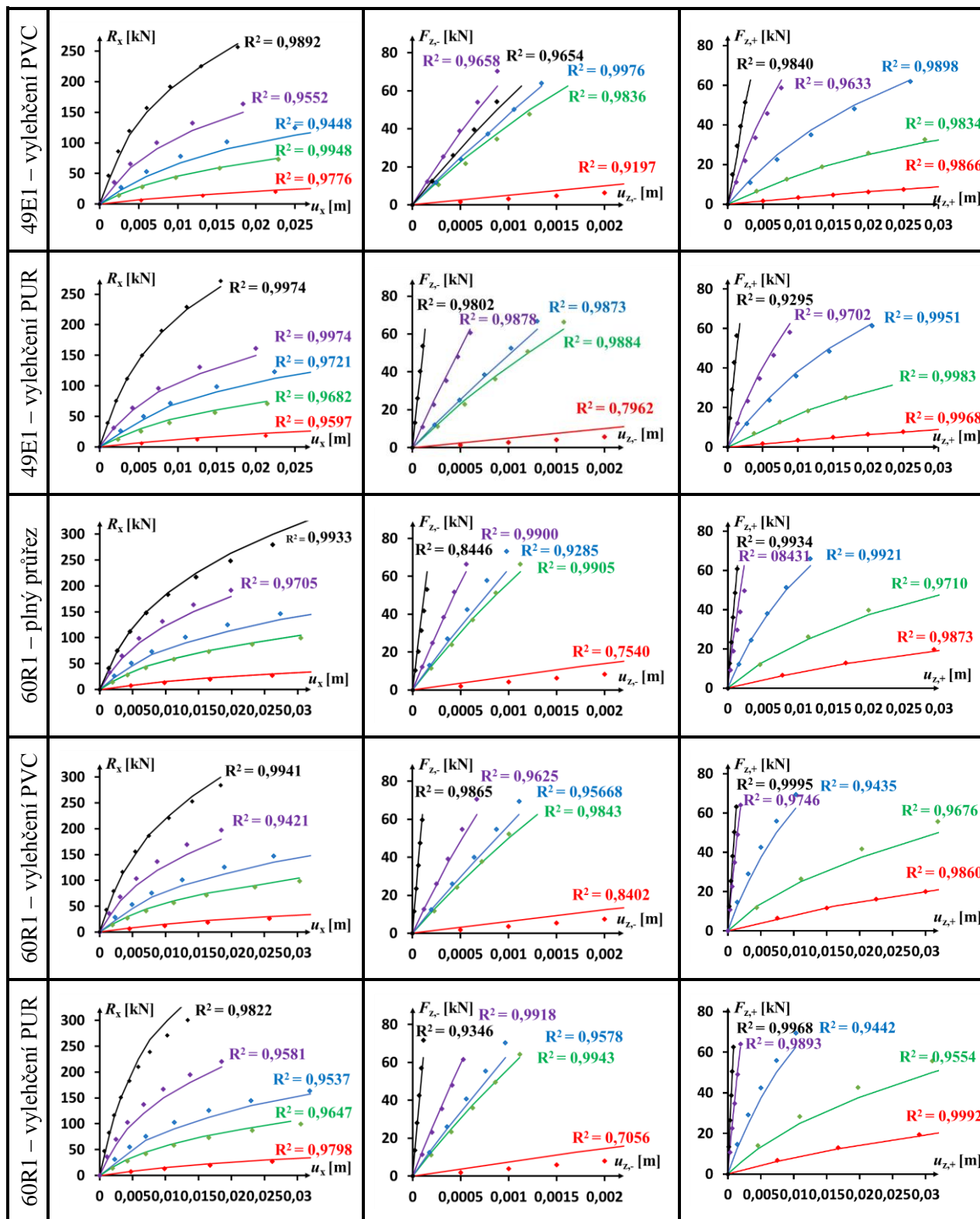


Ve druhé části jsou v Tab. C.3 a Tab. C.4 uvedeny výsledky verifikace zjednodušeného postupu pro určení interakčních funkcí dle kapitoly 6.4 proti výsledkům podrobné numerické simulace interakčních funkcí, provedené v programu Ansys. Shoda výsledků hodnot vypočtených dle zjednodušené metody s výsledky podrobné numerické simulace je v tabulce vyjádřena koeficientem determinace R^2 . Verifikace je provedena pro všechny uvažované varianty symetrických i nesymetrických příčných řezů KPK, přičemž pro každou variantu se verifikují interakční veličiny pro pět různých případů, vytvořených na základě vstupních geometrických a materiálových parametrů. Kombinace parametrů jsou voleny z části nahodile a z části tak, aby pokrývaly celý rozsah interakčních funkcí, které lze na základě různých kombinací vstupních parametrů získat. Přesné hodnoty parametrů jednotlivých verifikovaných případů jsou uvedeny v tabulkách v příloze A. Všechny uvedené interakční veličiny jsou přepočteny na 0,5 m dlouhé upevnění s jednou kolejnicí.

Tab. C.3: Verifikace funkcí podélného odporu symetrických průřezů dle zjednodušené metody proti výsledkům vypočteným na validovaném numerickém modelu v programu Ansys

LEGENDA:			
	—	Kombinace parametrů 1 - výpočet MKP - Ansys	
	◆	Kombinace parametrů 1 - výpočet zjednodušenou metodou	
	—	Kombinace parametrů 2 - výpočet MKP - Ansys	
	◆	Kombinace parametrů 2 - výpočet zjednodušenou metodou	
	—	Kombinace parametrů 3 - výpočet MKP - Ansys	
	◆	Kombinace parametrů 3 - výpočet zjednodušenou metodou	
	—	Kombinace parametrů 4 - výpočet MKP - Ansys	
	◆	Kombinace parametrů 4 - výpočet zjednodušenou metodou	
	—	Kombinace parametrů 5 - výpočet MKP - Ansys	
	◆	Kombinace parametrů 5 - výpočet zjednodušenou metodou	
Var. KPK	Funkce podélného odporu R_x [kN]	Svislá tuhost v zatlačení $k_{z,-}$ [kN/m]	Svislý odpor proti nadzdvížení $R_{z,+}$ [kN]
60E1 – plný průřez			
60E1 – vylehčení PVC			
60E1 – vylehčení PUR			
49E1 – plný průřez			

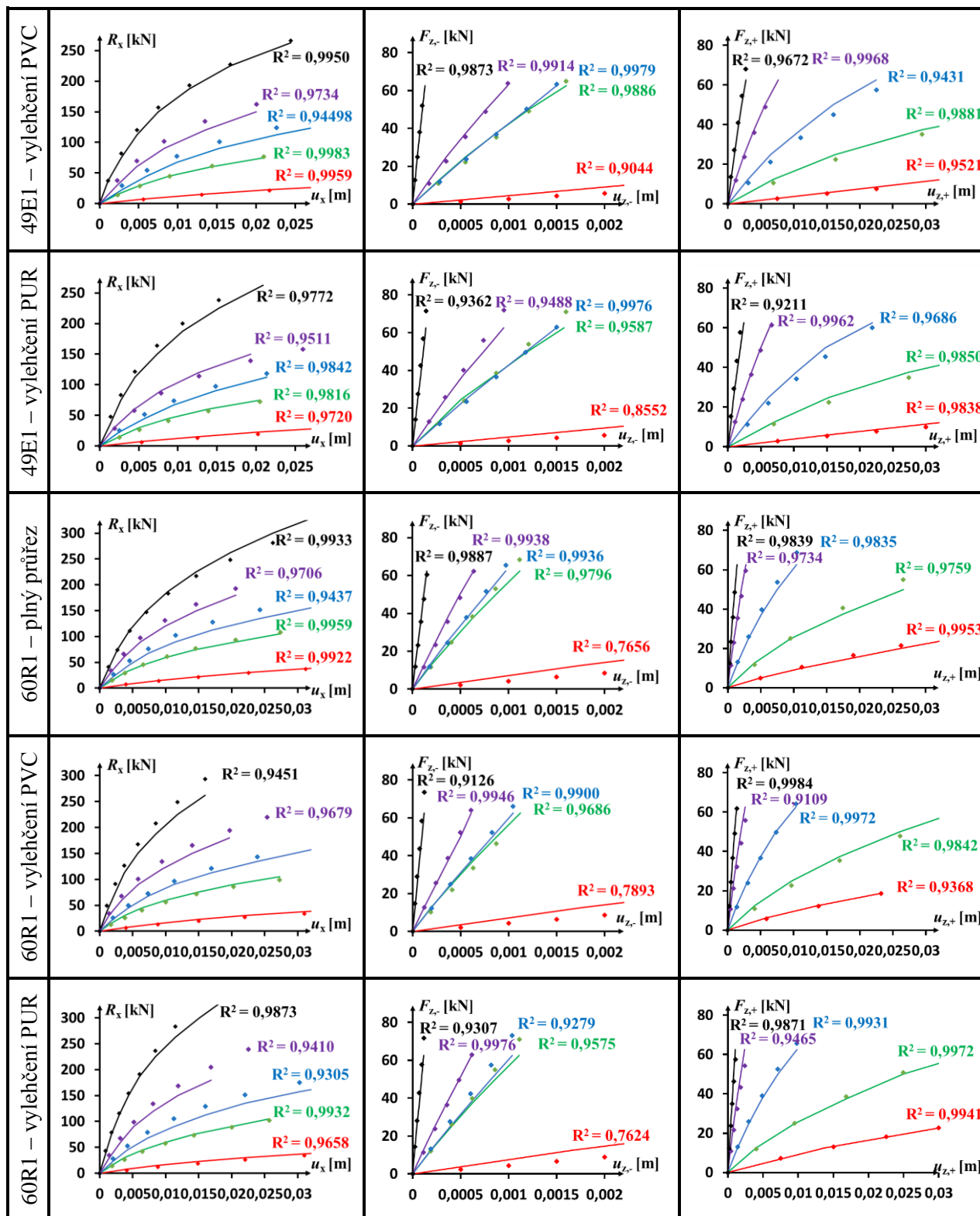
Tab. C.3: (Dokončení)



Tab. C.4: Verifikace funkcí podélného odporu nesymetrických průřezů dle zjednodušené metody proti výsledkům vypočteným na validovaném numerickém modelu v programu Ansys

<p><u>LEGENDA:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> — Kombinace parametrů 1 - výpočet MKP - Ansys ◆ Kombinace parametrů 1 - výpočet zjednodušenou metodou — Kombinace parametrů 2 - výpočet MKP - Ansys ◆ Kombinace parametrů 2 - výpočet zjednodušenou metodou — Kombinace parametrů 3 - výpočet MKP - Ansys ◆ Kombinace parametrů 3 - výpočet zjednodušenou metodou — Kombinace parametrů 4 - výpočet MKP - Ansys ◆ Kombinace parametrů 4 - výpočet zjednodušenou metodou — Kombinace parametrů 5 - výpočet MKP - Ansys ◆ Kombinace parametrů 5 - výpočet zjednodušenou metodou 			
Var. KPK	Funkce podélného odporu R_x [kN]	Svislá tuhost v zatlačení $k_{z,-}$ [kN/m]	Svislý odpor proti nadzdvížení $R_{z,+}$ [kN]
60E1 – plný průřez			
60E1 – vylehčení PVC			
60E1 – vylehčení PUR			
49E1 – plný průřez			

Tab. C.4: (Dokončení)



PŘÍLOHA C: Příklad použití metody kompletní analýzy KPK v interakci s mostem

Příklad použití navržené metody je demonstrován na konstrukci prostě podepřeného ocelového trámového železničního mostu o rozpětí $L = 40$ m. Konstrukce je tvořena dvěma hlavními nosníky o konstrukční výšce 4 m ($h_k = L/10$). Mostovka je provedena v horní poloze a stavební výška tedy přibližně odpovídá konstrukční výšce ($h_s \approx h_k = 4$ m). Železniční trať je na mostě vedena v přímé a dovolená traťová rychlost je $V = 160$ km/h. Na mostě ani za opěrami není provedeno kolejové dilatační zařízení. Svislou tuhost konstrukce lze charakterizovat průhybem $\delta = 25$ mm, vyvozeným zatěžovacím modelem 71, což odpovídá hodnotě $L/\delta = 1600$. Je tedy splněna podmínka kritérií komfortu, která při rychlosti 160 km/h a rozpětí 40 m předepisuje hodnotu $L/\delta = 1010$. Železniční svršek na mostě je realizován formou pevné jízdní dráhy s provedeným systémem kontinuálně podepřené koleje. Za oběma opěrami přechází pevná jízdní dráha do kolejového lože.

Předpoklady uvažované v rámci příkladu:

- Posouzení je provedeno na základě navržené metody kompletní analýzy interakce KPK s mostem.
- Lokální účinky svislého zatížení jsou stanoveny odděleně od globálních účinků.
- Analýza lokálních účinků je provedena na jednoduchém 2D modelu, modelujícím jeden kolejnicový pás v širé trati (tj. mimo mostní konstrukci). Použitý model pro analýzu lokálních účinků svislého zatížení je podrobně popsán na Obr. 5.33.
- Globální účinky zatížení jsou vypočteny na základě podrobné analýzy se zohledněním historie zatížení KPK v programu Dlubal RFEM, pomocí analýzy ve fázích výstavby.
- Vliv rychlosti deformace upevnění na interakční parametry je stanoven zjednodušeným postupem s uvážením průměrné rychlosti deformace po celé délce konstrukce. Průměrná rychlost podélné deformace upevnění je na základě okrajových podmínek úlohy přímo odečtena z Tab. 5.27. Rychlost svislé deformace při stanovení lokálních účinků svislého zatížení je odečtena z Tab. 5.30.
- Analýza globálních účinků je provedena na jednoduchém 2D modelu s využitím symetrie. Konstrukce je tedy modelována jedním hlavním nosníkem, ke kterému je upevněn jeden kolejnicový pás. Použitý model je podrobně popsán na Obr. 5.25.
- Stanovení přídatného namáhání ložisek není v tomto modelovém příkladě provedeno.

C.1 Parametry systému kontinuálně podepřené koleje

Kontinuální podepření je řešeno pomocí systému ERS Corkelast s profilem kolejnice 60E1. Objem elastické zálivky je redukován pomocí vylehčovacích PVC trubek. Příčný řez navrženého systému KPK je symetrický. Elastická zálivka je tvořena materiálem Corkelast VA-60 a podložka je vyrobena z materiálu Trackelast. Níže jsou podrobně představeny geometrické a materiálové parametry použitého systému KPK.

