

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



Stanovení a analýza útlumu mostů

Analysis and specification of the bridge damping

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Vojtěch Dinybyl

Praha 2024

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Akademický rok: 2023/2024

Vedoucí práce: prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Dynybyl Jméno: Vojtěch Osobní číslo: 486141

Zadávací katedra: K134 - Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Stanovení a analýza útlumu mostů

Název diplomové práce anglicky: Analysis and specification of the bridge damping

Pokyny pro vypracování:

Analýza provedených DZZ s ohledem na hodnoty útlumu, analýza zahraniční literatury.

Zpracování výsledků a jejich souhrnná analýza.

Dynamické simulace mostů na SUDOVO a Soběslav-Doubí s ohledem na velikost útlumu a účast na jejich experimentech.

Stanovení souhrnných doporučení.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1991-2, ČSN EN 1993-2

Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 4.9.2023 Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2024

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

4.9.2023

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, s výjimkou poskytnutých konzultací vedoucím práce. Veškeré použité podklady, ze kterých jsem čerpal informace, jsou uvedeny v seznamu použité literatury a citovány v textu podle normy ČSN ISO 690.

V Praze dne

Bc. Vojtěch Dynybyl

Poděkování

Děkuji prof. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, PhD. za odborné vedení této práce, za jeho ochotu a vstřícnost. Děkuji za příležitost, kterou mi díky této práci poskytnul. Děkuji za jeho celkový přístup, který mi pomohl v rozhodnutí pokračovat na doktorské studium.

Dále děkuji prof. Ing. Michalovi Polákovi, Ph.D. za veškeré konzultace a odborné připomínky, za čas, který mi věnoval.

Děkuji všem subjektům, jejichž data jsem v rámci této práce mohl využít. Jedná se o akreditované laboratoře Fakulty stavební ČVUT v Praze a Kloknerova ústavu ČVUT v Praze, oddělení experimentálních a měřících metod, dále o Akademii věd, Ústav teoretické a aplikované mechaniky, oddělení dynamiky a aerodynamiky a o firmu INSET s.r.o.

V neposlední řadě děkuji také své rodině a svým přátelům za jejich podporu při psaní této práce.

Abstrakt

Předmětem této práce je útlum mostů. V první části práce jsou shrnuty základy dynamiky stavebních konstrukcí, experimentální zkoušení konstrukcí a problematika útlumu stavebních konstrukcí. Dále je provedena statistická analýza výsledků útlumu mostů na základě dat z experimentů a jsou sestaveny grafy, které prezentují závislost hodnot útlumu na rozpětí, na použitém materiálu, na typu dopravy a na typu konstrukčního uspořádání mostu. V druhé části jsou vytvořeny numerické modely konkrétního železničního mostu a je zkoumán vliv hodnoty útlumu na odezvu mostu na dynamické zatížení vlaku. Pro tyto modely jsou využita data o útlumu z experimentu, na kterém byl autor práce osobně přítomen.

Klíčová slova

Útlum, most, statistika, grafy, experiment, dynamická analýza, CSI Bridge, numerický model, vlastní frekvence, vlastní tvary, zrychlení

Abstract

The subject of this thesis is bridge damping. The first part of the thesis summarizes the basics of dynamics of building structures, experimental testing of structures and the problem of damping of building structures. Furthermore, a statistical analysis of the bridge damping results based on the experimental data is performed and graphs are drawn up to present the dependence of the damping values on the span, on the material used, on the type of traffic and on the type of structural arrangement of the bridge. In the second part numerical models of a specific railway bridge are developed and the effect of the damping on the response of the bridge to dynamic train loads is investigated. For these models, data of damping from an experiment in which the author of the thesis was personally present are used.

Keywords

Damping, bridge, statistics, graphs, experiment, dynamic analysis, CSI Bridge, numerical model, natural frequencies, natural shapes, acceleration

