

ŽELEZNIČNÍ MOSTY Z PŘEDPJATÉHO BETONU

Martin Neradílek,*

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

ABSTRAKT

Príspevek sa zaoberá mosty z predpjatého betonu na železničných tratiach a jejích možným využitím na plánované výstavbe vysokorychlostných tratí v Českej republike. V prvej časti je popísaná stávajúca situácia, najčastejšie používané typy konštrukcií železničných estakád a príklady predpjatých betonových mostů na českej železničnej sieti. Ďalej je hľadána inšpirácia zo zahraničia s podrobnejším zaměřením na nemeckou vysokorychlostnú trať medzi mestami Erfurt a Lipsko. Druhá časť sa zaoberá jednotlivými problémami, ktoré je nutné pri návrhu týchto mostů riešiť, a podrobnejšie rozoberá interakciu mostu s bezстыkovou koleji a použitím kolejových dilatáčných zariadení. Táto časť príspevku je ďalej zaměřena na ciele výskumu v tejto oblasti. Ty súvisia s overením stávajúcich výpočetných postupů a s hľadaním možných úspor pri zatížení teplotou a brzdnými silami, ktoré majú dominantný vliv na návrh semiintegrováných rámových konštrukcií. Výskum sa zároveň zaoberá posúzením kombinovanej odezvy mostu a bezстыkovej koleje.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železniční most • Semiintegrováný most • Předpjatý beton
Interakce mostu a bezстыkové koleje • Redukce tuhosti •
Trhliny v železobetonu

ABSTRACT

This contribution deals with prestressed concrete bridges on railway lines and their possible utilization in the planned construction of high-speed rail lines in the Czech Republic. The first part describes the actual situation, typically used types of structures and examples of prestressed concrete bridges on the Czech railway network. Then, inspiration from abroad is offered with a more detailed focus on the German high-speed railway between the cities of Erfurt and Leipzig. The second part of the paper describes the specific challenges encountered in the design of these bridges, with a more detailed discussion of the interaction between the bridge and the long welded rail, as well as the use of rail expansion devices. It also focuses on the research objectives in this area, particularly the examination of existing computational methods and the potential for reducing temperature and braking loads, which have a dominant influence on the design of semi-integrated frame structures. Additionally, it addresses the combined response of the bridge and the track.

KEYWORDS

Railway bridge • Semiintegral bridge • Prestressed concrete
Bridge-track interaction • Stiffness reduction • Cracks in
reinforced concrete

1. ÚVOD

Ačkoliv v České republice u železničních estakád dominuje použití sprážených ocelobetonových konstrukcí, existuje značné množství mostů z předpjatého betonu. Postoj investora k tomuto typu mostů je však do jisté míry negativní, ačkoliv závěry z rozsáhlých diagnostických průzkumů a přepočtů zatížitelnosti u mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu v síti Správy železnic poukazují na dobrý stav a zbytkovou životnost těchto konstrukcí a minimum případů s korozí předpínací výztuže, která by ovlivňovala zatížitelnost mostů.

Při nahlédnutí do zahraničí je však použití předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratiach běžné a v mnoha státech se dostává do popředí. Jako nejzdárnější příklad je zde uvedena vysokorychlostní trať mezi německými městy Erfurt a Lipsko, kde jsou použity pro přemostění rozsáhlých údolí využity semiintegrované rámové konstrukce z předpjatého betonu.

S ohledem na pokrok technologie lze navrhnout železniční mosty z předpjatého betonu s minimálními nároky na údržbu. Vzorovým řešením jsou semiintegrované konstrukce, které eliminují mostní ložiska správným návrhem poddajnosti spodní stavby a dále nevyžadují návrh kolejových dilatáčních zařízení s ohledem na rozdělení konstrukce na úměrně dlouhé dilatáční celky tak, aby byla splněna kritéria kombinované odezvy mostu a bezстыkové koleje.

Príspevek navazuje na predchodzí popis možných úspor v návrhu semiintegrováných rámových konštrukcií pomocí zohľadnení redukcie tuhosti železobetonovej spodnej stavby vlivem potrhání od účinků teplotního zatížení a reologického chování betonu a na možné upřesnění posudku omezení tlakového napětí v betonu. Tyto aspekty návrhu byly řešeny u obloukových integrováných konštrukcií na stavbě D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží.

Kromě těchto možností optimalizace návrhu se príspevek zaměřuje na obecný popis návrhu semiintegrováných předpjatých železničních betonových mostů a pomocí rešerše již provedeného výskumu a předpisů v této oblasti popisuje jednotlivé problematiky, jejichž analýza by mohla vést k návrhu delších dilatáčních celků se společným zajištěním bezpečného převedení bezстыkové koleje bez kolejových dilatáčních zariadení. Jako rozhodující aspekty budou řešeny vlivy zatížení teplotou, brzdnými silami a reologickými vlastnostmi betonu včetně vlivu postupu výstavby a předpínání a posouzení interakce mostu a bezстыkové koleje.

* Školitel: doc. Dr.-Ing. Roman Lenner

2. ŽELEZNIČNÍ MOSTY V ČR A ZAHRANIČÍ

2.1. Stávající mosty na železniční síti ČR

2.1.1. Typické konstrukční řešení estakád

Na české železniční síti můžeme nejčastěji nalézt spřažené ocelobetonové estakády z ocelových I-nosníků nebo s komorami s horní monolitickou železobetonovou deskou. Jedná se o mosty, které jsou řešeny jako série prostých, dvupolových nebo vícepolových nosníků s dilatačními závěry a uložením na spodní stavbu pomocí mostních ložisek.