C.1.1 Geometrické parametry KPK:

Varianta systému KPK:

60E1 – vylehčení PVC trubkou

Průřezové charakteristiky kolejnice 60E1:

- Průřezová plocha neojeté kolejnice:

$A = 0,00767 \text{ m}^2$

- Průřezový modul neojeté kolejnice: $W = 0,0003336 \text{ m}^3$
- Průřezová plocha kolejnice se srovnaným ojetím 12 mm: $A_{\text{net}} = 0,006806 \text{ m}^2$
- Průřezový modul kolejnice se srovnaným ojetím 12 mm: $W_{\text{net}} = 0,000277 \text{ m}^3$

Elastická zálivka upevnění:

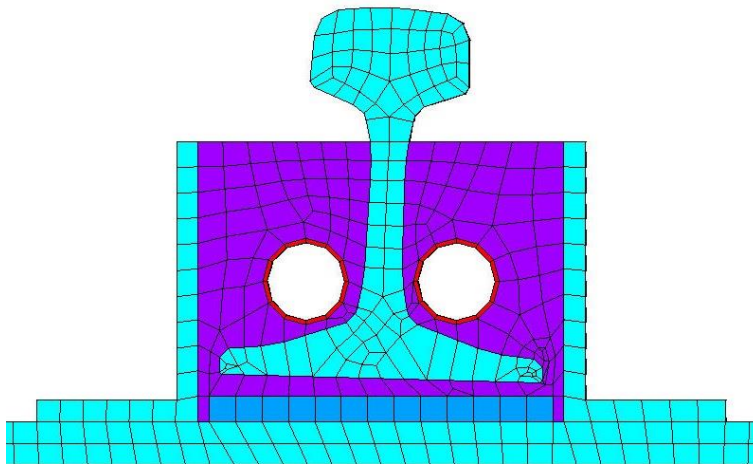
- Šířka žlabu vyplněného elastickou zálivkou: $b_{\text{II}} = 170 \text{ mm}$
- Výška žlabu vyplněného elastickou zálivkou: $h_{\text{II}} = 140 \text{ mm}$
- Tloušťka zálivky pod patou kolejnice: $t_{\text{II}} = 8 \text{ mm}$

Podložka pod patu kolejnice:

- Šířka podložky pod patou kolejnice: $b_{\text{III}} = 160 \text{ mm}$
- Tloušťka podložky pod patou kolejnice: $t_{\text{III}} = 10 \text{ mm}$

Vylehčovací trubka:

- Průměr vylehčovací trubky: $D_{\text{IV}} = 50 \text{ mm}$
- Tloušťka vylehčovací trubky: $t_{\text{IV}} = 2,5 \text{ mm}$



Obr. C.1: Příčný řez navrženým systémem KPK

Výčet materiálových parametrů zahrnuje pouze hodnoty, které jsou potřebné pro provedení analýzy interakce KPK a mostu, stanovené při okrajových podmínkách definovaných v Tab. 6.2. Dle této tabulky je třeba při posouzení KPK v rámci ČR vzít v úvahu teploty upevnění $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ a $+50 \text{ }^\circ\text{C}$. V závislosti na typu zatížení je dále třeba zohlednit rychlost deformace. Při posouzení účinků zatížení teplotou se uvažuje rychlost podélné deformace i svislé deformace hodnotou $0,0005 \text{ mm/s}$ (případně je dovoleno uvažovat hodnotu $0,005 \text{ mm/s}$, pokud není možné experimentálně stanovit materiálové charakteristiky při pomalejším zatěžování).

Vliv rychlosti deformace upevnění na interakční parametry je stanoven zjednodušeným postupem s uvážením průměrné rychlosti deformace po celé délce konstrukce. Průměrná rychlost podélné deformace upevnění je na základě okrajových podmínek úlohy určena interpolací v Tab. 5.27 a je uvažována hodnotou $u_{x,\text{mean}} = 6,5 \text{ mm/s}$. Rychlost svislé deformace při stanovení lokálních účinků svislého zatížení je odečtena v závislosti na svislé tuhosti upevnění v zatlačení při teplotách $-20 \text{ }^\circ\text{C}$, respektive $+50 \text{ }^\circ\text{C}$ dle Tab. 5.30. Rychlost deformace u_z je odečtena na základě znalosti svislé tuhosti při definované teplotě za předpokladu odhadu rychlosti svislé deformace $u_z = 5 \text{ mm/s}$. Hodnoty materiálových charakteristik jsou převzaty z výsledků materiálových zkoušek. Hodnoty při konkrétní rychlosti deformace jsou získány interpolací či extrapolací dle logaritmického regresního modelu.

C.1.2 Materiálové parametry KPK:

Kolejnice 60 E1:

- Materiál kolejnice: UIC 900 A
- smluvní mez kluzu – charakteristická hodnota: $f_{uk} = 880 \text{ MPa}$
- smluvní mez kluzu – charakteristická hodnota: $f_{yk} = 0,6 \cdot f_{uk} = 470 \text{ MPa}$
- smluvní mez kluzu – návrhová hodnota – prostá únosnost: $f_{yk} = 0,6 \cdot f_{uk} / \gamma_{M0} = 470 \text{ MPa}$

Elastická zálivka upevnění:

- Mat. parametry při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 0,005 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 1,9 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 0,19 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,005$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,39$

- Mat. parametry při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 0,005 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 5,2 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 0,63 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,07$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,35$

- Mat. parametry – při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 6,5 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 3,5 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 0,48 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,03$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,39$

- Mat. parametry – při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 6,5 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 10 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 1,3 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,24$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,31$

- Mat. parametry – při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 50 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 3,9 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 0,54 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,034$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,39$

- Mat. parametry – při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 20 \text{ mm/s}$

- Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{II} = 10,65 \text{ MPa}$
- Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,II} = 1,42 \text{ MPa}$
- Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{T,II} = 0,27$
- Poissonovo číslo: $\nu_{II} = 0,31$

Podložka pod patou kolejnice:

- Mat. parametry při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 0,005$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 2,5$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{III}} = 0,94$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,II}} = 0,14$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{III}} = 0,39$
- Mat. parametry při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 0,005$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 3,2$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{III}} = 1,06$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,III}} = 0,04$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{III}} = 0,41$
- Mat. parametry – při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 6,5$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 2,6$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{II}} = 1,06$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,II}} = 0,36$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{II}} = 0,39$
- Mat. parametry – při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 6,5$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 3,4$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{III}} = 1,18$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,III}} = 0,67$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{III}} = 0,41$
- Mat. parametry – při teplotě +50 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 50$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 2,7$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{II}} = 1,09$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,II}} = 0,41$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{II}} = 0,39$
- Mat. parametry – při teplotě -20 °C a rychlosti deformace $u_{\text{mean}} = 20$ mm/s
 - Modul pružnosti elastické zálivky: $E_{\text{III}} = 3,5$ MPa
 - Počáteční pevnost elastické zálivky: $f_{u,0,\text{III}} = 1,2$ MPa
 - Lineární izotropní zpevnění elastické zálivky: $E_{\text{T,III}} = 0,73$
 - Poissonovo číslo: $\nu_{\text{III}} = 0,41$

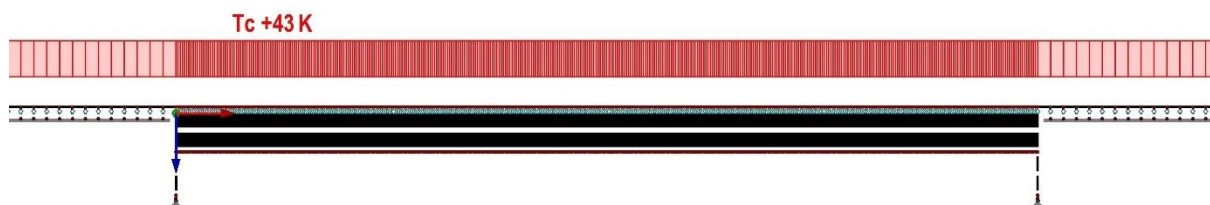
C.2 Zatěžovací stavy

V rámci posudku jsou uvažována pouze zatížení relevantní pro posouzení interakce kontinuálně podepřené koleje s mostní konstrukcí. Jedná se o zatížení rovnoměrnou změnou teploty koleje, zatížení rovnoměrnou změnou teploty mostu, svislé zatížení od dopravy a zatížení rozjezdovými silami. Stálé zatížení je na konstrukci aplikováno ještě před zřízením KPK. Deformace mostu od stálého zatížení tedy KPK nezatíží a při interakci jej lze zanedbat.

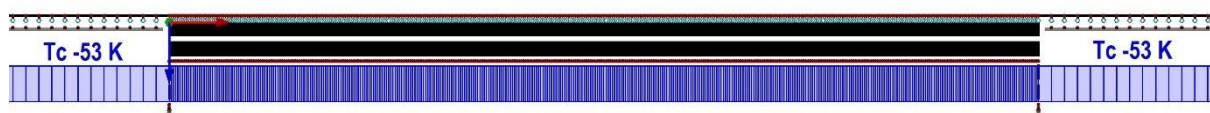
C2.1 ZS1, ZS2 – zatížení rovnoměrnou teplotou koleje – R

Zatížení změnou rovnoměrné teploty koleje je uvažováno maximálními hodnotami ochlazení a oteplení dle předpisu S3 [3]. Účinek zatížení teplotou je uvažován v numerické analýze současně s působením zatížení rovnoměrnou změnou teploty mostu.

- maximální oteplení kolejnice: $\Delta T_{R,max} = +43 \text{ K}$
- maximální ochlazení kolejnice: $\Delta T_{R,min} = -53 \text{ K}$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu napětí v kolejnici dle [6]: $\gamma_T = 1,0$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu deformací: $\gamma_T = 1,0$



Obr. C.2: ZS1 – Zatížení rovnoměrným oteplením koleje

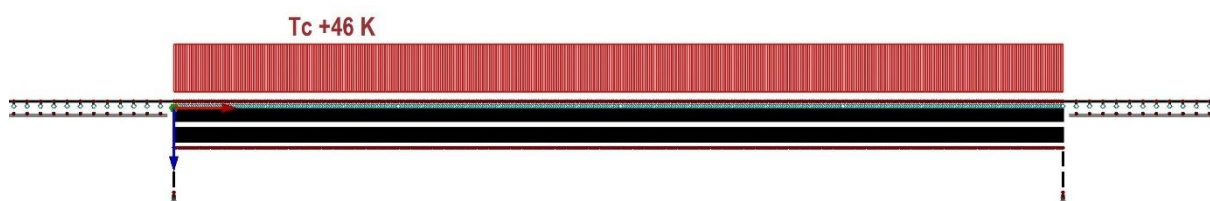


Obr. C.3: ZS2 – Zatížení rovnoměrným ochlazením koleje

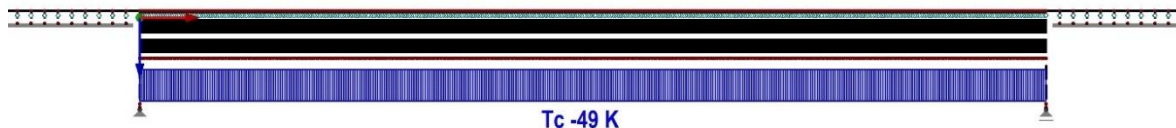
C2.2 ZS3, ZS4 – zatížení rovnoměrnou teplotou mostu – D

Zatížení změnou rovnoměrné teploty mostu je pro účely této ukázky uvažováno maximálními možnými hodnotami dle [15]. Případný účinek nerovnoměrného průběhu teploty po délce konstrukce je zanedbán. Při stanovení změny teploty ocelového mostu se uvažují přídatky teploty pro 1.typ nosné konstrukce dle [15]. Výchozí teplota NK je volena doporučenou hodnotou $T_0 = 10 \text{ °C}$. Nejistota výchozí teploty je v tomto příkladě zanedbána.

- maximální oteplení mostu – charakteristická hodnota: $\Delta T_{N,exp,k} = +40+16 \text{ K}$
- maximální ochlazení kolejnice – charakteristická hodnota: $\Delta T_{N,con,k} = -36-3 \text{ K}$
- maximální oteplení mostu – návrhová hodnota: $\Delta T_{N,exp,d} = +56-10 = 46 \text{ K}$
- maximální ochlazení mostu – návrhová hodnota: $\Delta T_{N,con,d} = -39-10 = -49 \text{ K}$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu napětí v kolejnici dle [6]: $\gamma_T = 1,0$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu deformací: $\gamma_T = 1,0$



Obr. C.2: ZS3 – Zatížení rovnoměrným oteplením mostu

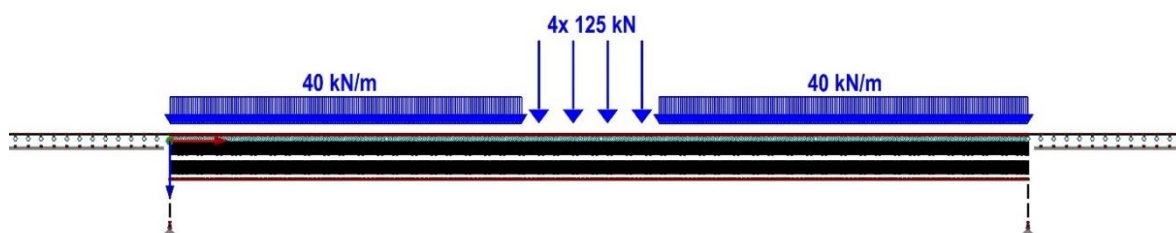


Obr. C.3: ZS4 – Zatížení rovnoměrným ochlazením mostu

C2.3 ZS5 – Svislé zatížení od dopravy – P

Globální i lokální účinky svislého zatížení jsou vyvozeny zatěžovacím modelem 71. Hodnoty zatížení jsou přepočteny na jeden kolejnicový pás. Zatěžovací břemeno je pro zjednodušení uvažováno pouze v poloze uprostřed mostu (dle kritéria max M), kde vyvodí maximální účinky. Délka zatěžovacího břemene je vymezena délkou mostní konstrukce. Příčná excentricita svislých zatížení je zanedbána. Dynamické účinky jsou dle pokynů [5] také zanedbány. Při lokálním ohybu kolejnice od svislého zatížení jsou však dynamické účinky zohledněny prostřednictvím dynamického součinitele. Výpočet dynamického součinitele je uveden v odstavci při vyčíslení lokálních účinků.

- klasifikační součinitel (dle [6]): $\alpha = 1,0$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu napětí v kolejnici dle [6]: $\gamma_P = 1,45$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu deformací: $\gamma_P = 1,0$

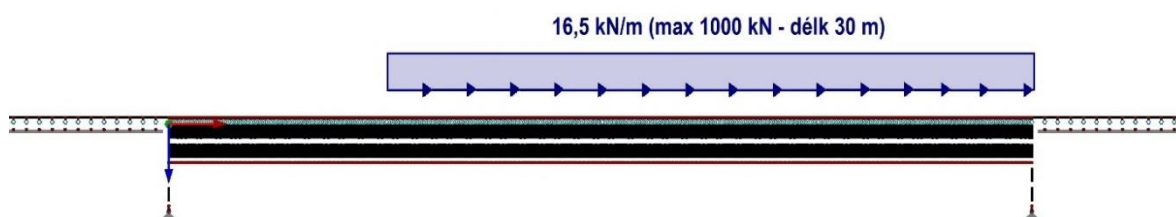


Obr. C.4: ZS5 – Svislé zatížení zatěžovacím modelem 71

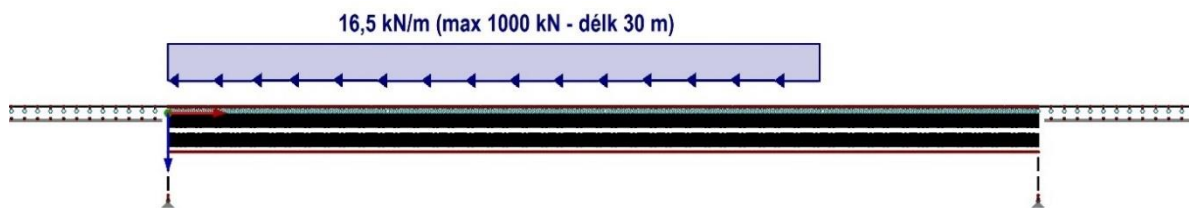
C2.4 ZS6, ZS7 – Vodorovné zatížení rozjezdovými silami – B

Maximální vodorovné účinky jsou vyvozeny rozjezdovými silami Q_{lak} . Rozjezdové síly se uvažují hodnotou dle [5]. Při zohlednění omezení celkové brzdné síly hodnotou 1000 kN přičiňují na délce 30 m. Liniové zatížení rozjezdovými silami je přepočteno na jeden kolejnicový pás. V souladu s pokyny platných předpisů není v případě rozjezdových sil vodorovná excentricita zatížení uvažována, stejně jako dynamické účinky. Rozjezdová síla je aplikována ve dvou směrech – ve směru dilatace a proti směru dilatace. V kombinaci s ostatními účinky zatížení je vždy uvažováno zatížení rozjezdovými silami ve směru, který přičiňuje maximálnímu namáhání.