Obsah

1	Úvod.....	9
2	Cíle práce	9
3	Základy dynamiky	10
3.1	Tlumené kmitání	10
3.1.1	Útlum	11
3.1.2	Volné tlumené kmitání.....	11
3.1.3	Vynucené tlumené kmitání	12
4	Experimentální zkoušení konstrukcí.....	14
4.1	Dynamické zkoušky	14
4.1.1	Dynamické zkoušky zatěžovací	15
4.1.2	Dynamické zkoušky informativní	16
4.1.3	Experimentální určování útlumu.....	17
5	Problematika útlumu stavebních konstrukcí	20
5.1	Hodnoty útlumu	20
5.2	Interakce most-vozdlo.....	21
5.3	Vlivy ovlivňující velikost útlumu konstrukce.....	22
5.4	Zkoumání poškozené konstrukce s využitím útlumu	23
6	Analýza útlumu na základě experimentů	25
6.1	Souhrnná analýza útlumu zkoumaných mostů.....	26
6.2	Podrobnější analýza útlumu vybraných mostů.....	29
6.2.1	Porovnání útlumu mostů podle materiálu	29
6.2.2	Porovnání útlumu mostů podle typu dopravy	32
6.2.3	Porovnání útlumu mostů podle typu mostu.....	34
6.2.4	Porovnání útlumu mostů v závislosti na vlastním tvaru.....	36
6.3	Stanovení funkcí trendů	39
6.4	Další zkoumané závislosti.....	39
7	Dynamické zkoušky mostu	42
7.1	Představení mostu	42
7.2	Dynamická zkouška informativní z roku 2022	48
7.2.1	Měřicí linka	48
7.2.2	Uspořádání zkoušky, polohy snímačů a budiče	49

7.2.3	Vyhodnocení experimentu	51
7.3	Dynamická zkouška zatěžovací z roku 2023	58
7.3.1	Měřicí linka	58
7.3.2	Zatěžovací souprava, polohy snímačů, uspořádání zkoušky	59
7.3.3	Vyhodnocení experimentu	61
8	Tvorba numerických modelů	64
8.1	Prutový model	64
8.1.1	Popis modelu	64
8.1.2	Rozbor zatížení	67
8.1.3	Identifikace modelu	69
8.2	Deskostěnový model	76
8.2.1	Popis modelu	76
8.2.2	Rozbor zatížení	79
8.2.3	Identifikace modelu	81
8.3	Stanovení zatěžovacích stavů	88
8.4	Specifikace výpočtu dynamické analýzy v programu	90
8.5	Celkový přehled výpočtů	91
9	Výstupy z numerických modelů	93
9.1	Kontrola modelů	93
9.2	Výsledky zrychlení	94
10	Závěr	98
11	Seznam literatury:	100
12	Seznam tabulek	103
13	Seznam obrázků	104

1 Úvod

Útlum stavebních konstrukcí je jednou ze základních charakteristik konstrukce při řešení dynamické odezvy na zatížení v čase. V současné době ale neexistují ideální postupy pro přesné stanovení hodnoty útlumu stavební konstrukce při dynamickém výpočtu. Jediné možné přesné řešení pro stanovení útlumu (jen s přípustně malými odchylkami od skutečnosti) je pomocí experimentálního zkoušení konstrukcí. Tedy lze sice poměrně přesně určit hodnoty útlumu stávající stavební konstrukce, ale pro výpočet v rámci zpracování projektu tyto hodnoty reálného útlumu řešené konstrukce k dispozici nejsou.

Je možné pouze využívat různé doporučené hodnoty a postupy na základě buď platných norem, nebo různých studií apod. Nicméně je třeba upozornit na to, že návrhové normy pracují s poměrně konzervativními hodnotami kvůli velké nejistotě skutečného útlumu stavební konstrukce po její realizaci.

2 Cíle práce

Při experimentální modální analýze je v rámci zadání dynamické zkoušky často požadováno zjištění útlumu konstrukce. Tato práce má za cíl se zabývat analýzou a vyhodnocením existujících dat o útlumu stavebních konstrukcí na základě již provedených zkoušek. Zabývat se útlumem má v současné době význam i z důvodu, že se v České republice připravuje výstavba systémů vysokorychlostních tratí. Data, která bude autor práce využívat, byla získána od různých subjektů a nejsou tedy vlastním dílem autora. Bude zkoumána rozsáhlá skupina mostů a budou sledovány závislosti hodnot útlumu na rozpětí mostu, použitém materiálu, typu převáděné dopravy a typu konstrukčního uspořádání mostu. Budou sestaveny grafy, které by mohly sloužit jako orientační podklad pro projektanty při stanovování hodnot útlumu pro dynamickou analýzu v případě, kdy konzervativní hodnoty útlumu podle normy zapříčiní nesplnění podmínek mezních hodnot zrychlení mostu.