Obrázek 1: Estakáda u obce Soběslav na trati Praha - Tábor



Obrázek 2: Estakáda u obce Chotoviny na trati Praha - Tábor

Toto řešení obsahuje velké množství dilatačních závěrů a mostních ložisek, což společně s nutnou periodickou obnovou protikorozních nátěrů ocelové nosné konstrukce přináší velké nároky na údržbu během životnosti. Preference tohoto řešení vychází ze snahy vyhnout se použití kolejového dilatačního zařízení (dále KDZ), které by v případě spojitých konstrukcí bylo nutné. Dalším problémem návrhu estakád tvořených z prostých polí je minimální robustnost konstrukce. Při dosažení kritického namáhání v mostovce nebo brzděném pilíři dochází ke kolapsu konstrukce bez jakékoliv možnosti redistribuce vnitřních sil z nejvíce namáhaného průřezu, jako by tomu mohlo být u konstrukcí spojitých či rámových.

2.1.2. Železniční mosty v síti Správy železnic s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu

Předpjaté betonové mosty v síti Správy železnic byly podrobeny v letech 2019-2021 rozsáhlým diagnostickým průzkumům a přepočtům zatížitelnosti.

První železniční mosty z předpjatého betonu se v ČR začaly používat v padesátých letech dvacátého století. Nejčastěji se jednalo o typizované mosty z tyčových prefabrikátů navržených jako prostá pole. Častým problémem, který se u konstrukcí vyskytuje, je zatékání do NK a problémy s prefabrikovanými římsami a jejich kotvením. Kromě toho bylo diagnostickými průzkumy prokázáno, že ke korozi předpínací výztuže dochází jen u minima případů. Mezi další příznivé vlastnosti patří nižší pořizovací náklady a vysoká tuhost konstrukcí, která je potřebná o to více při zvyšování traťových rychlostí. [1]



Obrázek 3: Železniční most z prefabrikátů u obce Kozlíky [1]

Druhou část tvoří mosty monolitické a řadí se do nich rámové mosty, atypické konstrukce a mosty ze spojitých nosníků. Tyto mosty však tvoří pouze 5% z celkových 167 předpjatých mostů v síti SŽ. Příkladem takových mostů jsou estakády u Března u Chomutova a estakáda Sluncová v Praze.



Obrázek 4: Estakáda u obce Březno u Chomutova [1]



Obrázek 5: Železniční estakáda Sluncová v Praze [1]

2.1.3. Mostní konstrukce přes významné překážky

Ve srovnání se světovými stavbami je i v ČR patrné, že při překonání významné překážky je upřednostněno nejvýhodnější technické řešení mostu i za cenu nutného osazení KDZ.

Zdařilým příkladem je nově zprovozněný železniční most přes Orlik u obce Červená s rozpětím železobetonového komorového oblouku 156 m a spojitou dvourámovou dodatečně předepnutou mostovkou.



Obrázek 6: Obloukový železniční most u obce Červená

2.2. Inspirace železničními mosty v zahraničí

Zahraniční železniční mosty ukazují, že použití železobetonových obloukových konstrukcí je možné pro výrazně větší rozpětí. Názorným příkladem je Almonte viaduct na vysokorychlostní trati v západní části Španělska. Rozpětí obloukového pole je v tomto případě 384 m.

U těchto významných mostních konstrukcí je však jednoznačně patrné, že přístup k návrhu je rozdílný oproti návrhu estakád položených nízko nad terénem bez překonávání významnějších překážek. V tomto případě je v maximální míře přizpůsobeno trasování mostu a vše je připraveno pro případ, že bude na jedné nebo obou stranách mostu za opěrami osazeno KDZ, čímž bude vyřešena interakce mostu a bezstykové koleje.



Obrázek 7: Almonte viaduct [2]

Další ukázkou mostů ze zahraničí jsou mosty z Japonska, které se považují za zakladatele vysokorychlostních tratí a vlaky Shinkansen jsou již mnoho desetiletí v provozu. Na japonské železniční síti jsou velmi často používány mosty typu extradosed. Důvodem návrhu těchto konstrukcí je to, že velká část mostů vede v husté zástavbě v městech a bylo nutné hledat co nejmenší zásahy do prostoru pod mostem.

Toho bylo docíleno zavedením kombinace trámových mostů s tuhou mostovkou dobře odolávající dynamickým účinkům a zavěšeného mostu, který při subtilních rozměrech umožňuje přemostění o velkém rozpětí. Výsledkem byla kombinace subtilnější, ale stále poměrně tuhé, mostovky a snížených pylonů převádějící šikmé závěsy ztužující mostovku. Tyto závěsy fungují jako externí předpětí se zvýšenou excentricitou díky vyvedení nad nosnou konstrukci.

Ačkoliv se jedná o velice zajímavé řešení, které by mohlo konkurovat velmi často využívaným ocelovým Langerovým trámům přes širší koryta řek s předpolími, nebyla tato konstrukce v ČR dosud použita.



Obrázek 8: Extradosed železniční most v Japonsku [3]

Inspirace byla hledána také v Číně a na Taiwanu, kde se pyšní již velmi rozsáhlou sítí vysokorychlostních železnic. Pro výstavbu zde byla nejčastěji použita metoda těžké prefabrikace s obrovskou rychlostí, která spočívá v osazování celých

prefabrikovaných mostních polí z předpjatého betonu pomocí masivních zavázečích jeřábů. Estakády však dosahují délek několika desítek kilometrů. Z ekonomického pohledu by v ČR nenašla tato technologie náročná na pořizovací náklady montážních souborů využití, protože naše mosty jsou podstatně kratší.