- zatížení rozjezdovou silou – na jeden pás kolejnice: $Q_{lak} = 33 \cdot 0,5 = 16,5 \text{ kN/m}$
- klasifikační součinitel (dle [6]): $\alpha = 1,0$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu napětí v kolejnici dle [6]: $\gamma_P = 1,45$
- dílčí součinitel zatížení – při výpočtu deformací: $\gamma_P = 1,0$



Obr. C.5: ZS6 – Zatížení rozjezdovými silami ve směru dilatace



Obr. C.6: ZS7 – Zatížení rozjezdovými silami proti směru dilatace

C2.5 Kombinace zatížení

Analýza interakce je provedena podrobným výpočtem se zohledněním historie zatížení KPK. Výpočet celkového napětí a celkových deformací je proveden pomocí analýzy ve fázích výstavby v modulu RF-Stages programu Dlubal RFEM. Kombinovaná odezva je vypočtena ve dvou fázích – v první fázi jsou nastaveny interakční parametry KPK pro výpočet účinků zatížení teplotou (viz Obr. 6.2) a ve druhé fázi jsou nastaveny interakční parametry pro výpočet účinků zatížení od dopravy (viz Obr. 6.3). Zatížení od změny teploty koleje a změny teploty mostní konstrukce působí současně ve fázi 1, zatímco svislé a vodorovné zatížení od dopravy působí současně ve fázi 2. Níže jsou sestaveny kombinace pro posouzení deformací (MSP) a napětí v kolejnici (MSÚ) při oteplení a ochlazení kombinovaného systému KPK – most:

- CO1: 1,0(ZS5+ZS6) ... pro výpočet deformace upevnění od zatížení dopravou
- CO2: 1,0(ZS1+ZS3) ... pro výpočet deformace upevnění od zatížení od změny teploty

- CO3: $\overbrace{1,0(ZS1+ZS3)}^{\text{Fáze 1}} + \overbrace{1,0(ZS5+ZS6)}^{\text{Fáze 2}}$... pro výpočet celkové deformace upevnění
- CO4: 1,0(ZS1+ZS3) + 1,45(ZS5+ZS6) ... pro výpočet napětí v kolejnici při oteplení
- CO5: 1,0(ZS2+ZS4) + 1,45(ZS5+ZS7) ... pro výpočet napětí v kolejnici při ochlazení
- Všechny kombinační součinitele se dle [6] uvažují hodnotou $\psi_{0,i} = 1,0$

C.3 Stanovení interakčních parametrů

Níže jsou stanoveny všechny potřebné interakční parametry v podélném a svislém směru. Interakční parametry v širé trati jsou definovány rozdílně pro zatíženou a nezatíženou kolej. Interakční parametry KPK na mostě jsou určeny s ohledem na geometrii příčného řezu KPK a kombinaci teploty a rychlosti deformace upevnění na základě hodnot parametrů uvedených v C.1. Interakční parametry získané postupem dle metody kompletní analýzy interakce KPK jsou stanoveny pro jeden běžný metr železniční trati. Pro aplikaci do numerického modelu je nutné interakční parametry přepočítat na jeden upevňovací uzel. Připomeňme, že v širé trati (v kolejovém loži) se uvažuje normální rozdělení prážců a uzly jsou provedeny v rozteči 0,6 m, zatímco na mostě (v rámci KPK) lze uzly uvažovat v rozteči 0,1 m. Interakční parametry jsou po délce konstrukce rozděleny do oblastí dle Obr. 6.2 a Obr. 6.3.

C3.1 Interakční parametry v širé trati

Parametry podélné interakce v širé trati – oblast A – nezatížená kolej dle [3], [8]:

- | | |
|--|---|
| - Typ kolejového svršku: | kolejové lože |
| - Model funkce podélného odporu: | bilineární (dle [8]) |
| - Plastický odpor na 1 bm trati: | $r_{0,x} = 10 \text{ kN/m}$ |
| - Plastický odpor na 1 uzel upevnění: | $r_{0,x,1} = 10/2 \cdot 0,6 = 3 \text{ kN}$ |
| - Limitní relativní posun při dosažení $r_{0,x}$: | $u_{x,\text{lim}} = 2 \text{ mm}$ |

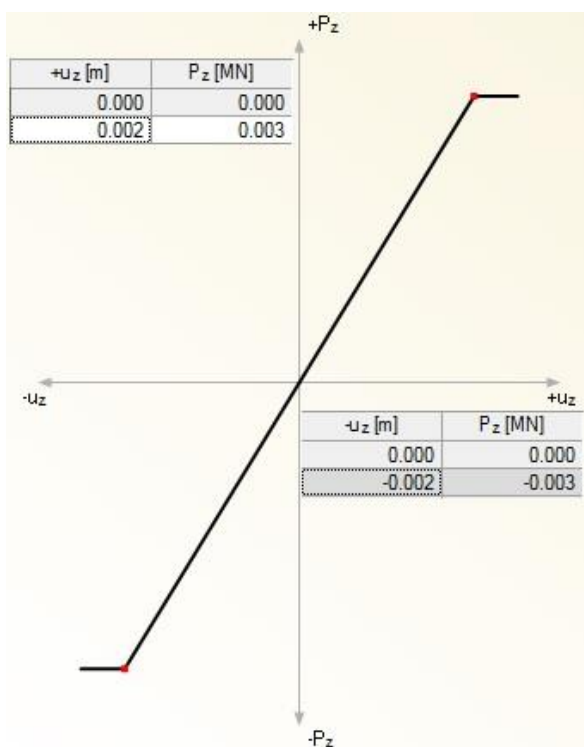
Parametry podélné interakce v širé trati – oblast B – zatížená kolej dle [3],[8]:

- Typ kolejového svršku: kolejové lože
- Model funkce podélného odporu: bilineární
- Plastický odpor na 1 bm trati: $r_{0,x} = 40 \text{ kN/m}$
- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{0,x,1} = 40/2 \cdot 0,6 = 12 \text{ kN/m}$
- Limitní relativní posun při dosažení plastického odporu: $u_{x,\text{lim}} = 2 \text{ mm}$

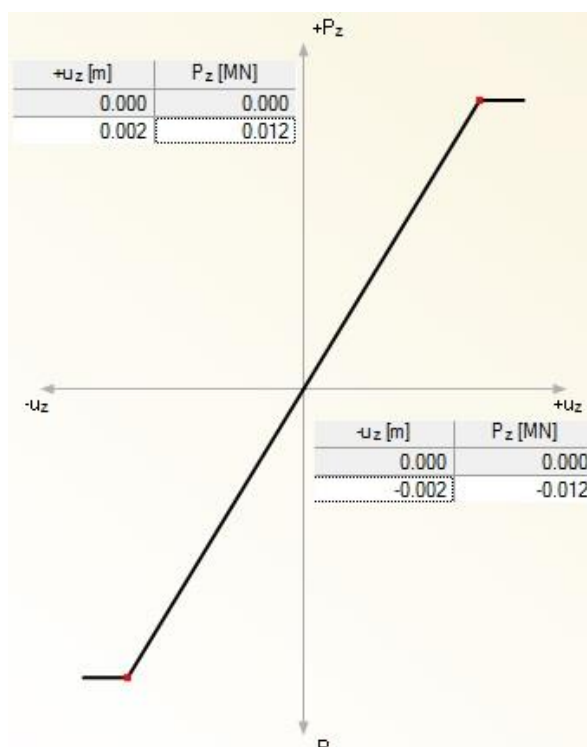
Pozn. Zatížení dopravou je v rámci tohoto příkladu uvažováno pouze na mostní konstrukce. Interakční parametry v širé trati při svisle zatížené koleji se tedy neuplatní.

Parametry svislé interakce v širé trati – oblast A, B – zatížená i nezatížená kolej dle [3]:

- Typ kolejového svršku: kolejové lože
- Model funkce svislé tuhosti: lineární
- Svislá tuhost na 1 bm trati – standardní kvalita podloží: $k_z = 20000 \text{ kN/m}^2$
- Svislá tuhost na 1 uzel – standardní kvalita podloží: $k_{z,1} = \frac{20000}{2} \cdot 0,6 = 6000 \text{ kN/m}$



Obr. C.7: Uvažovaný podélný odpor v širé trati – nezatížená kolej – přepočteno na jeden zatěžovací uzel



Obr. C.8: Uvažovaný podélný odpor v širé trati – zatížená kolej – přepočteno na jeden zatěžovací uzel

C3.2 Interakční parametry na mostě

C3.2.1 Parametry podélné interakce

Funkce podélného odporu je pro všechny oblasti na mostě popsána funkcí závislou na podélné deformaci upevnění a na okrajových podmínkách – na teplotě a rychlosti podélné deformace. Pro každou oblast na mostě dle Obr. 6.2 a Obr. 6.3 jsou individuálně dle postupu popsaného v 6.4.2 vypočteny interakční parametry $C_x(T, u_x)$, $r_{0,x}(T, u_x)$ a $k_x(T, u_x)$. Interakční parametry jsou stanoveny součinem referenční hodnoty daného parametru a materiálového a geometrického součinitele. Materiálové a geometrické součinitele se stanoví součinem dílčích součinitelů podle Tab. 6.3, Tab. 5.8 a Tab. 5.9. Funkce podélného odporu se dle (6.6) uvažuje následovně:

$$r_x(u_x, T, \dot{u}_x) = (C_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x + r_{0,x}(T, \dot{u}_x)) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x}{C_x(T, \dot{u}_x) \cdot u_x + r_{0,x}(T, \dot{u}_x)}\right)}\right)$$

Parametry podélné interakce KPK na mostě – oblast C ($T = 50 \text{ }^\circ\text{C}$, $u_{x,\text{mean}} = 0,005 \text{ mm/s}$):

- Typ kolejového svršku: KPK – 60E1 s PVC trubkou
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní, průměrná hodnota
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. C.9)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: $r_x(u_x, 50, 0,005)$
- Interakční parametry funkce podélného odporu:

Lineární izotropní zpevnění:

$$C_x(50, 0,005) = C_{x,\text{ref}} \cdot \overline{C_{x,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{C_{x,G}} = 4,0 \cdot 1 \cdot 1 = 4,0$$

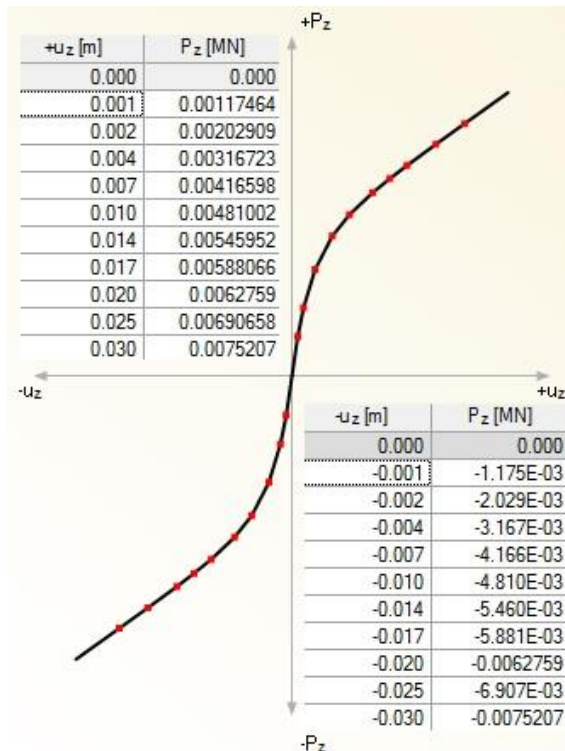
Počáteční hodnota plastického podélného odporu:

$$r_{0,x}(50, 0,005) = r_{0,x,\text{ref}} \cdot \overline{r_{0,x,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{r_{0,x,G}} = 260 \cdot \overline{r_{0,x}(E_{II}(50, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,II}(50, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,III}(50, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})} = 260 \cdot 0,78 \cdot 0,36 \cdot 1,1 \cdot 1,05 = 79 \text{ kN/m}$$

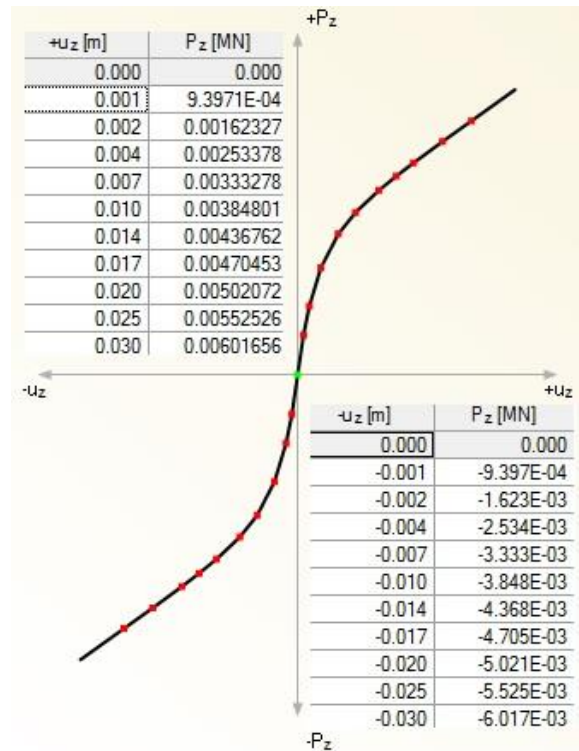
Podélná tuhost upevnění:

$$k_{0,x}(50, 0,005) = k_{x,\text{ref}} \cdot \overline{k_{x,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{k_{x,G}} = 72 \cdot \overline{k_x(E_{II}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_x(E_{III}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_x(t_{II})} \cdot \overline{k_x(b_{II})} \cdot \overline{k_x(t_{III})} \cdot \overline{k_x(h_{II,60E1})} \cdot \overline{k_x(D_{IV})} = 69 \cdot 0,46 \cdot 0,74 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 1,02 \cdot 1,13 = 28 \text{ kN/mm/m}$$