Dále bude na základě výsledků z numerických modelů zkoumán vliv hodnoty útlumu na dynamickou odezvu konkrétního mostu, na němž byla provedena dynamická zatěžovací zkouška pro vyšší rychlosti, na které byl autor práce osobně přítomen. Výsledky dynamické zatěžovací zkoušky a dynamické zkoušky informativní, která bude v práci také popsána, autor práce převzal od autora zkoušky prof. Michala Poláka z Fakulty stavební ČVUT v Praze.

3 Základy dynamiky

Statika i dynamika řeší odezvu konstrukce na zatížení. Statika je úloha o rovnováze vnitřních a vnějších sil a předpokládá, že konstrukce je při zatížení v klidu a odezva konstrukce závisí na tuhosti konstrukce a velikosti vnějšího zatížení. Základní rovnice statiky proto je [1]:

$$Ku = f,$$

kde K je tuhost konstrukce, u její posunutí a f vnější zatížení.

Dynamika je také úloha o rovnováze sil, ale včetně sil setrvačných a tlumících. Zatížení a odezva konstrukce jsou v čase proměnné. Odezva v dynamice nezávisí pouze na tuhosti konstrukce a velikosti zatížení, ale také na hmotnosti a útlumu konstrukce a časovém průběhu zatížení. Dynamickým zatížením konstrukce může být vítr, silniční a železniční doprava, pohyb chodců, práce rotačního stroje, technická a přírodní seizmicita, rázové účinky apod. Základní rovnice dynamiky je pak diferenciální rovnice II. řádu definována ve tvaru:

$$ku(t) = f(t) - m\ddot{u} - c\dot{u}(t),$$

kde jednotlivé členy jsou závislé na čase, m je hmotnost konstrukce, c její útlum, derivace u je rychlost a druhá derivace pak zrychlení. Tato pohybová rovnice je potom v souladu s D'Alembertovým principem, který říká, že součet všech sil působících na konstrukci (těleso) ve směru kmitání, včetně sil setrvačných, je roven nule [2].

V dynamice lze kmitání soustav rozdělit na dvě skupiny. Tou první je kmitání soustav s jedním stupněm volnosti, kdy je celková hmota konstrukce diskretizována do jednoho hmotného bodu. Druhou skupinou je pak kmitání soustav s více stupni volnosti. Tuhost, útlum a hmotnost jsou v pohybové rovnici matice, posunutí a jeho derivace pak vektory o stejném rozměru jako zmíněné matice. Řeší se tedy soustava diferenciálních rovnic.

Důležitou veličinou, kterou v dynamice zavádíme, je vlastní kruhová frekvence, která je pro soustavy s jedním stupněm volnosti definována takto [2]:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}.$$

Pro soustavy s více stupni volnosti se stanovuje počet vlastních frekvencí podle počtu diskretizovaných hmot, tedy i počtu neznámých (odpovídající počtu složek vektorů, počtů stupňů volnosti) ze vztahu:

$$(K - \omega_n^2 M)\phi_n = 0,$$

kde ω_n je vlastní kruhová frekvence, ϕ_n je příslušný vlastní tvar a n počet stupňů volnosti. Jedná se zde o problém vlastních čísel, kdy se při řešení postupuje tak, že se stanoví, pro jaká ω_n je determinant výrazu v závorce roven nule. Při výpočtu determinantu se vyčíslují kořeny charakteristického polynomu n -tého řádu. Tyto kořeny jsou pak druhé mocniny jednotlivých vlastních frekvencí. Příslušné vlastní tvary (vektory o n složkách) se pak dopočítají dosazením konkrétních frekvencí do původní rovnice [1].

3.1 Tlumené kmitání

V dynamice se, pokud je možné zanedbat útlum, počítá i s netlumeným kmitáním, ale k takovému kmitání ve skutečnosti nikdy nedochází. Konstrukce vždy alespoň nějakým útlumem disponuje,

jinak by po vybuzení konstrukce teoreticky nikdy nepřestala kmitat. Rovnice pro tento typ kmitání má stejnou podobu jako základní pohybová rovnice, pouze chybí člen s útlumem.

3.1.1 Útlum

Útlum (tlumení) stavební konstrukce je schopnost konstrukce přeměnit kinetickou energii na jinou, např. na tepelnou. Další možností je, že se kinetická energie přemění na trvalé deformace. Zdroje útlumu mohou být materiálový útlum, kdy tlumení konstrukce zajišťuje vnitřní tření ve struktuře materiálu, strukturální útlum neboli útlum na rozhraní různých materiálů, dále konstrukční útlum, ke kterému dochází ve spojích mezi elementy (ložiska, mostní závěry, styky, apod.). Tlumení konstrukce je možné také zajišťovat pomocí přídavných soustav v podobě tlumičů, pohlcovačů, vibroizolací, atd. [1].