Obrázek 9: Výstavba metodou těžké prefabrikace [4]

Dalšími významnými státy z hlediska vysokorychlostních tratí je Francie a Německo. Ve Francii je u zhotovených estakád velmi časté použití předpjatého betonu. Jedním z nejvýznamnějších příkladů jsou viadukty u města Avignon na síti TGV. U těchto konstrukcí je oproti přístupu v ČR volen návrh dlouhých spojitých mostů s KDZ.



Obrázek 10: Segmentové viadukty u města Avignon [5]

Nejaktuálnější vývoj železničních mostů z předpjatého betonu je v sousedním Německu, které lze použít jako vhodnou inspiraci pro mosty v ČR i s ohledem na podobné geomorfologické podmínky.

Mnoho významných mostních konstrukcí se nachází na vysokorychlostní trati mezi městy Erfurt a Lipsko. Tyto mosty jsou podrobněji popsány v následující sekci. [6]

Pro srovnání je jako poslední příklad uveden Colne Valley viaduct vznikající na budované vysokorychlostní trati mezi městy Londýn a Birmingham. Jedná se o nejdelší železniční most v Anglii s celkovou délkou 3,4 km. Konstrukce je navržena s ohledem na estetické ztvárnění a minimalizaci zásahů pod mostem jako spojitá předpjatá segmentová konstrukce s výškovými náběhy s typickým rozpětím 80 m. Součástí železničního svršku jsou kolejová dilatační zařízení.



Obrázek 11: Colne Valley viaduct během výstavby [7]

2.2.1. Příklady semiintegrovanych železničních mostů

Gaensebach-Talbrücke na trati Erfurt – Lipsko

Tato konstrukce je s ohledem na vysokou štíhlost a poddajnost vnějších pilířů navržena bez vrubových kloubů a ložisek. Tuhost je zajištěna primárně středními brzdými pilíři, které jsou navrženy se ztužující stěnou v podélném směru mostu. Most celkové délky přes 1000 m je složen z celkem deseti dilatačních celků, z nichž jsou dva krajní dvupolové a osm typických čtyřpolových s délkou dilatačního celku 112 m. Most převádí bezстыkovou kolej bez KDZ. [8]



Obrázek 12: Gaensebach-Talbrücke [9]

Stobnitz-Talbrücke trati Erfurt - Lipsko

Návrh mostu je inspirován Ganselbach-Talbrücke s rozdílem, že spodní stavba neklade důraz na architektonické ztvárnění, ale na technickou jednoduchost a čitelnost. Tomu odpovídá speciální úprava brzdých a dilatačních pilířů s jednotným oválným vzhledem s různou tloušťkou dřívku a různým počtem řad pilot.



Obrázek 13: Stobnitz-Talbrücke [10]

Pesnica viaduct ve Slovinsku

I tento návrh je inspirován mosty na trati Erfurt – Lipsko. Most se nachází na konvenční trati, avšak problematika interakce mostu a bezстыkové koleje byla podrobně řešena. Most využívá jednoduchých oválných pilířů s tužším brzdým pilířem a dilatačním pilířem s rozděleným dřívkem pomocí vložené dilatační spáry z polystyrenu. U této konstrukce jsou mezi jednotlivé dilatační celky vloženy tlumiče, které přenášejí okamžitá zatížení jako jsou brzděné síly na celou délku estakády, ale umožňují teplotní dilatace a posuny způsobené dlouhodobou reologií betonu. Na mostě je stejně jako na trati Erfurt – Lipsko použita konstrukce pevné jízdní dráhy.



Obrázek 14: Pesnica viaduct [11]

Unstrut-Talbrücke na trati Erfurt – Lipsko

Jedná se o nejdelší a nejvyšší z uvedených semiintegrovanych mostů. V tomto případě je s ohledem na výšku konstrukce nutné použití KDZ. Konstrukce neobsahuje mostní ložiska a pilíře jsou v 580 m dlouhých dilatačních celcích pevně spojeny s nosnou konstrukcí a dilatační posuny umožňují svou výškou a dostatečnou poddajností. Dominantním prvkem každého dilatačního celku je obloukové pole, které umožňuje přenesení brzdých sil.



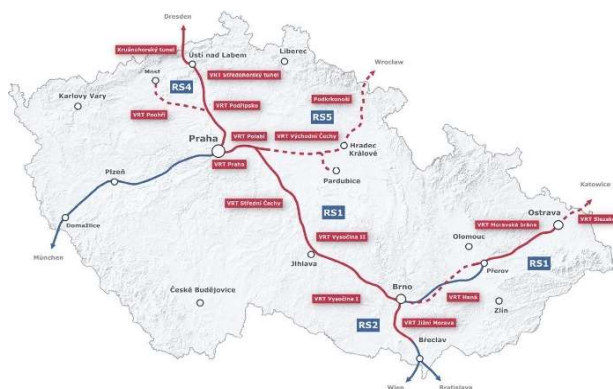
Obrázek 15: Unstrut-Talbrücke [12]

2.3. Stav přípravy vysokorychlostních tratí v ČR

V České republice doposud existují úseky Rychlých spojení, které obsahují tratě upravené pro rychlost 200 km/h a modernizované konvenční tratě do 160 km/h. Trati VRT budou s plánovanou rychlostí 320 km/h součástí Rychlých spojení. [13]

Jednotlivé úseky jsou v aktuálním stavu projektované ve stupni dokumentace pro územní rozhodnutí. Důležitým dokumentem sloužícím jako podklad pro projektování je [14].