- Funkce podélného odporu na 1 uzel upevnění: $r_{x,1}(u_x, 50, 0,005) = \frac{r_x(u_x, 50, 0,005)}{2} \cdot 0,1$
- Redukce v případě poškození ($\sum u_x > 7 \text{ mm}$): $r_{x,1}(u_x, 50, 0,005) \cdot 0,8$



Obr. C.9: Uvažovaný podélný odpor v oblasti C na mostě (při $T=50 \text{ }^\circ\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 0,005 \text{ mm/s}$)



Obr. C.10: Uvažovaný podélný odpor v oblasti C na mostě (při $T=50 \text{ }^\circ\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 0,005 \text{ mm/s}$) – redukováná hodnota

Parametry podélné interakce KPK na mostě – oblast I, K ($T = 50\text{ }^{\circ}\text{C}$, $u_{x,\text{mean}} = 6,5\text{ mm/s}$):

- Typ kolejového svršku: KPK – 60E1 s PVC trubkou
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní, průměrná hodnota
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. C.11)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: $r_x(u_x, 50, 6,5)$
- Interakční parametry funkce podélného odporu:

Lineární izotropní zpevnění:

$$C_x(50, 6,5) = C_{x,\text{ref}} \cdot \overline{C_{x,M}(50, 6,5)} \cdot \overline{C_{x,G}} = 4,0 \cdot 1 \cdot 1 = 4,0$$

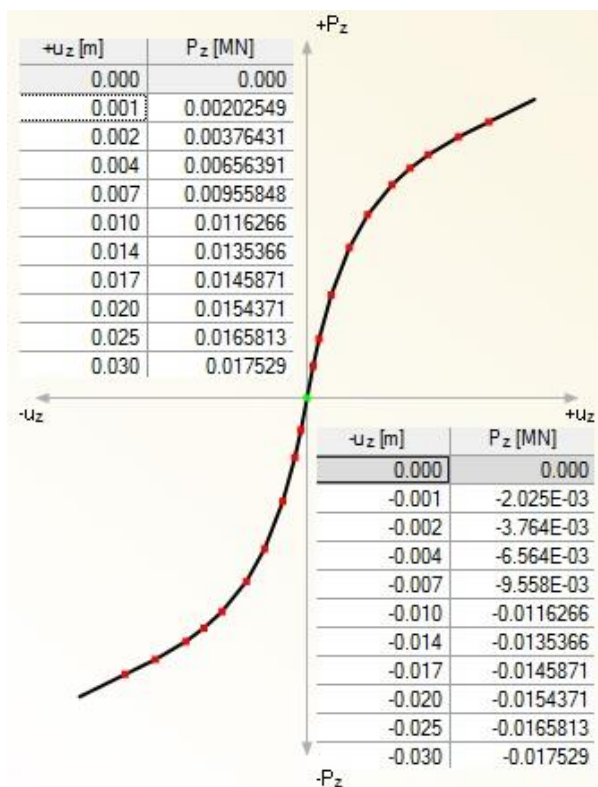
Počáteční hodnota plastického podélného odporu:

$$r_{0,x}(50, 6,5) = r_{0,x,\text{ref}} \cdot \overline{r_{0,x,M}(50, 6,5)} \cdot \overline{r_{0,x,G}} = 260 \cdot \overline{r_{0,x}(E_{II}(50, 6,5))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,II}(50, 6,5))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,III}(50, 6,5))} \cdot \overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})} = 260 \cdot 0,91 \cdot 1,06 \cdot 1,11 \cdot 1,05 = 278\text{ kN/m}$$

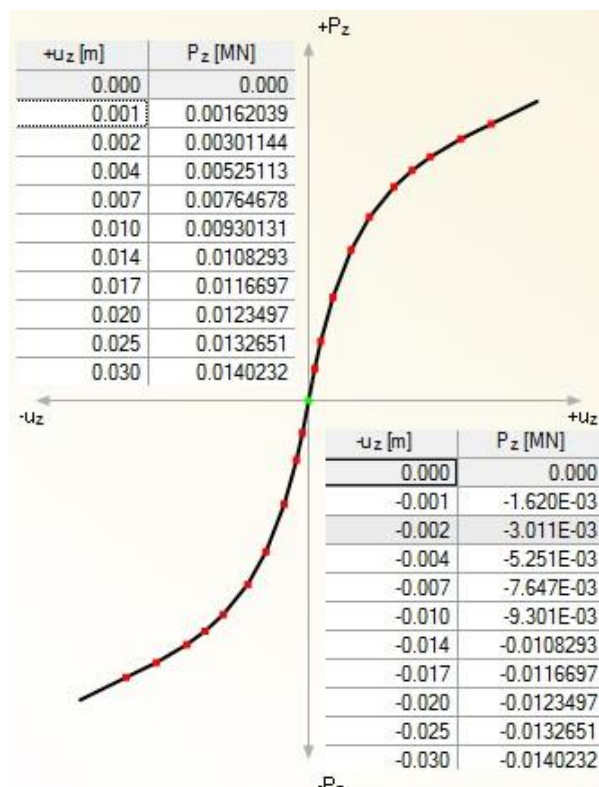
Podélná tuhost upevnění:

$$k_{0,x}(50, 6,5) = k_{x,\text{ref}} \cdot \overline{k_{x,M}(50, 6,5)} \cdot \overline{k_{x,G}} = 72 \cdot \overline{k_x(E_{II}(50, 6,5))} \cdot \overline{k_x(E_{III}(50, 6,5))} \cdot \overline{k_x(t_{II})} \cdot \overline{k_x(b_{II})} \cdot \overline{k_x(t_{III})} \cdot \overline{k_x(h_{II,60E1})} \cdot \overline{k_x(D_{IV})} = 69 \cdot 0,72 \cdot 0,76 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 1,02 \cdot 1,13 = 44\text{ kN/mm/m}$$

- Funkce podélného odporu na 1 uzel upevnění: $r_{x,1}(u_x, 50, 6,5) = \frac{r_x(u_x, 50, 6,5)}{2} \cdot 0,1$
- Redukce v případě poškození ($\sum u_x > 7\text{ mm}$): $r_{x,1}(u_x, 50, 6,5) \cdot 0,8$



Obr. C.11: Uvažovaný podélný odpor v oblastech I,K na mostě (při $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 6,5\text{ mm/s}$)



Obr. C.12: Uvažovaný podélný odpor v oblastech I,K na mostě (při $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 6,5\text{ mm/s}$) – redukováná hodnota

Parametry podélné interakce KPK na mostě – oblast D ($T = -20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $u_{x,\text{mean}} = 0,005\text{ mm/s}$):

- Typ kolejového svršku: KPK – 60E1 s PVC trubkou
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní, průměrná hodnota
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. C.13)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: $r_x(u_x, -20, 0,005)$
- Interakční parametry funkce podélného odporu:

Lineární izotropní zpevnění:

$$c_x(-20, 0,005) = c_{x,\text{ref}} \cdot \overline{c_{x,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{c_{x,G}} = 4,0 \cdot 1 \cdot 1 = 4,0$$

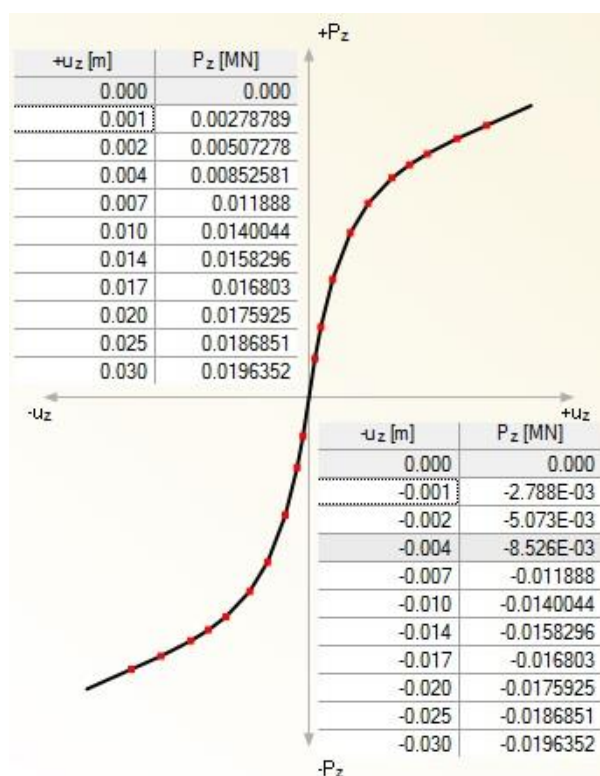
Počáteční hodnota plastického podélného odporu:

$$r_{0,x}(-20, 0,005) = r_{0,x,\text{ref}} \cdot \overline{r_{0,x,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{r_{0,x,G}} = 260 \cdot \overline{r_{0,x}(E_{II}(-20, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,II}(-20, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,III}(-20, 0,005))} \cdot \overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})} = 260 \cdot 0,98 \cdot 1,06 \cdot 1,11 \cdot 1,05 = 79\text{ kN/m}$$

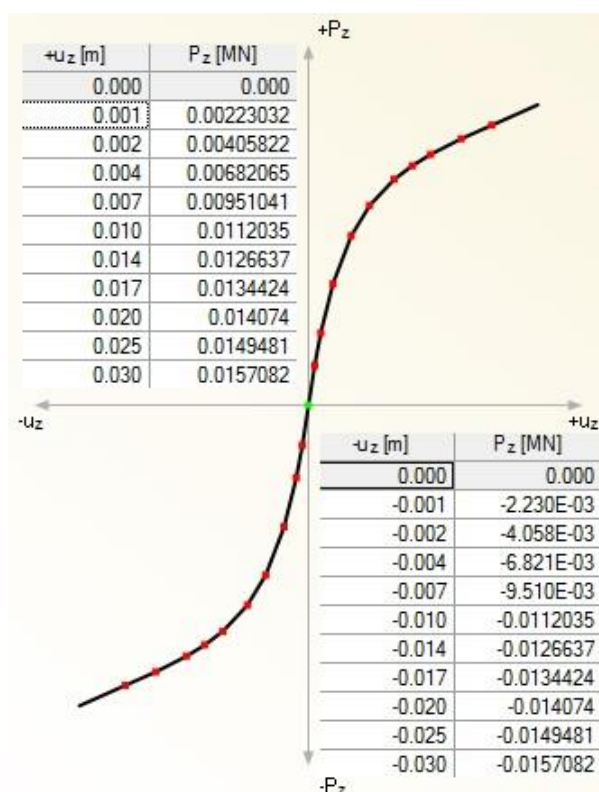
Podélná tuhost upevnění:

$$k_{0,x}(-20, 0,005) = k_{x,\text{ref}} \cdot \overline{k_{x,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{k_{x,G}} = 72 \cdot \overline{k_x(E_{II}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_x(E_{III}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_x(t_{II})} \cdot \overline{k_x(b_{II})} \cdot \overline{k_x(t_{III})} \cdot \overline{k_x(h_{II,60E1})} \cdot \overline{k_x(D_{IV})} = 69 \cdot 0,94 \cdot 0,82 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 1,02 \cdot 1,13 = 62\text{ kN/mm/m}$$

- Funkce podélného odporu na 1 uzel upevnění: $r_{x,1}(u_x, -20, 0,005) = \frac{r_x(u_x, -20, 0,005)}{2} \cdot 0,1$
- Redukce v případě poškození ($\sum u_x > 7\text{ mm}$): $r_{x,1}(u_x, -20, 0,005) \cdot 0,8$



Obr. C.13: Uvažovaný podélný odpor v oblasti D na mostě (při $T=-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 0,005\text{ mm/s}$)



Obr. C.14: Uvažovaný podélný odpor v oblasti D na mostě (při $T=-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $u_{x,\text{mean}} = 0,005\text{ mm/s}$) – redukovaná hodnota

Parametry podélné interakce KPK na mostě – oblast J, L (T = -20 °C, $u_{x,mean} = 6,5$ mm/s):

- Typ kolejového svršku: KPK – 60E1 s PVC trubkou
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce oblasti
- Model podélného odporu: nelineárně pružný (dle Obr. C.15)
- Funkce podélného odporu na 1 bm trati: $r_x(u_x, -20, 6,5)$
- Interakční parametry funkce podélného odporu:

Lineární izotropní zpevnění:

$$C_x(-20, 6,5) = C_{x,ref} \cdot \overline{C_{x,M}(-20, 6,5)} \cdot \overline{C_{x,G}} = 4,0 \cdot 1 \cdot 1 = 4,0$$

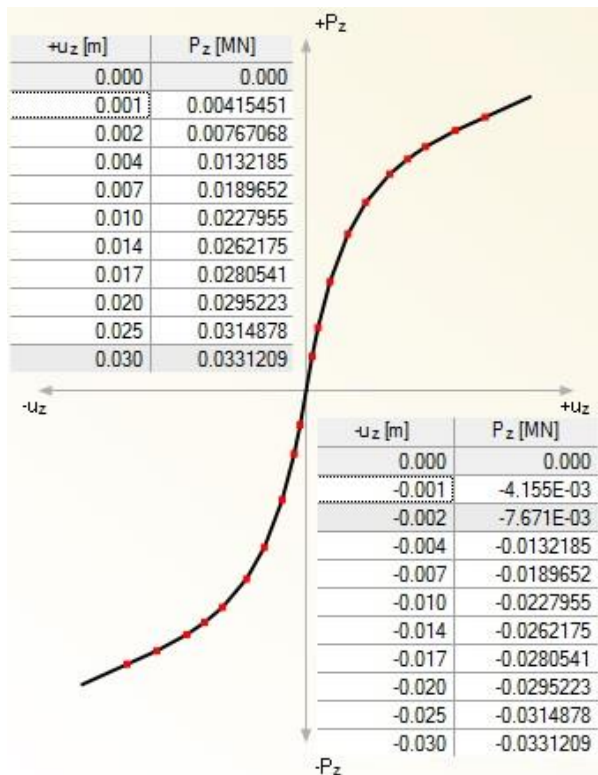
Počáteční hodnota plastického podélného odporu:

$$r_{0,x}(-20, 6,5) = r_{0,x,ref} \cdot \overline{r_{0,x,M}(-20, 6,5)} \cdot \overline{r_{0,x,G}} = 260 \cdot r_{0,x}(E_{II}(-20, 6,5)) \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,II}(-20, 6,5))} \cdot \overline{r_{0,x}(f_{0,u,III}(-20, 6,5))} \cdot \overline{r_{0,x}(h_{II,60E1})} = 260 \cdot 1,06 \cdot 1,72 \cdot 1,11 \cdot 1,05 = 526 \text{ kN/m}$$