3.1.2 Volné tlumené kmitání

Volné kmitání obecně je definováno jako kmitání konstrukce, které není vyvoláno budící silou, ale pouze nenulovými počátečními podmínkami. Volné tlumené kmitání je pak takové kmitání, které po počátečním vychýlení (nebo počáteční udělené rychlosti či zrychlení) postupně snižuje své amplitudy až do nulové hodnoty, tedy do klidové polohy konstrukce. Rovnice pro volné tlumené kmitání pro soustavy s jedním stupněm volnosti má tvar:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0.$$

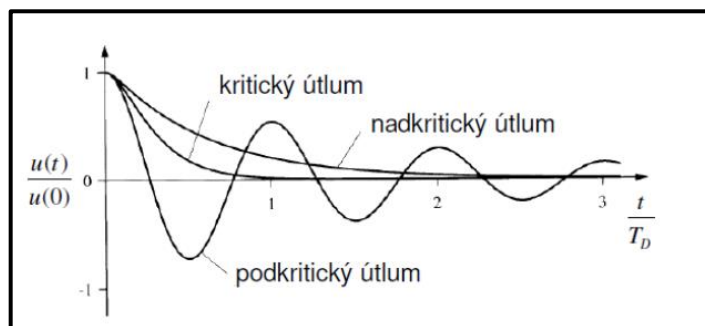
Pokud se uvažuje viskózní útlum, pak velikost tlumící síly závisí na rychlosti kmitání [1]. Z obecného řešení pohybové rovnice je pak možné určit kritický útlum, který je definován tímto vztahem:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km}.$$

V různých literaturách jsou pak stanovovány přibližné intervaly poměrných útlumů pro různé typy konstrukcí a materiálů. Poměrný útlum lze vyjádřit jako

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}},$$

kde ξ je definovaný poměr vůči kritickému útlumu. Často se poměrný útlum udává v procentech kritického útlumu. Pokud je poměrný útlum větší než 1, pak se jedná o nadkritický útlum, průběh kmitání není periodický a se zmenšující se amplitudou, ale výchylky strmě a rychle klesnou na nulu. V případě, že je poměrný útlum menší než 1, nazývá se podkritický a průběh kmitání je periodický. Na následujícím obrázku je zřetelný průběh výchylek v závislosti na typu útlumu:



Obrázek 1: Průběh výchylky podle typu útlumu

U podkritického útlumu pak platí pro vlastní kruhovou frekvenci vztah:

$$\omega_D = \omega_0\sqrt{1 - \xi^2}.$$

Pro stavební konstrukce je hodnota poměrného útlumu zpravidla menší než 20 %, tudíž se jedná o podkritický útlum.

Další veličinou je pak logaritmický dekrement útlumu, který pro malé hodnoty útlumu vychází:

$$\vartheta = 2\pi\xi,$$

kde ϑ je logaritmický dekrement útlumu. Ten je možné stanovit experimentálně na základě dvou po sobě jdoucích výchylek při volném tlumeném kmitání [1].