Plánovaná síť VRT je zobrazena na následujícím obrázku. Ze zobrazených úseků je nejbližší realizaci moravská část, konkrétně VRT Moravská brána. Tento úsek byl projektován firmou AFRY CZ a autorovi k němu byly poskytnuty podklady.



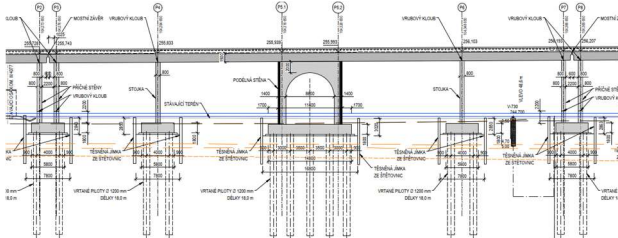
Obrázek 16: Plánovaná podoba tratí VRT [13]

Na tomto úseku stojí za zmínku plánovaná koncepce železničních mostů, které jsou ve stupni dokumentace pro územní rozhodnutí navrženy s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu. V základní koncepci se jedná nejčastěji o dvupolové mosty tvořené příčně dělenými segmenty.

Tyto konstrukce však kromě odstranění nutnosti obnovy protikorozního nátěru oproti klasickým spřaženým ocelobetonovým mostům nepřinášejí žádné výhody, protože obsahují velké množství mostních závěrů a ložisek, konkrétně velmi zatížených pevných ložisek na brzdých pilířích a celkem dvou párů posuvných ložisek na každém pilíři u dilatační spáry.

Z tohoto hlediska je mnohem zajímavější Nový jezernický viadukt, který je inspirován mostem Ganselbach-Talbrucke a je řešen pomocí čtyřpolových dilatačních celků bez mostních ložisek. Tento most byl vybrán jako výchozí varianta pro další výzkum a hledání možností pro návrh delších dilatačních celků.

Aktuální návrh je složen ze šesti dilatačních celků délky 41,5 m (krajní u opěr) a 93 m (typické mezilehlé) s celkovou délkou mostu 379,4 m. Most se nachází ve směrovém oblouku, což podpořilo rozhodnutí o návrhu konstrukce rozdělené na dilatační celky s ohledem na zvýšené riziko závad a opotřebení KDZ při působení příčných a odstředivých sil.

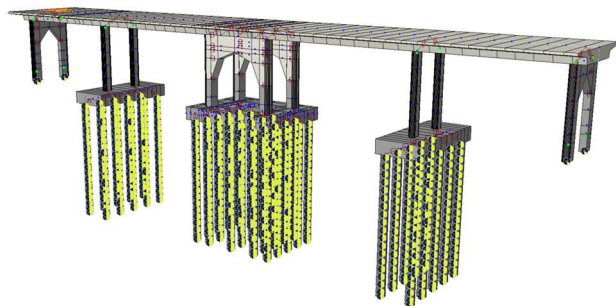


Obrázek 17: Jezernický viadukt – dilatační celek [15]

3. PROBLEMATIKA NÁVRHU A POSOUZENÍ SEMIINTEGROVANÝCH ŽEL. MOSTŮ

3.1. Statická analýza

Samotná statická analýza se kromě odlišného zatížení dopravou téměř neliší oproti běžně používaným předpjatým silničním mostům. Pro návrh mostovky jsou rozhodující mezní stavy použitelnosti s ohledem na omezení napětí a omezení šířky trhlín. Pro brzdné pilíře je rozhodující namáhání brzdnými silami a vnější pilíře jsou v případě semiintegrováných celků primárně namáhané nesilovým zatížením.



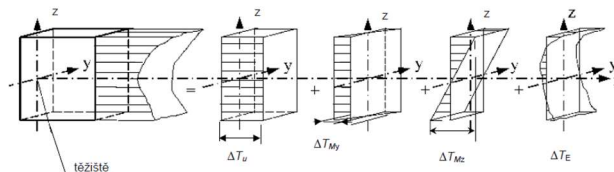
Obrázek 18: Výpočetní model pro statické posouzení [15]

Důležitým aspektem posouzení těchto konstrukcí jsou podélné posuny konců mostů, které hrají významnou roli pro návrh dilatačních závěrů a řešení kolejového lože, u kterého by v případě větších posunů docházelo ke zřěďování a bylo by nutné řešit tento přechod přepážkami. Podélné posuny mají také významný vliv na namáhání spodní stavby. Nejvýznamnější složky těchto posunů je zatížení teplotou a brzdnými silami a v případě předpjatých betonových konstrukcí také reologické chování betonu a posuny od předpínání.

3.1.1. Zatížení teplotou

Statické posouzení spodní stavby i posouzení interakce s mostu a bezстыkové koleje výraznou mírou ovlivňuje zatížení teplotou. Základním podkladem pro stanovení velikosti zatížení je norma ČSN EN 1991-1-5. V ČR je postup pro stanovení definován národní přílohou, která pomocí teplotních map stanovuje minimální a maximální teplotu vzduchu ve stínu pro následný výpočet rovnoměrné složky teploty.

Další významnou složkou je nerovnoměrná teplota, u které je v ČR doporučený postup 2 využívající nelineární průběh nerovnoměrné teploty. Tento nelineární průběh má podřadný vliv také na podélné dilatace konstrukce a liší se dle typu konstrukce a velikosti jejího průřezu.