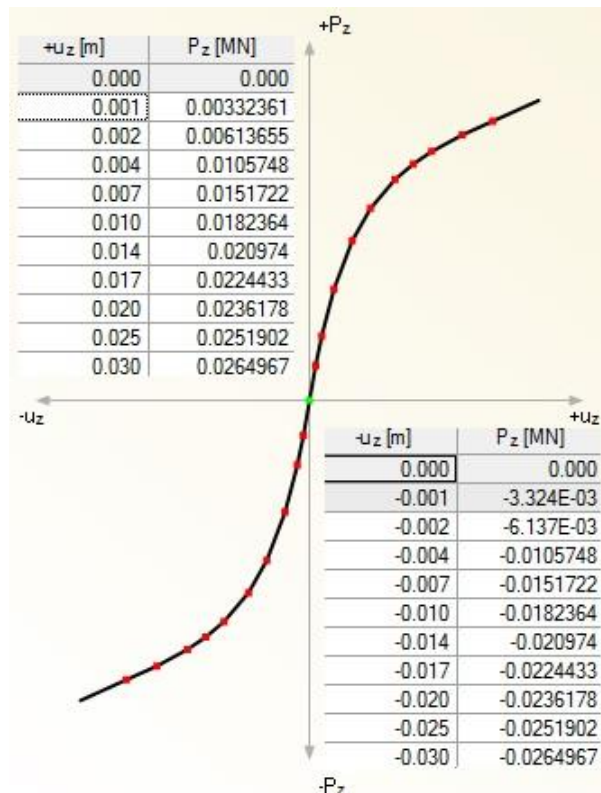
Podélná tuhost upevnění:

$$k_{0,x}(-20, 6,5) = k_{x,ref} \cdot \overline{k_{x,M}(-20, 6,5)} \cdot \overline{k_{x,G}} = 72 \cdot k_x(E_{II}(-20, 6,5)) \cdot \overline{k_x(E_{III}(-20, 6,5))} \cdot \overline{k_x(t_{II})} \cdot \overline{k_x(b_{II})} \cdot \overline{k_x(t_{III})} \cdot \overline{k_x(h_{II,60E1})} \cdot \overline{k_x(D_{IV})} = 69 \cdot 1,34 \cdot 0,84 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 1,06 \cdot 1,02 \cdot 1,13 = 90 \text{ kN/mm/m}$$

- Funkce podélného odporu na 1 uzel upevnění: $r_{x,1}(u_x, -20, 6,5) = \frac{r_x(u_x, -20, 6,5)}{2} \cdot 0,1$
- Redukce v případě poškození ($\sum u_x > 7$ mm): $r_{x,1}(u_x, -20, 6,5) \cdot 0,8$



Obr. C.15: Uvažovaný podélný odpor v oblastech J,L na mostě (při T=-20 °C a $u_{x,mean} = 6,5$ mm/s)



Obr. C.16: Uvažovaný podélný odpor v oblastech J,L na mostě (při T=-20 °C a $u_{x,mean} = 6,5$ mm/s) – redukována hodnota

C.3.2.2 Parametry svislé interakce

Funkce svislé tuhosti je rozdílná při zatlačení a při nadzdvížení. Uvažované závislosti jsou pro všechny oblasti na mostě popsány dvěma funkcemi proměnlivými v závislosti na teplotě a rychlosti svislé deformace upevnění. Pro každou oblast na mostě dle Obr. 6.2 a Obr. 6.3 jsou individuálně dle postupu popsaného v 6.4.2 vypočteny interakční parametry $k_{z-}(T, \dot{u}_z)$, $C_{z+}(T, \dot{u}_z)$, $r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)$ a $k_{z+}(T, \dot{u}_z)$. Interakční parametry jsou stanoveny součinem referenční hodnoty daného parametru a materiálového a geometrického součinitele. Materiálové a geometrické součinitele jsou vypočteny dle Tab. 6.4, Tab. 5.10, Tab. 5.11, Tab. 5.12, Tab. 5.13, Tab. 5.14 a Tab. 5.15. Svislá tuhost v zatlačení $k_{z-}(T, \dot{u}_z)$ se uvažuje lineárně. Funkce svislého odporu proti nadzdvížení se dle 0 uvažuje následovně:

$$r_{z+}(u_{z+}, T, \dot{u}_z) = (C_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+} + r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-k_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+}}{C_{z+}(T, \dot{u}_z) \cdot u_{z+} + r_{0,z+}(T, \dot{u}_z)} \right)} \right)$$

Parametry svislé interakce KPK na mostě – oblast C,K (T=50, $\dot{u}_z=0,005$ mm/s):

- Typ kolejového svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce oblasti
- Model podélného odporu: - nadzdvížení: nelineárně pružný (dle Obr.C.17)
- zatlačení: pružný (dle Obr.C.17)
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati:

$$\begin{aligned} k_{z-}(50, 0,005) &= k_{z-,ref} \cdot \overline{k_{z-,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{k_{z-,G}} = 193 \cdot \overline{k_{z-}(E_{II}(50, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(E_{III}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,II}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,III}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{II}(50, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(v_{III}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(t_{II})} \cdot \overline{k_{z-}(t_{III})} \cdot \overline{k_{z-}(b_{II})} = 193 \cdot 0,5 \cdot 0,64 \cdot 0,63 \cdot 1,06 \cdot 1,0 \cdot 0,99 \cdot 0,89 \cdot \\ &1,1 \cdot 1,0 = 40,4 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$$

- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z-,1}(50,0,005) = \frac{40,4}{2} \cdot 0,1 = 2,02 \text{ kN/mm}$
- Funkce svislého odporu proti nadzdvížení: $r_{z+}(u_z, 50, 0,005)$
- Interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení:

Lineární izotropní zpevnění při nadzdvížení:

$$C_{z+}(50,0,005) = C_{z+,ref} \cdot \overline{C_{z+,M}(50,0,005)} \cdot \overline{C_{z+,G}} = 2,6 \cdot 1 \cdot 1 = 2,6$$

Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvížení:

$$\begin{aligned} r_{0,z+}(50, 0,005) &= r_{0,z+,ref} \cdot \overline{r_{0,z+,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{r_{0,z+,G}} = 170 \cdot r_{0,z+}(f_{0,u,II}(50, 0,005)) \cdot \\ &\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})} = 170 \cdot 0,29 \cdot 1,07 = 53 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Svislá tuhost upevnění v nadzdvížení:

$$\begin{aligned} k_{0,z+}(50, 0,005) &= k_{z+,ref} \cdot \overline{k_{z+,M}(50, 0,005)} \cdot \overline{k_{z+,G}} = 44 \cdot \overline{k_{z+}(E_{II}(50, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z+}(v_{II}(50, 0,005))} \cdot \overline{k_{z+}(b_{II})} \cdot \overline{k_{z+}(b_{III})} \cdot \overline{k_{z+}(h_{II,60E1})} = 44 \cdot 0,34 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 \\ &= 16,3 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$$

- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{z+,1}(u_{z+}, 50, 0,005) = \frac{r_{z+}(u_{z+}, 50, 0,005)}{2} \cdot 0,1$

Pozn. Funkce svislé tuhosti KPK se vlivem poškození v důsledku nadměrné deformace neredukují.

Parametry svislé interakce KPK na mostě – oblast I (T=50, $\dot{u}_z = 50$ mm/s):

- Typ kolejového svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce oblasti
- Model podélného odporu: - nadzdvížení: nelineárně pružný (dle Obr.C.18)
- zatlačení: pružný (dle Obr.C.18)

- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati:

$$k_{z-}(50, 50) = k_{z-,ref} \cdot \overline{k_{z-,M}(50, 50)} \cdot \overline{k_{z-,G}} = 193 \cdot \overline{k_{z-}(E_{II}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(E_{III}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,II}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,III}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{II}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{III}(50, 50))} \cdot \overline{k_{z-}(t_{II})} \cdot \overline{k_{z-}(t_{III})} \cdot \overline{k_{z-}(b_{II})} = 193 \cdot 0,8 \cdot 0,67 \cdot 0,99 \cdot 1,06 \cdot 1,0 \cdot 0,99 \cdot 0,89 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 95 \text{ kN/mm/m}$$

- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z-,1}(50,0,005) = \frac{95}{2} \cdot 0,1 = 4,75 \text{ kN/mm}$

- Funkce svislého odporu proti nadzdvížení: $r_{z,+}(u_z, 50, 50)$

- Interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvížení:

Lineární izotropní zpevnění při nadzdvížení:

$$C_{z+}(50, 50) = C_{z+,ref} \cdot \overline{C_{z+,M}(50, 50)} \cdot \overline{C_{z+,G}} = 2,6 \cdot 1 \cdot 1 = 2,6$$

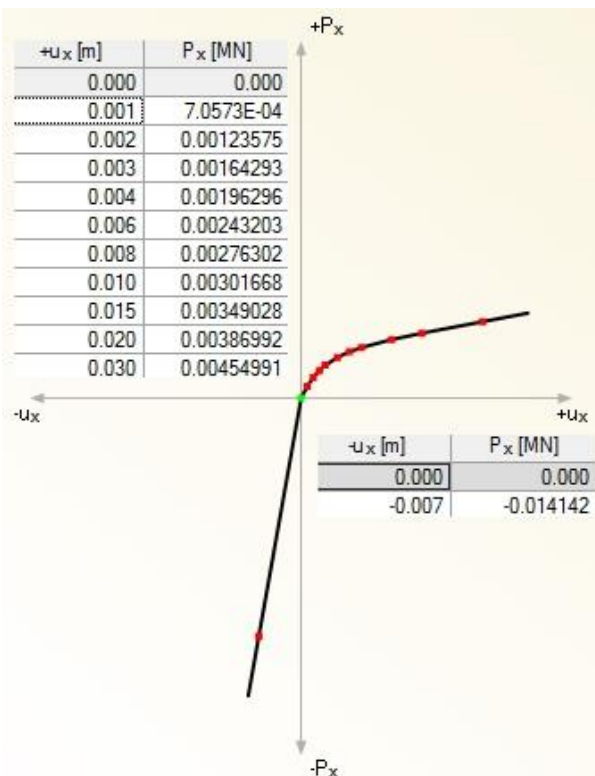
Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvížení:

$$r_{0,z+}(50, 50) = r_{0,z+,ref} \cdot \overline{r_{0,z+,M}(50, 50)} \cdot \overline{r_{0,z+,G}} = 170 \cdot r_{0,z+}(f_{0,u,II}(50, 50)) \cdot r_{0,z+}(h_{II,60E1}) = 170 \cdot 0,92 \cdot 1,07 = 168 \text{ kN/m}$$

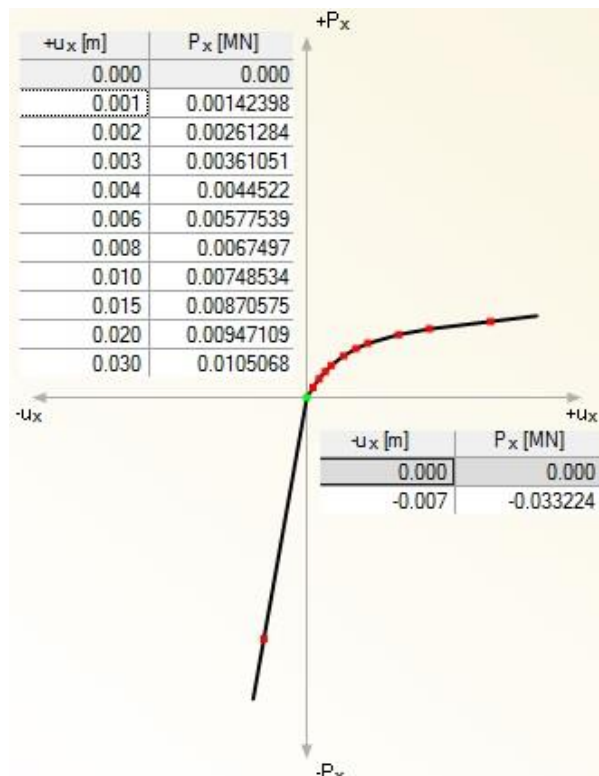
Svislá tuhost upevnění v nadzdvížení:

$$k_{0,z+}(50, 50) = k_{z+,ref} \cdot \overline{k_{z+,M}(50, 50)} \cdot \overline{k_{z+,G}} = 44 \cdot k_{z+}(E_{II}(50, 50)) \cdot k_{z+}(v_{II}(50, 50)) \cdot \overline{k_{z+}(b_{II})} \cdot \overline{k_{z+}(b_{III})} \cdot \overline{k_{z+}(h_{II,60E1})} = 69 \cdot 0,68 \cdot 0,97 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 = 31 \text{ kN/mm/m}$$

- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{z+,1}(u_{z+}, 50, 0,005) = \frac{r_{z+}(u_{z+}, 50, 0,005)}{2} \cdot 0,1$



Obr. C.17: Uvažovaná funkce svislé tuhosti v oblastech C,K na mostě (při $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $\mathbf{u}_{z,mean} = 0,005 \text{ mm/s}$)



Obr. C.18: Uvažovaná funkce svislé tuhosti v oblasti I na mostě (při $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $\mathbf{u}_{z,mean} = 50 \text{ mm/s}$)

Parametry svislé interakce KPK na mostě – oblast D,L (T= -20, $u_z = 0,005$ mm/s):

- Typ kolejového svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce oblasti
- Model podélného odporu: - nadzdvižení: nelineárně pružný (dle Obr. 5.10)
- zatlačení: pružný (dle Obr. 5.10)
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati:

$$\begin{aligned} k_{z-}(-20, 0,005) &= k_{z-,ref} \cdot \overline{k_{z-,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{k_{z-,G}} = 193 \cdot \overline{k_{z-}(E_{II}(-20, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(E_{III}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,II}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,III}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{II}(-20, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(v_{III}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_{z-}(t_{II})} \cdot \overline{k_{z-}(t_{III})} \cdot \overline{k_{z-}(b_{II})} = 193 \cdot 0,94 \cdot 0,74 \cdot 1,01 \cdot 1,06 \cdot 0,91 \cdot 1,06 \cdot \\ &0,89 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 138 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$$

- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z,-,1}(-20, 0,005) = \frac{138}{2} \cdot 0,1 = 6,9 \text{ kN/mm}$
- Funkce svislého odporu proti nadzdvižení: $r_{z,+}(u_z, -20, 0,005)$
- Interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení:

Lineární izotropní zpevnění při nadzdvižení:

$$C_{z+}(-20, 0,005) = C_{z+,ref} \cdot \overline{C_{z+,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{C_{z+,G}} = 2,6 \cdot 1 \cdot 1 = 2,6$$

Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvižení:

$$\begin{aligned} r_{0,z+}(-20, 0,005) &= r_{0,z+,ref} \cdot \overline{r_{0,z+,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{r_{0,z+,G}} = 170 \cdot \overline{r_{0,z+}(f_{0,u,II}(-20, 0,005))} \cdot \\ &\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})} = 170 \cdot 1,10 \cdot 1,07 = 200 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Svislá tuhost upevnění v nadzdvižení:

$$\begin{aligned} k_{0,z+}(-20, 0,005) &= k_{z+,ref} \cdot \overline{k_{z+,M}(-20, 0,005)} \cdot \overline{k_{z+,G}} = 44 \cdot \overline{k_{z+}(E_{II}(-20, 0,005))} \cdot \\ &\overline{k_{z+}(v_{II}(-20, 0,005))} \cdot \overline{k_{z+}(b_{II})} \cdot \overline{k_{z+}(b_{III})} \cdot \overline{k_{z+}(h_{II,60E1})} = 44 \cdot 0,90 \cdot 0,97 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 \\ &= 41,3 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$$