Obrázek 19: Znázornění složek teplotního zatížení dle EN [16]

Na základě dosažených výsledků článku [17] se ukazuje, že teplotní zatížení může být podrobněji optimalizováno na základě pravděpodobnostních analýz a využití měřených dat z nejbližších meteorologických stanic v okolí stavby.

Pravděpodobnostní postupy dále dle ČSN EN 1990 [18] umožňují úpravu součinitelů zatížení pro mezní stavy únosnosti.

3.1.2. Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

U brzdných pilířů je nutné splnění kritéria na maximální povolenou podélnou deformaci od brzdných sil. Velikost vodorovného posunu také nepříznivě ovlivňuje spolupůsobení s bezстыkovou kolejí a brzdné pilíře často musí být velice tuhé s velkým počtem řad pilot. Se zvyšující vodorovnou tuhostí se však na úkor snížení namáhání v bezстыkové kolejnici zvyšuje namáhání přenášené do základů.[19]

Velikost brzdných sil je stanovena v ČSN EN 1991-2 a dále se násobí klasifikačním součinitelem, dynamickým nikoliv. [20]

- Rozjezdová síla pro LM71, SW/0, SW/2, HSLM:
 $Q_{lak} = 33 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$.
- Brzdná síla pro modely zatížení 71, SW/0 a HSLM:
 $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}] \leq 6000 \text{ [kN]}$
- Brzdná síla pro model zatížení SW/2 [2]
 $Q_{lbk} = 35 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}] \cdot L_{a,b}[\text{m}]$

Historický vývoj velikostí brzdných sil a popis možností v úsporách jejich uvažování při přepočtech stávajících železničních mostů byl popsán v závěrečné zprávě [21].

Při návrhu mostu Pesnica ve Slovinsku byly pro přenos brzdných sil mezi jednotlivými dilatačními celky použity vizkózní tlumiče, čímž bylo dosaženo většího počtu vzdorujících pilířů. [11]

3.1.3. Reologické chování betonu a předpínání

Významnou složku podélných posunů tvoří smršťování a dotvarování betonu. Snahou návrhu je s ohledem na namáhání spodní stavby u delších dilatačních celků tyto posuny omezit.

Nejvýznamnější možnou úsporou v této kategorii jednoznačně tvoří prefabrikace, která značnou část těchto posunů eliminuje před zabudováním prvku do finálního statického schématu. Prefabrikace je dále výhodná i s ohledem na předpínání, protože část kabelů taktéž bývá předpínána před zabudováním prvku.

U monolitických konstrukcí je u semiintegrováných konstrukcí výhodné s ohledem na namáhání spodní stavby provést zmonolitnění spodní stavby a nosné konstrukce až po předepnutí, aby nebyla vnášena deformace od předpětí do spodní stavby. Tento postup je však náročný z hlediska provádění samotného zmonolitnění se spodní stavbou v prostoru pod nosnou konstrukcí a správné provedení rámového rohu.

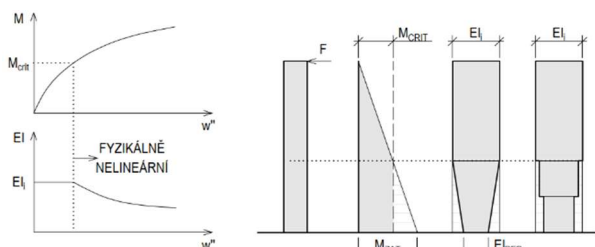
3.1.4. Redukce tuhosti vlivem trhlin v železobetonu

V mezních stavech únosnosti lze dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 5.4 pro stanovení účinků teplotních deformací, sedání podpor a smršťování redukovat tuhosti průřezů na tuhosti odpovídající průřezu s trhlínami bez tahového zpevnění, čímž dojde ke zvýšení poddajnosti a zmenšení ohybového namáhání. [22]

V mezním stavu použitelnosti však článek požaduje zohlednění tahového zpevnění, které dle poměru působícího momentu a momentu na mezi vzniku trhlin určuje mezilehlé stavy mezi průřezem bez trhlin a zcela potrháním průřezem.

Doslovná aplikace normy by vedla s ohledem na velký počet zatěžovacích stavů a průřezů k podrobné nelineární analýze, která by zohledňovala pro každou kombinaci zatížení a každý prvek modelu redukce tuhosti dle působících vnitřních sil, což by pro běžnou projekční praxi byla značná komplikace.

Podstatou tohoto fyzikálního jevu je skutečnost, že u rámových konstrukcí vznikají významné vnitřní síly od nesilových zatížení. Velikost těchto sil při lineárně pružném výpočtu s tuhostí prvků odpovídající plnému betonovému průřezu často přesahuje mez vzniku trhlin. [23]



Obrázek 20: Redukce tuhosti vlivem trhlin [23]

Při reálném chování se začíná projevovat potrhání betonu, které zvyšuje celkovou poddajnost konstrukce a tím účinky od nesilových zatížení snižuje. Dimenzování výztuže na ohybové momenty odpovídající konstrukci s plnou tuhostí průřezů by u prvků primárně namáhaných nesilovým zatížením vedlo k nehospodárnému návrhu.

Tento postup byl proveden na již zhotovených obloukových mostech na dálnici D3. Výpočet byl proveden pomocí redukce momentu setrvačnosti spodních částí vnějších stоек vetknutých do základu oblouku, u kterých došlo k přesažení meze vzniku trhlin. Aby nebyl nutný nelineární výpočet, byla provedena úvaha nad účinky jednotlivých zatížení a velikostmi působících vnitřních sil při jednotlivých kombinacích, která potvrdila primární namáhání vlivem nesilových zatížení a možnost významné redukce jimi způsobených vnitřních sil. [23]

3.1.5. Upřesněný posudek omezení napětí

V běžně používaných výpočetních programech pro posuzování konstrukcí, jako je například Idea Statica RCS, je tento posudek uvažován konzervativně pomocí posouzení jednotlivých kombinací mezního stavu použitelnosti na ideálních průřezech stanovených s krátkodobými i dlouhodobými charakteristikami, což postihuje veškeré mezilehlé stavy. Tento posudek často bývá při návrhu průřezů spodní stavby rozhodující.

Na uvedeném příkladu obloukového mostu bylo prokázáno, že posudek lze rozdělit na několik kritických okamžiků a neposuzovat tyto extrémní stavy pro kombinace MSP, které nemohou nastat. Krátkodobé působení průřezu nastává pouze při minimálním stáří betonu a při jeho odezvě na krátkodobá zatížení. Při delším působení zatížení se do reálného chování a přerozdělení napětí po průřezu mezi tlačným betonem a

taženou betonářskou výztuží zapojuje dotvarování, které je zohledněno součinitelem dotvarování vstupujícím do výpočtu průřezových charakteristik ideálního potrhání i nepotrhání průřezu. To má za důsledek snížení tlakového napětí v betonu, které v posudcích často rozhoduje.

Toho lze využít při podrobnějším posouzení. Na krátkodobých charakteristikách by měla být posouzena pouze fáze odskružení konstrukce, případně prvotního zatížení.

V dalších fázích uvedení do provozu a konce životnosti již lze uvažovat kvazistálé zatížení na průřezu s dlouhodobými charakteristikami a na krátkodobých charakteristikách stanovovat pouze přírůstky napětí od rozdílu mezi kvazistálou a častou/charakteristickou kombinací, které obsahují složky krátkodobého zatížení. Výsledné napětí je pak superpozicí účinků dlouhodobých a krátkodobých zatížení na příslušných průřezových charakteristikách. Kritický posudek pak nejčastěji nastává v době uvedení do provozu, kdy musí být uvažováno, že most bude neprodleně zatížen charakteristickou kombinací.

V rámci úspor a dimenzovatelnosti konstrukce bylo u obloukových mostů s ohledem na tento posudek stanoveno, že uvedení mostu do provozu a poježdění těžkou staveništní dopravou musí nastat nejdříve šest měsíců od doby betonáže oblouku, což s ohledem na harmonogram stavby nečinilo žádné komplikace a přineslo zmíněné výhody. [23]

3.2. Dynamická analýza

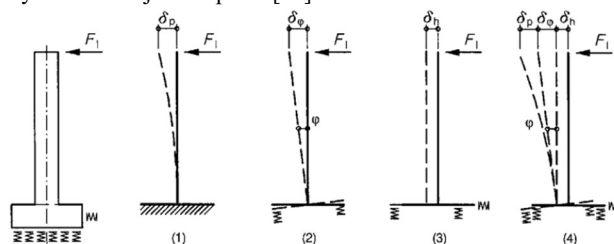
Dynamická analýza je u železničních mostů velmi důležitou součástí posouzení konstrukce. Důležitost se stupňuje zvláště u použití konstrukcí pro vysokorychlostní tratě. V rámci výzkumu však není primárním cílem a nemá zásadní vliv na možnost zvětšování délky dilatačních celků a zjištěné skutečnosti jsou převzaty z odborné literatury. [24]

Betonové konstrukce z hlediska dynamického chování prokazují výhodnější poměr tuhosti a hmotnosti a mají vyšší vlastní útlum. Lze tedy předpokládat, že při hledání optimálního řešení z hlediska údržby a nákladů na celou životnost konstrukce bude toto posouzení příznivější, než v případě konstrukcí sprážených ocelobetonových. [1]

3.3. Interakce mostu a bezстыkové koleje

Vzájemné silové spolupůsobení mostu a koleje závisí na statickém systému, dilatujících délkách nosné konstrukce, umístění kolejových dilatačních zařízení i tuhosti spodní stavby a založení. Velikost přídavného napětí v koleji roste s rozdílem podélných posunů mezi mostem a kolejí.

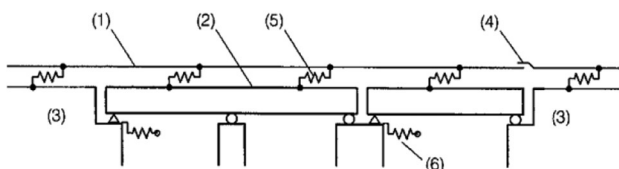
V zmíněných předpisech je popsána metodika kompletní analýzy, která spočívá v omezení přídavného namáhání bezстыkové koleje. Konkrétně pro kolejové lože se jedná o maximálně 92 MPa v tahu a 72 MPa v tlaku s ohledem na riziko vybočení kolejového pásu. [19]



Obrázek 21: Stanovení tuhosti spodní stavby [19]

Bezстыková kolej na mostě má specifika oproti běžné trati. S ohledem na poměry tuhostí průřezů mostovek a jde primárně o přidavné normálové síly v koleji způsobené spolupůsobením nosnou konstrukcí. Ovlivnění samotné nosné konstrukce je zanedbatelné a největší vliv má na síly v ložiskách. [25]