- Plastický odpor na 1 uzel upevnění: $r_{z+,1}(u_{z+}, -20, 0,005) = \frac{r_{z+,}(u_{z+}, -20, 0,005)}{2} \cdot 0,1$

Parametry svislé interakce KPK na mostě – oblast J (T= -20, $u_z = 20$ mm/s):

- Typ kolejového svršku: systém KPK – 60E1 bez vylehčení
- Model průběhu rychlosti deformace po délce mostu: konstantní po celé délce oblasti
- Model podélného odporu: - nadzdvižení: nelineárně pružný (dle Obr. 5.10)
- zatlačení: pružný (dle Obr. 5.10)
- Svislá tuhost v zatlačení na 1 bm trati:

$$\begin{aligned} k_{z-}(-20, 20) &= k_{z-,ref} \cdot \overline{k_{z-,M}(-20, 20)} \cdot \overline{k_{z-,G}} = 193 \cdot \overline{k_{z-}(E_{II}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z-}(E_{III}(-20, 20))} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(f_{0,u,II}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z-}(f_{0,u,III}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{II}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z-}(v_{III}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z-}(t_{II})} \cdot \\ &\overline{k_{z-}(t_{III})} \cdot \overline{k_{z-}(b_{II})} = 193 \cdot 1,28 \cdot 0,77 \cdot 1,08 \cdot 1,07 \cdot 0,83 \cdot 1,06 \cdot 0,89 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 194 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$$

- Svislá tuhost v zatlačení na 1 uzel: $k_{z,-,1}(-20, 20) = \frac{194}{2} \cdot 0,1 = 9,75 \text{ kN/mm}$
- Funkce svislého odporu proti nadzdvižení: $r_{z,+}(u_z, -20, 20)$
- Interakční parametry funkce svislého odporu proti nadzdvižení:

Lineární izotropní zpevnění při nadzdvižení:

$$C_{z+}(-20, 0,005) = C_{z+,ref} \cdot \overline{C_{z+,M}(-20, 20)} \cdot \overline{C_{z+,G}} = 2,6 \cdot 1 \cdot 1 = 2,6$$

Počáteční plastický svislý odpor při nadzdvížení:

$$r_{0,z+}(-20, 20) = r_{0,z+,ref} \cdot \overline{r_{0,z+,M}(-20, 20)} \cdot \overline{r_{0,z+,G}} = 170 \cdot \overline{r_{0,z+}(f_{0,u,II}(20, 20))}$$

$$\overline{r_{0,z+}(h_{II,60E1})} = 170 \cdot 2,78 \cdot 1,07 = 506 \text{ kN/m}$$

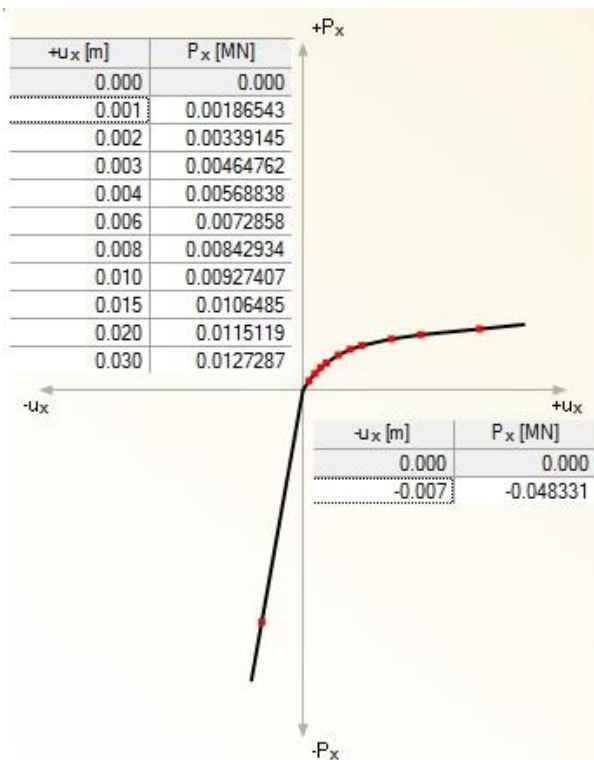
Svislá tuhost upevnění v nadzdvížení:

$$k_{0,z+}(-20, 20) = k_{z+,ref} \cdot \overline{k_{z+,M}(-20, 20)} \cdot \overline{k_{z+,G}} = 44 \cdot \overline{k_{z+}(E_{II}(-20, 20))} \cdot \overline{k_{z+}(v_{II}(-20, 20))}$$

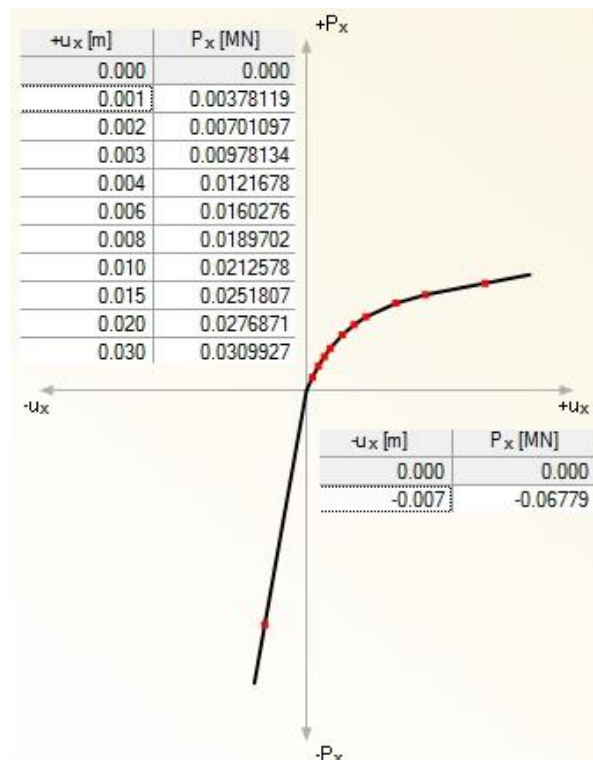
$$\overline{k_{z+}(b_{II})} \cdot \overline{k_{z+}(b_{III})} \cdot \overline{k_{z+}(h_{II,60E1})} = 44 \cdot 1,81 \cdot 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 = 82 \text{ kN/mm/m}$$

- Plastický odpor na 1 uzel upevnění:

$$r_{z+,1}(u_{z+}, -20, 20) = \frac{r_{z+,}(u_{z+}, -20, 20)}{2} \cdot 0,1$$



Obr. C.19: Uvažovaná funkce svislé tuhosti v oblastech D,L na mostě (při $T = -20 \text{ °C}$ a $u_{z,mean} = 0,005 \text{ mm/s}$)



Obr. C.20: Uvažovaná funkce svislé tuhosti v oblasti J na mostě (při $T = -20 \text{ °C}$ a $u_{z,mean} = 20 \text{ mm/s}$)

C.4 Posouzení limitních deformací – MSP

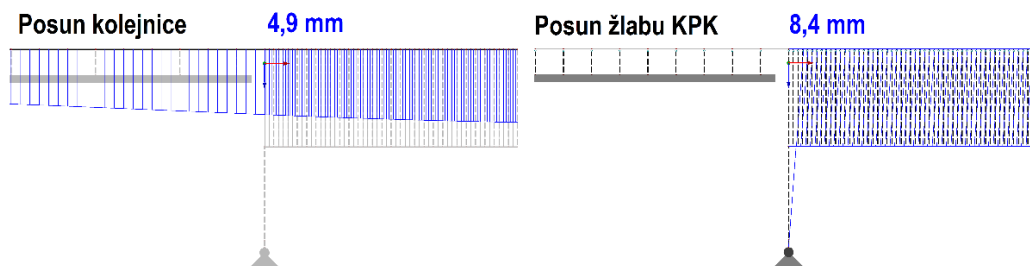
Při analýze interakce mezi KPK a mostní konstrukcí je vhodné v první řadě prověřit, jestli v rámci upevnění nedojde k deformaci větší než 7 mm. Nejprve se tedy provede posouzení podélných deformací upevnění při neredukovaných hodnotách interakčních parametrů. Pokud deformace nepřekročí limitní hodnotu 7 mm, pokračuje se v posouzení dále s neredukovanými interakčními parametry.

Pokud je limitní hodnota překročena – zohlední se při posouzení celkového napětí v kolejnici možnost poškození elastické závlivky KPK. Účinky zatížení se tedy stanoví jednou s neredukovanými interakčními parametry a podruhé s redukovanými interakčními parametry, přičemž rozhoduje model, na kterém jsou stanoveny maximální účinky zatížení.

Posouzení limitních deformací stačí provést při oteplení konstrukce. V takovém případě lze předpokládat vzhledem k nižším hodnotám podélného odporu maximální hodnoty podélné deformace upevnění.

Posouzení maximální deformace v upevnění:

Při posouzení maximální deformace upevnění je třeba prověřit samotný účinek změny rovnoměrné teploty, dále samotný účinek současně působícího zatížení od dopravy a následně jejich kombinací celkovou hodnotu deformace. Vzhledem ke zvolenému podrobnému výpočtu s respektováním historie zatížení a s ohledem na současné uvažování zatížení od rovnoměrné změny teploty koleje a zatížení od dopravy, získáváme celkovou hodnotu deformace upevnění $u_{R+D+B+P, glob}$ přímo z výpočtu. Maximální deformace upevnění je dosaženo při oteplení konstrukce.



Obr. C.21: CO1 – Výsledná hodnota podélné deformace systému KPK od zatížení dopravou při oteplení konstrukce. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

Maximální podélná deformace v upevnění od CO1:

$$u_{B+P, glob} = 8,4 - 4,9 = 3,5 \text{ mm}$$

Posouzení:

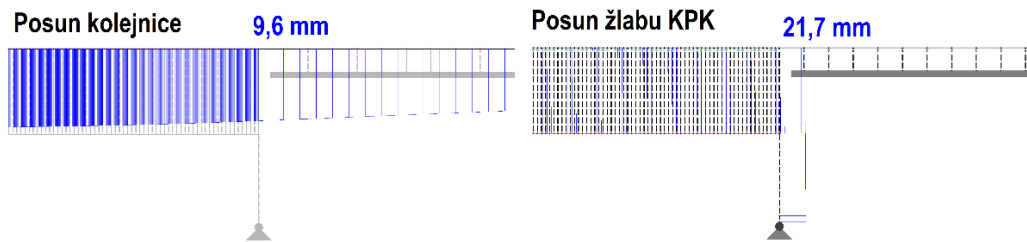
$$\sum u_x = u_{B+P, glob} = 3,5 < 14 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Podmínka poškození KPK:

$$\sum u_x = u_{B+P, glob} = 3,5 < 7 \text{ mm}$$

VYHOVUJE



Obr. C.22: CO2 – Výsledná hodnota podélné deformace systému KPK od zatížení rovnoměrným oteplením konstrukce. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

Maximální podélná deformace v upevnění od CO2:

$$u_{R+D} = 21,7 - 9,6 = 12,1 \text{ mm}$$

Posouzení:

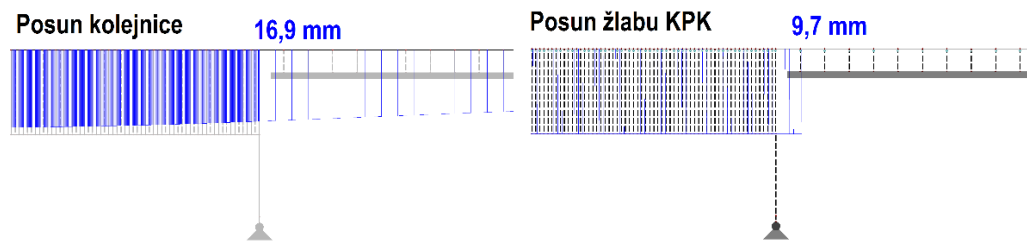
$$\sum u_x = u_{R+D} = 12,1 < 14 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Podmínka poškození KPK:

$$\sum u_x = u_{R+D} = 12,1 < 7 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE



Obr. C.23: CO3 – Výsledná hodnota celkové podélné deformace systému KPK při oteplení. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

Maximální podélná deformace v upevnění od CO3:

$$u_{R+D} = 16,9 - 9,7 = 7,2 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\sum u_x = u_{R+D} = 7,2 < 14 \text{ mm}$$

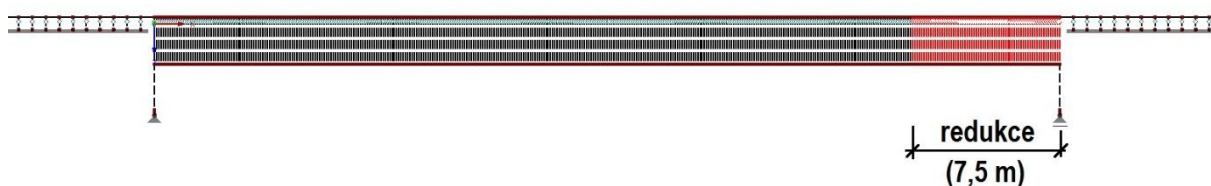
VYHOVUJE

Podmínka poškození KPK:

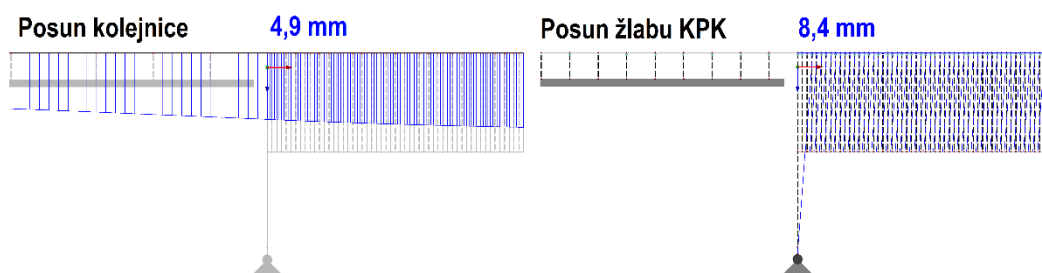
$$\sum u_x = u_{R+D} = 7,2 < 7 \text{ mm}$$

NEVYHOVUJE

Při posouzení upevnění bylo dosaženo nadměrné podélné deformace. V rámci analýzy je tedy třeba vzít v potaz možné poškození upevnění na konci životnosti. Do numerického modelu z tohoto důvodu zavedeme redukované hodnoty interakčních parametrů (viz C.3.2.1) a následně provedeme výpočet a posouzení znovu. Rozhodující účinek je vyvozen rovnoměrným oteplením konstrukce (CO2). Z průběhu podélné deformace upevnění v CO2 bylo zjištěno, že limitní hodnota 7 mm byla překročena na délce cca 7,5 m od pravé (posuvné) podpory. Redukované hodnoty interakční parametrů tedy nastavíme v této oblasti.