Na kombinovanou odezvu má vliv velké množství parametrů. Mezi hlavní se řadí odpory kolejového lože důležité pro stanovení nelineárních pružin výpočetního modelu, na které již bylo provedeno velké množství experimentů a jejich hodnoty jsou stanoveny v uvedených předpisech. [26][27][28]



Obrázek 22: Výpočetní model pro interakci kolej-most [19]

Z hlediska zatížení hraje největší roli zatížení teplotou, brzdnými silami a z hlediska průhybu nosné konstrukce způsobující přidavné namáhání koleje také svislé dopravní zatížení. [29]

Výzkum byl věnován také alternativním metodám pracujícím se zavedením pravděpodobnosti metodiky posouzení kombinované odezvy mostu a bezстыkové koleje. Tento výzkum byl založen na datech z měření odezvy bezстыkové koleje na skutečných mostních konstrukcích. [30]

Návrh bezстыkové koleje na mostních objektech se v České republice řídí předpisem SŽDC S3 – díl 12 Železniční svršek na mostních objektech. Tento předpis stanovuje největší přípustné dilatační délky, při kterých lze zřízovat bezстыkovou kolej. Dále je požadováno ověření interakce mostu a koleje, které se řídí předpisem MVL 150 a ČSN EN 1991-2.

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatační délka L_1	Tvar kolejiště 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi											
			ocelovými					ocelobetonovými					betonovými	
			s kolejovým ložiskem práce dřevěné betonové	s mostnicemi uloženými centricky posuně	s přímým uložením koleje	s kolejovým ložiskem práce dřevěné betonové	s kolejovým ložiskem práce dřevěné betonové	s kolejovým ložiskem práce dřevěné betonové						
			L_1 [m]											
1		R 65 UIC 60 T.S. 49	125 110 85	90 80 80	70 66 60	23 20 23	20 20 20	160 140 100	120 103 70	180 156 110	130 113 80			
3		R 65 UIC 60 T.S. 49	125 108 75	86 74 51	70 63 50	25 25 25	23 23 23	160 136 90	110 93 60	180 153 100	125 108 70			
4		R 65 UIC 60 T.S. 49	85 81 55	46 44 40	35 35 35	19 19 19	17 17 17	100 86 60	70 61 45	110 96 70	80 70 50			

Obrázek 23: Největší přípustné dilatační délky nosných konstrukcí pro zřízení bezстыkové koleje [31]

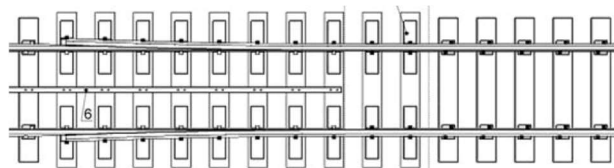
3.3.1. Kolejová dilatační zařízení

Slouží k snížení vzájemných účinků mostu a bezстыkové koleje a ovlivňování napjatosti v kolejových pásech. Při umístění KDZ lze dosáhnout návrhu delších spojitých konstrukcí.

Cílem návrhu vysokorychlostních tratí je tato zařízení eliminovat s ohledem na jízdní komfort a minimalizaci výluk nutných pro jejich údržbu. V přímé trati je dle informací výrobce DT Výhybkárna Prostějov opotřebení poměrně nízké a netvoří zásadní problémy. To však neplatí v případě návrhu těchto zařízení ve směrových obloucích v místě převýšení tratě.

KDZ pak musí být transponované a jeho subtilní pohyblivé části jsou rychle opotřebovány vlivem příčných a odstředivých sil. Výměna KDZ vyžaduje zastavení provozu na trati.

Maximální rozdíl posunů obou částí koleje bývá označován jako kapacita roztažnosti a určuje nutný typ a velikost kolejového dilatačního zařízení.



Obrázek 24: Schéma kolejového dilatačního zařízení [4]

4. ZÁVĚR

V příspěvku byla popsána stávající situace železničních mostů v České republice a v zahraničí. Nejvíce pozornosti bylo věnováno semiintegrováným mostům s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu na vysokorychlostní trati mezi městy Erfurt a Lipsko v Německu. Další výzkum v oblasti navrhování těchto konstrukcí souvisí s prověřením stávajících výpočetních postupů a možnými úsporami v zatížení teplotou a brzdnými silami, jež mají dominantní účinek na návrh semiintegrováných rámových konstrukcí v kombinaci s posouzení kombinované odezvy mostu a bezстыkové koleje. V příspěvku byly tyto problematiky shrnuty pomocí rešerše stávajících provedených výzkumných a akademických prací a předpisů.

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat panu doc. Dr.-Ing. Romanu Lennerovi za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím příspěvku.

Reference

- [1] ČÍTEK, David; DEJMEK, Tomáš; DRAHORÁD, Michal; HOLÝ, Milan; KOLÍSKO, Jiří et al. *Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic*. Pořadí vydání: 1. V Praze: České vysoké učení technické, [2022]. ISBN 978-80-01-06923-3.
- [2] PEREDA, Héctor Beade a CAPELLÁN, Guillermo. *Almonte viaduct - design*. Online. *E-Mosty*. Vol. 2016, no. 04, s. 9-23. ISSN 2336-8179. Dostupné z: <https://e-mosty.cz/wp-content/uploads/2016/11/e-mosty42016ArchBridges.pdf>. [cit. 2025-04-11].
- [3] CALCADA, Rui; DELGADO, Raimundo a CAMPOS E MATOS, António (ed.). *Bridges for High-Speed Railways*. Taylor & Francis Group, London, UK, 2009. ISBN 978-0-415-47147-3.
- [4] ROMO, José; PÉREZ-CALDENTEY, Alejandro a CUADRADO, Manuel. *High-Speed Railway Bridges: Conceptual Design Guide*. Ernst&Sohn GmbH, Rotherstraße 21, 10245 Berlin, Germany, 2024. ISBN 978343303313.
- [5] BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS. *Avignon viaducts: Construction of two parallel railway viaducts crossing the Rhone river*. Online. Dostupné z: <https://www.bouygues-tp.com/en/projects/avignon-viaducts->. [cit. 2024-01-14].
- [6] MARX, Steffen a SEIDL, Günter. *Integral Railway Bridges in Germany*. *Structural Engineering International*. Vol. 2011, no. 03, s. 332-340.

- [7] HS2 - HIGH SPEED TWO. *Colne Valley Viaduct*. Online. 2024. Dostupné z: <https://www.hs2.org.uk/building-hs2/viaducts-and-bridges/colne-valley-viaduct/>. [cit. 2024-01-14].
- [8] SCHENKEL, Marcus; GOLDACK, Arndt; SCHLAICH, Jörg a KRAFT, Stefan. Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2010, roč. 105, č. 9, s. 590-598.
- [9] *Neubau der Gänsebachtalbrücke, NBS Erfurt-Leipzig/Halle*. Online. BUNG Unternehmensgruppe. 2019. Dostupné z: <https://www.bung-gruppe.de/stra%C3%9Fenbr%C3%BCcke-spannbeton/g%C3%A4nsebachtalbr%C3%BCcke/>. [cit. 2024-02-19].
- [10] JUNG, Rolf; MARX, Steffen; SCHENKEL, Marcus a STOCKMANN, Rico. Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2011, roč. 106, č. 2, s. 81-88.
- [11] MAHER, Jernej a MARKELJ, Viktor. Analiza železniškega viadukta Pesnica. In: *Zbornik 43. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije*. Rogaška Slatina, oktober 2022, s. 33-42.
- [12] DAHINTER, Karel. Mosty z předpjatého betonu na vysokorychlostních železničních tratích v Německu. *BETON TKS*. Roč. 2012, č. 4, s. 20-30.
- [13] *Vysokorychlostní tratě v České republice*. Online. Dostupné z: <https://vrtky.cz/web/vrtky/>. [cit. 2025-04-15].
- [14] *Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR*. Správa železnic, státní organizace, 2024.
- [15] KUBÍN, Tomáš a VÁVROVÁ, Zuzana. *Projektová dokumentace: RS I VRT Prosenice - Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice - Hranice na Moravě, DÚR: Estakáda v km 104,374 - Nový Jezernický viadukt*. AFRY CZ, 2023.
- [16] ČSN EN 1991-1-5 (ČSN 730035), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - zatížení teplotou: včetně Opravy O1 z 2/2010, Opravy O2 z 5/2011, Změny Z1 z 2/2010 a Změny Z2 z 3/2010*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [17] SÝKORA, Miroslav; HOLÝ, Milan; MARKOVÁ, Jana; MEZERA, Aleš a VALIK, Adam. Probabilistic Model for Thermal Actions on Concrete Bridges Based on Meteorological Measurements – Case Study. In: *CCC 2024 - 14th Central European Congress on Concrete Engineering*. Mikulov: Czech Concrete Society, 2024.
- [18] ČSN EN 1990 (ČSN 73 0002), *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021.
- [19] *MVL 150 Kombinovaná odezva mostu a koleje*. Správa železnic, státní organizace, 2016.
- [20] ČSN EN 1991-2 (ČSN 736203), *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [21] RYJÁČEK, Pavel; ŽITNÝ, Jan; MARKOVÁ, Jana; SÝKORA, Miroslav; KUZNETSOV, Sergei et al. *Závěrečná zpráva za roky 2016-2017: Pokročilé metody posuzování existujících ocelových mostů na účinky zatížení větrem, brzdných a rozjezdových sil*. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2017.
- [22] ČSN EN 1992-1-1 (ČSN 73 1201), *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [23] NERADÍLEK, Martin. Obloukové nadjezdy na úseku dálnice D3 0311. In: *Proceedings of PhD Workshop*. Prague: Department of Concrete and Masonry Structures, 2024, s. 51-57. ISBN 978-80-01-07294-3.
- [24] FRÝBA, Ladislav. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992. ISBN 80-200-0262-6.
- [25] CALCADA, Rui; DELGADO, Raimundo; CAMPOS E MATOS, Antonio; GOICOLEA, José Maria a GABALDÓN, Felipe (ed.). *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*. Taylor & Francis Group, London, UK, 2009. ISBN 978-0-415-45774-3.
- [26] *SŽDC S3/2 Bezстыková kolej*. Správa železnic, státní organizace, 2024.
- [27] BLÁHA, Filip. *Analýza bezстыkové koleje na mostních konstrukcích s uzavřeným kolejovým ložem*. Disertační práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2024.
- [28] UIC CODE. 774-3 R, *Track/bridge interaction - Recommendation for calculations*. 2nd edition. Union Internationale des Chemins de fer, 2001.
- [29] FREYSTEIN, Hartmut. Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele. *Stahlbau*. 2010, roč. 79, č. 3, s. 220-231.
- [30] KAŠPÁREK, Jiří. *Pravděpodobnostní hodnocení interakce mostu a koleje*. Disertační práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2021.
- [31] *SŽDC S3: díl XII - Železniční svršek na mostních objektech*. Ve znění změny č. 4, účinnost od 1. března 2021. Správa železnic, státní organizace, 2021.