Obr. C.24: Oblast redukovaných hodnot parametrů podélné interakce



Obr. C.25: CO1 – Výsledná hodnota podélné deformace systému KPK od zatížení dopravou při oteplení konstrukce a redukovaných hodnotách interakčních parametrů. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

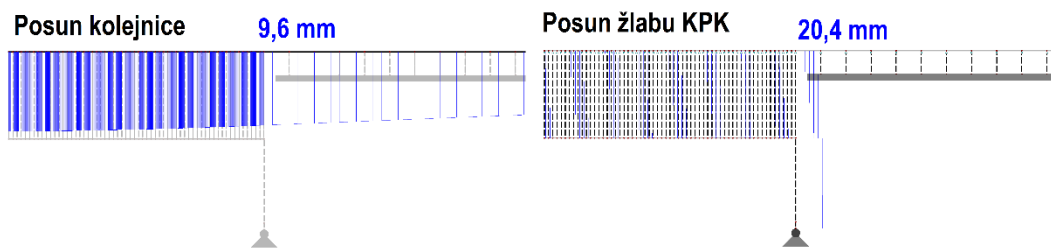
Maximální podélná deformace v upevnění od CO1:

$$u_{B+P, glob} = 8,4 - 4,9 = 3,5 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\sum u_x = u_{B+P, glob} = 3,5 < 14 \text{ mm}$$

VYHOVUJE



Obr. C.26: CO2 – Výsledná hodnota podélné deformace systému KPK od zatížení rovnoměrným oteplením konstrukce, za předpokladu redukovaných hodnot interakčních parametrů. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

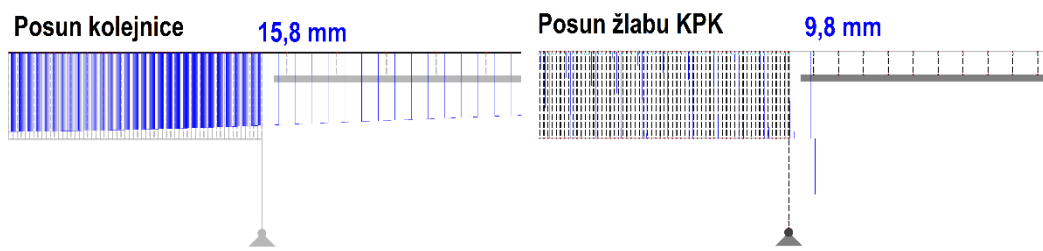
Maximální podélná deformace v upevnění od CO2:

$$u_{R+D} = 20,4 - 9,6 = 10,8 \text{ mm}$$

Posouzení:

$$\sum u_x = u_{R+D} = 12,1 < 14 \text{ mm}$$

VYHOVUJE



Obr. C.27: CO3 – Výsledná hodnota celkové podélné deformace systému KPK při oteplení a redukovaných hodnotách interakčních parametrů. Vlevo – podélný posun kolejnicového pásu. Vpravo – podélný posun žlabu KPK

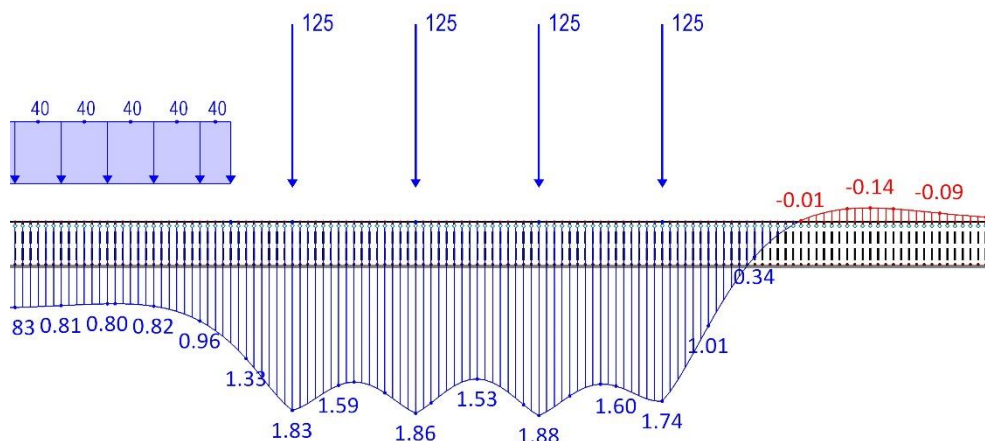
Maximální podélná deformace v upevnění od CO3: $u_{R+D+B+P, glob} = 15,8 - 9,8 = 6,0 \text{ mm}$

Posouzení: $\sum u_x = u_{R+D+B+P, glob} = 6,0 < 14 \text{ mm}$

VYHOVUJE

Posouzení maximálního zatlačení od lokálních účinků svislého zatížení:

Hodnotu maximálního svislého zatlačení v KPK získáme při uvážení interakčních parametrů při oteplení. Výpočet je proveden odděleně na numerickém modelu v širé trati s parametry svislé tuhosti dle oblasti I. Při výpočtu se zohlední dynamický součinitel ϕ . Klasifikační součinitel uvažujeme dle [6] hodnotou $\alpha = 1,0$. Svislé zatížení modelem 71 se uvažuje charakteristickou hodnotou.



Obr. C.28: ZS5 – Charakteristická hodnota svislého zatlačení v rámci KPK od lokálních účinků LM 71

Výpočet dynamického součinitele dle [4] a [6]:

- Součinitel kvality podloží: $k = 0,1$ (tuhé podloží)
- Vliv rychlosti: $k_v = 1,25$ ($120 \text{ km/h} < V \leq 160 \text{ km/h}$)
- Dynamický součinitel: $\Phi = 1 + 2 \cdot k \cdot k_v = 1,25$

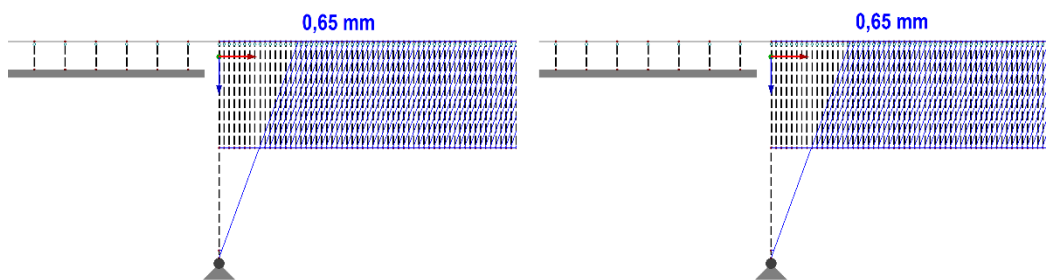
Svislé zatlačení od lokálních účinků: $\Phi \cdot u_{z-, lok} = 1,25 \cdot 1,9 = 2,4 \text{ mm}$

Posouzení: $\Phi \cdot u_{z-, lok} = 2,4 < t_{II} + t_{III} = 18 \text{ mm}$

VYHOVUJE

Posouzení relativního posunu mezi mostem a opěrou od rozjezdových sil B:

Hodnota byla určena jako maximální účinek ze zatěžovacích stavů ZS6 a ZS7 za předpokladu oteplení konstrukce a interakčních parametrů v oblasti I. Hodnota při δ_B při ochlazení konstrukce bude z důvodu vyšší tuhosti KPK jistě menší a není nutné jí vyčíslovat.



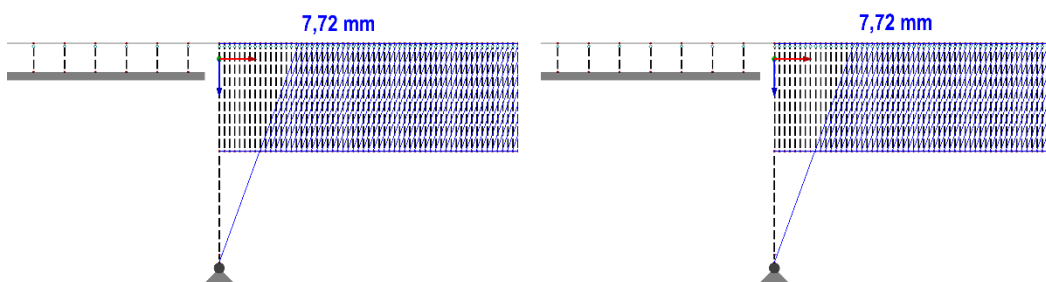
Obr. C.29: ZS6 – Maximální charakteristická hodnota podélného relativního posunu mezi mostem a opeřrou od rozjezd. Sil při oteplení KPK. Vlevo – bez uvážení redukce int. parametrů. Vpravo – s uvážením redukce int. parametrů.

Posouzení podélného posunu od rozjezdových sil: $\delta_B = 0,65 < 5 \text{ mm}$ (KDZ není)

VYHOVUJE

Posouzení podélného posunu horního povrchu NK od svislého zatížení dopravou P_{glob} :

Podélný posun δ_H je vypočten v rámci ZS5, při uvážování charakteristické hodnoty zatížení a za předpokladu interakčních parametrů v oblasti I. Maximální hodnoty δ_H je dosaženo při oteplení konstrukce. Výpočet při ochlazení konstrukce není třeba provádět.



Obr. C.30: ZS5 – Maximální charakteristická hodnota podélného posunu horního povrchu NK od svislého zatížení dopravou

Posouzení podélného posunu od svislého zatížení dopravou: $\delta_H = 7,7 < 8 \text{ mm}$ (KDZ není)

VYHOVUJE

Posouzení svislého posunutí konce NK od proměnných zatížení R, D, B, P_{glob} :

Svislý posun δ_v v rámci tohoto modelového příkladu s ohledem na absenci přesahu konstrukce za ložisko nerozhoduje - $\delta_v = 0 \text{ mm}$.

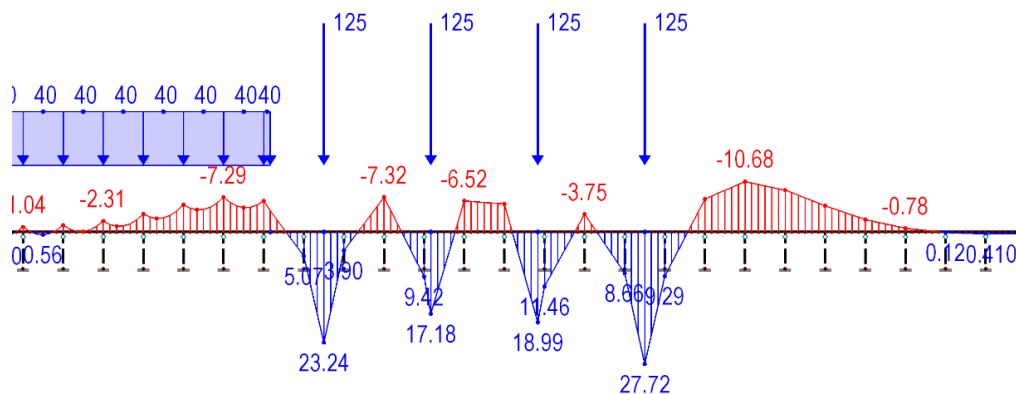
C.5 Posouzení limitních napětí – MSÚ

Při posouzení se uváží oslabení profilu kolejnice srovnáním výškovým ojetím 12 mm. S ohledem na překročení limitní hodnoty podélné deformace upevnění 7 mm je třeba zohlednit možné poškození upevnění KPK a s ním spojenou redukcí interakčních parametrů. Vzhledem k tomu, že je míra poškození KPK nejistá – vypočítají se účinky zatížení jednou bez redukce a podruhé s redukovanou hodnotou interakčních parametrů. Při posouzení rozhoduje maximální účinek z těchto dvou případů. Redukce interakčních parametrů se uváží pouze pro funkce podélného odporu. Co se týče jednotlivých složek napětí v kolejnici, vnitřní pnutí lze dle [6] uvážovat hodnotou 100 MPa, lokální účinky jsou stanoveny odděleně na modelu v širé trati. Globální účinky proměnných zatížení jsou naopak vypočteny na základě podrobné analýzy se zohledněním historie zatížení v rámci KPK. S ohledem na rozdílné účinky lokálního zatížení na mostě (KPK) i v širé trati (KL) je třeba posudek vždy provést pro obě varianty železničního svršku. Lokální účinky od svislého zatížení v kolejovém loži jsou stejné při oteplení

i ochlazení. Účinky zatížení na mostě je třeba vyhodnotit vzhledem k rozdílným interakčním parametřům při oteplení a ochlazení zvlášť.

Výpočet lokálních účinků P_{lok} od svislého zatížení dopravou v širé trati:

Účinky P_{lok} stanovíme od zatěžovacího modelu 71 při uvážení svislé tuhosti v kolejovém loži (oblast A). Připomeňme, že v širé trati jsou kolejnicové podpory provedeny v rozteči 0,6 m. Při výpočtu napětí zohledníme dílčí součinitel pro lokální účinky zatížení $\gamma_F = 1,45$, dynamický součinitel a klasifikační součinitel ($\alpha = 1$).



Obr. C.31: ZS5 – Charakteristická hodnota ohybového momentu na kolejnicovém pásu v širé trati od zatěžovacího modelu 71 – při oteplení i ochlazení

Maximální ohybový moment – char. hodnota:

$$M_{Ek} = 27,72 \text{ kNm}$$

Výpočet dynamického součinitele dle [4] a [6]:

- Součinitel kvality podloží:

$$k = 0,1 \text{ (standardní kvalita)}$$

- Vliv rychlosti:

$$k_v = 1,25 \text{ (120 km/h < V ≤ 160 km/h)}$$

- Dynamický součinitel:

$$\Phi = 1 + 2 \cdot k \cdot k_v = 1,25$$

Napětí od lokálního ohybu v širé trati:

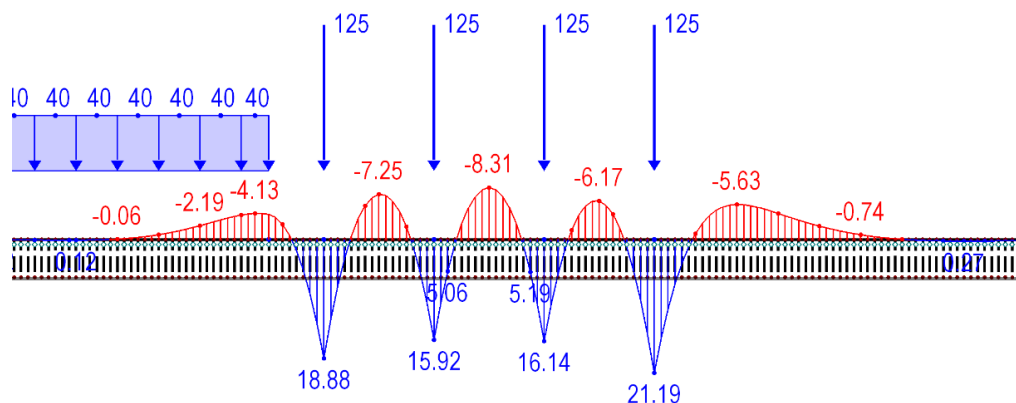
$$\sigma_{P,lok,2} = \Phi \cdot \gamma_F \cdot \frac{|M_{Ek}|}{W_{net}} = 181,4 \text{ MPa}$$

C.5.1 Posouzení při oteplení konstrukce

Při oteplení lze očekávat dominantní lokální účinek svislého zatížení vlivem poklesu svislé tuhosti, případně vyšší účinek zatížení brzdnými a rozjezdovými silami v důsledku nižšího podélného odporu.

C.5.1.1 Posouzení při oteplení konstrukce

Výpočet lokálních účinků P_{lok} od svislého zatížení dopravou na mostě při oteplení konstrukce:



Obr. C.32: ZS5 – Charakteristická hodnota ohybového momentu na kolejnicovém pásu KPK na mostě od zatěžovacího modelu 71 – při oteplení

Maximální ohybový moment – char. hodnota:

$$M_{Ek} = 21,19 \text{ kNm}$$

Výpočet dynamického součinitele dle [4] a [6]:

- Součinitel kvality podloží:

$$k = 0,1 \text{ (tuhé podloží)}$$

- Vliv rychlosti:

$$k_v = 1,25 \text{ (} 120 \text{ km/h} < V \leq 160 \text{ km/h)}$$

- Dynamický součinitel:

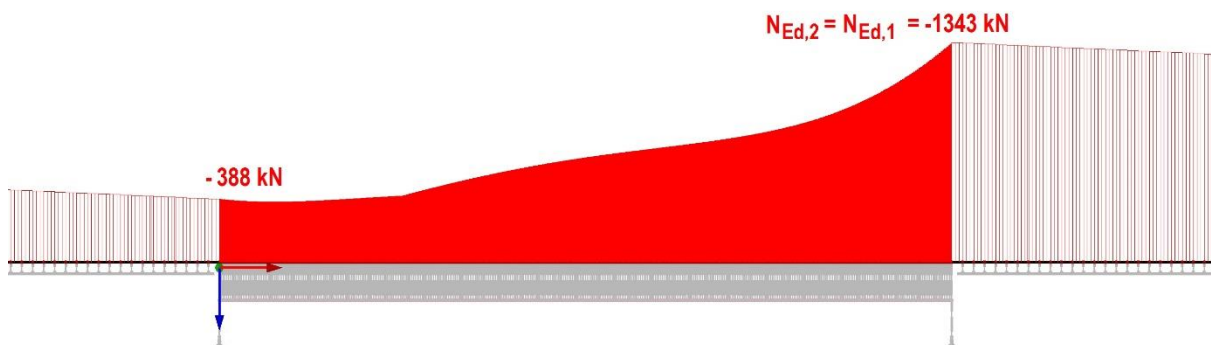
$$\Phi = 1 + 2 \cdot k \cdot k_v = 1,25$$

Napětí od lokálního ohybu na mostě:

$$\sigma_{P,lok,1} = \Phi \cdot \gamma_F \cdot \frac{|M_{Ek}|}{W_{net}} = 119,6 \text{ MPa}$$

Napětí od globálních účinků proměnného zatížení:

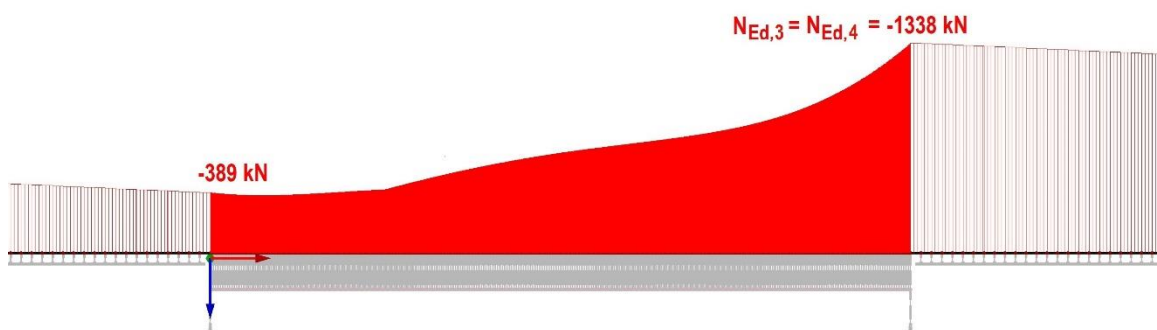
Účinky zatížení rovnoměrnou změnou teploty kolejnice R , rovnoměrnou změnou teploty mostu D a rozjezdových sil B , včetně globálních účinků svislého zatížení P_{glob} byly stanoveny na základě podrobné analýzy se zohledněním historie zatížení KPK. Níže je uveden výpočet napětí v kolejnici $\sigma_{R+D+B+P, glob}$ od těchto zatížení za předpokladu oteplení kolejnice. Výsledky jsou vypočteny při neredukovaných hodnotách podélného odporu a při redukovaných hodnotách podélného, respektující možné poškození systému KPK vlivem nadměrných deformací. Všechny uvažované délkí součinitele byly diskutovány dříve.



Obr. C.33: CO4 – Návrhová hodnota normálové síly v kolejnicovém pásu KPK od interakce s mostem při oteplení (stanoveno pro neredukované hodnoty podélného odporu)

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení na mostě: $\sigma_{1,R+D+B+P, glob} = \frac{|N_{Ed,1}|}{A_{net}} = 197,3 \text{ MPa}$

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení v širé trati: $\sigma_{2,R+D+B+P, glob} = \frac{|N_{Ed,2}|}{A_{net}} = 197,3 \text{ MPa}$



Obr. C.34: CO4 – Návrhová hodnota normálové síly v kolejnicovém pásu KPK od interakce s mostem při oteplení (stanoveno pro redukované hodnoty podélného odporu)

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení na mostě: $\sigma_{3,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,3}|}{A_{net}} = 196,6 \text{ MPa}$

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení v širé trati: $\sigma_{4,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,4}|}{A_{net}} = 196,6 \text{ MPa}$

Posouzení interakce KPK s mostem při oteplení:

Z výsledků je patrné, že vlivem redukce podélného odporu pro dané okrajové podmínky nedochází k nepříznivým přírůstkům v důsledku rozjezdových sil. Při posouzení bude rozhodovat výpočet s uvažovanými neredukovanými interakčními parametry.

Posouzení celkového normálového napětí na mostě:

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_{P,lok,1} + \sigma_{1,R+D+B+P,glob} = 100 + 139,1 + 197,3 = 436,4 < f_{yd} = 470 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Posouzení celkového normálového napětí v širé trati:

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_{P,lok,2} + \sigma_{2,R+D+B+P,glob} = 100 + 181,4 + 197,3 = 478,7 < f_{yd} = 470 \text{ MPa}$$

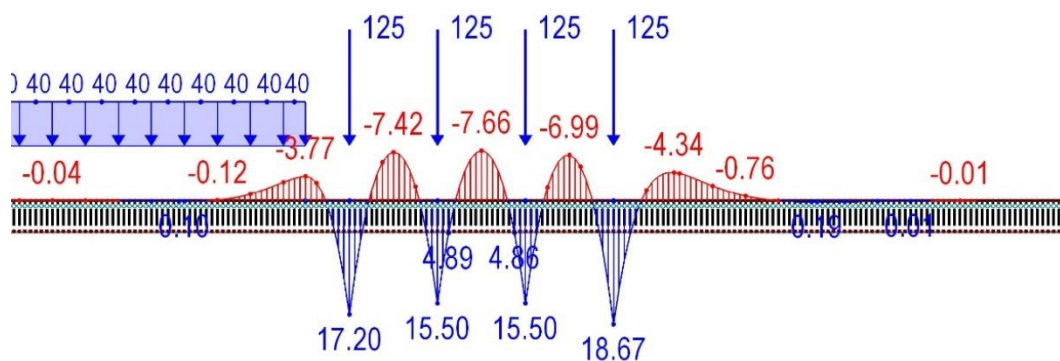
NEVYHOVUJE

C.5.1.2 Posouzení při ochlazení konstrukce

Při ochlazení konstrukce budou s ohledem na zvýšené hodnoty podélného odporu růst účinky proměnných zatížení od rovnoměrné změny teploty a globálních účinků svislého zatížení.

Výpočet lokálních účinků P_{lok} od svislého zatížení dopravou na mostě při oteplení konstrukce:

Při stanovení účinků P_{lok} v tomto případě uvažujeme svislou tuhost KPK při ochlazení (oblast J),



Obr. C.35: ZS5 – Charakteristická hodnota ohybového momentu na kolejnicovém pásu KPK na mostě od zatěžovacího modelu 71 – při ochlazení

Maximální ohybový moment – char. hodnota: $M_{Ek} = 18,67 \text{ kNm}$

Výpočet dynamického součinitele dle [4] a [6]:

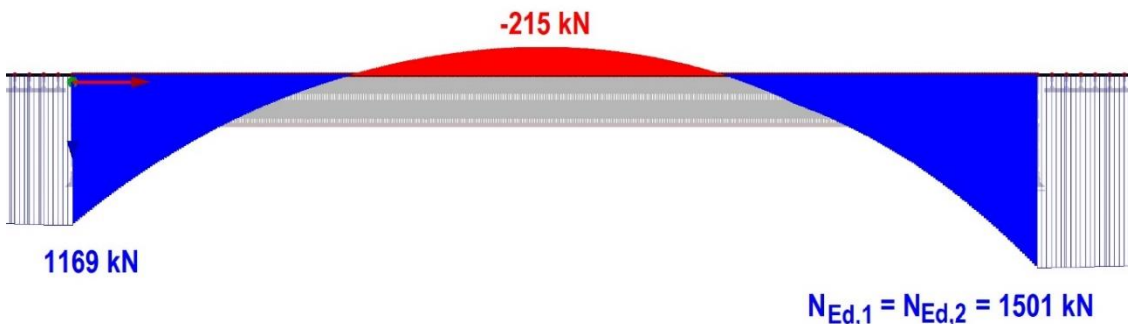
- Součinitel kvality podloží: $k = 0,1$ (tuhé podloží)
- Vliv rychlosti: $k_v = 1,25$ ($120 \text{ km/h} < V \leq 160 \text{ km/h}$)
- Dynamický součinitel: $\Phi = 1 + 2 \cdot k \cdot k_v = 1,25$

Napětí od lokálního ohybu na mostě:

$$\sigma_{P,lok,1} = \Phi \cdot \gamma_F \cdot \frac{|M_{Ek}|}{W_{net}} = 122,1 \text{ MPa}$$

Napětí od globálních účinků proměnného zatížení:

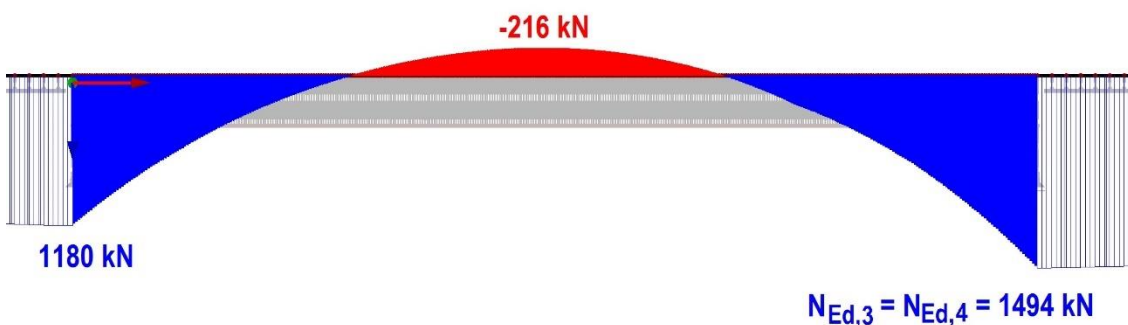
Výpočet se provede jako v předchozím případě s tím rozdílem, že nyní uvažujeme interakční parametry při ochlazení.



Obr. C.36: CO5 – Návrhová hodnota normálové síly v kolejnicovém pásu KPK od interakce s mostem při oteplení (stanoveno pro neredukované hodnoty podélného odporu)

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení na mostě: $\sigma_{1,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,1}|}{A_{net}} = 220,5 \text{ MPa}$

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení v širé trati: $\sigma_{2,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,2}|}{A_{net}} = 220,5 \text{ MPa}$



Obr. C.37: CO5 – Návrhová hodnota normálové síly v kolejnicovém pásu KPK od interakce s mostem při oteplení (stanoveno pro redukováné hodnoty podélného odporu)

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení na mostě: $\sigma_{3,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,3}|}{A_{net}} = 219,5 \text{ MPa}$

Napětí od globálních účinků proměnných zatížení v širé trati: $\sigma_{4,R+D+B+P,glob} = \frac{|N_{Ed,4}|}{A_{net}} = 219,5 \text{ MPa}$

Posouzení interakce KPK s mostem při ochlazení:

Také při ochlazení konstrukce se pro dané konstrukční uspořádání a uvažované zatěžovací stavy redukce interakčních parametrů neprojevila negativně. Rozhoduje napětí získané výpočtem na modelu bez redukováné hodnoty podélného odporu.

Posouzení celkového normálového napětí na mostě:

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_{P,lok,1} + \sigma_{1,R+D+B+P,glob} = 100 + 122,1 + 220,5 = 442,6 < f_{yd} = 470 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Posouzení celkového normálového napětí v širé trati:

$$\sum \sigma_x = \sigma_E + \sigma_{P,lok,2} + \sigma_{2,R+D+B+P,glob} = 100 + 181,4 + 220,5 = 501,9 < f_{yd} = 470 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

C.6 Závěr

V rámci modelového příkladu bylo demonstrováno použití navržené metody kompletní analýzy interakce KPK s mostní konstrukcí. Stanovení přídavných namáhání na ložiska není v příkladu ukázáno. Princip stanovení přídavných namáhání ložisek je však stejný jako při analýze globálních účinků proměnného zatížení s tím rozdílem, že se uvažují dílčí a kombinační součinitele dle [28].

Příklad obsahuje ukázkou stanovení a rozložení interakčních parametrů po délce konstrukce, posouzení deformací v MSP a posouzení celkových napětí v MSÚ. Příklad byl koncipován tak, aby došlo k větším deformacím v rámci upevnění a mohl tak být demonstrován princip redukce interakčních funkcí vlivem poškození KPK.

Vliv redukce interakčních parametrů se pro dané uspořádání konstrukce téměř neprojevil. Při posouzení deformací se vypočtené hodnoty změnily jen nepatrně. V rámci posouzení napětí došlo k příznivé redistribuci namáhání a celkový účinek zatížení se nepatrně snížil. Při posouzení celkových napětí kolejnice nevyhověla při posudku v širé trati z důvodu vysokého napětí od lokálního ohybu při uvážení srovnaného ojetí 12 mm. Systém KPK na mostě vyhověl vcelku bez problémů. Použitím KPK byly na mostě sníženy účinky lokálního ohybového namáhání o cca 30 %.

Za účelem splnění návrhových kritérií v širé trati by bylo možné optimalizovat konstrukční uspořádání (zvýšit tuhost mostu, upravit polohu mostovky apod.), případně snížit podélný odpor úpravou geometrie příčného řezu KPK a snížit tak globální účinky zatížení. Lze také definovat přípustnou hodnotu ojetí kolejnice namísto doporučené konzervativní hodnoty výškového ojetí 12 mm.