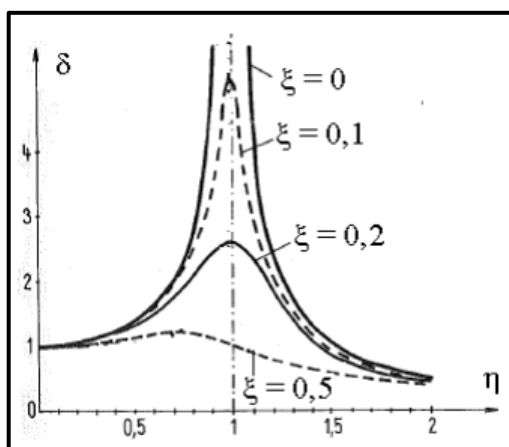
3.1.3 Vynucené tlumené kmitání

Pokud na konstrukci působí budicí síla, pak se jedná o vynucené kmitání. Obecné matematické řešení pro výpočet průběhu výchylky sestává z dvou členů. První člen představuje přechodové kmitání s vlastní frekvencí, které díky útlumu časem vymizí. Druhý člen pak popisuje ustálené kmitání s frekvencí budicí síly. Pokud by budicí síla působila na konstrukci s frekvencí blízkou vlastní frekvenci, nastal by jev, který se nazývá rezonance, a konstrukce by začala výrazně kmitat. Teoreticky by výchylky mohly jít nade všechny meze. Díky tlumení konstrukce k tomu ale nikdy nedochází a výchylky dosahují sice vysokých, ale reálných hodnot (asymptoticky se přibližují k hodnotě $\frac{1}{2\xi}$). Čím větší je tedy útlum konstrukce, tím více jsou potlačeny amplitudy výchylek kmitání [1].

V dynamice je často využíván dynamický součinitel definovaný jako poměr dynamické výchylky na konstrukci vůči statické výchylce [1]. Pomocí něho je možné zjednodušeně řešit dynamické účinky na konstrukci. Při výpočtu je spočítána statická výchylka a ta je vynásobena stanoveným dynamickým součinitelem, tím je vyčíslena celková výchylka se zohledněním dynamických účinků. Pro dynamický součinitel platí vztah:

$$\delta = \frac{u_A}{u_{st}} = \frac{1}{2\xi},$$

kde δ je dynamický součinitel, u_A dynamická výchylka a u_{st} je statická výchylka. Pro dynamický součinitel dále platí, že pokud se budicí frekvence blíží k frekvenci vlastní, tedy naladění konstrukce, které je definováno jako poměr budicí ku vlastní frekvenci, se blíží hodnotě 1, pak jeho hodnota při zanedbání útlumu roste teoreticky nade všechny meze. Tato závislost je zobrazena na následujícím grafu:



Obrázek 2: Rezonanční křivka: graf závislosti dynamického součinitele na naladění [1]

Na svislé ose je vyznačen dynamický součinitel a na vodorovné nalažení frekvencí. Dále je možné na grafu sledovat průběh rezonančních křivek v závislosti na velikosti poměrného útlumu. Pro teoretický případ, kdy by konstrukce nedisponovala žádným útlumem, by hodnoty dynamického součinitele dosahovaly nekonečných hodnoty. Pro hodnoty poměrného útlumu 0,1 a 0,2 jsou z grafu patrné špičky a ve stavu rezonance dochází k výraznému navýšení dynamického součinitele, tedy i celkových výchylek kmitání. Při poměrném útlumu konstrukce 0,5 a vyšším je z grafu patrné, že tyto výrazné špičky jsou již potlačeny, což má význam pro chování stavebních konstrukcí.

Pro dynamický výpočet (nevyužívá se již dynamický součinitel) při uvažování soustavy s více stupni volnosti se často s výhodou využívá postup výpočtu pomocí rozkladu do vlastních tvarů neboli modální analýzy. Při tomto postupu řešení je zavedena modální souřadnice q jako:

$$u(t) = \Phi q(t),$$

kde Φ je modální matice, která obsahuje ve sloupcích vektory jednotlivých vlastních tvarů. Následně pomocí dalších úprav základní pohybové rovnice lze soustavu diferenciálních rovnic z důvodu diagonálních matic rozdělit na n nezávislých rovnic, které je možné řešit zvlášť. Aby i člen zahrnující útlum byl diagonální matice, je zapotřebí zavést klasický útlum, kde tento člen je diagonální matice, jejíž prvky jsou $2\zeta_i\omega_i$ (poměrný útlum a vlastní frekvence i -tého vlastního tvaru).

Určitým typem klasického útlumu je Rayleighův útlum (proporcionální), kdy matice útlumu je definována jako lineární kombinace matice tuhosti a hmotnosti [1] tímto způsobem:

$$C = \alpha M + \beta K.$$

Součinitel α se vypočte jako

$$\alpha = \xi_1 \omega_1$$

a součinitel β jako

$$\beta = \frac{\xi_1}{\omega_1}.$$

Při navrhování stavebních konstrukcí se postupuje podle normy, která definuje hodnoty dolní meze poměrného útlumu (v % kritického útlumu). V normě se nachází tato tabulka:

Tabulka 1: Hodnoty útlumu předpokládané pro účely návrhu [3]

Typ mostu	ζ dolní mez procenta kritického útlumu [%]	
	rozpětí $L < 20$ m	rozpětí $L \geq 20$ m
ocelové a spřažené	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
předpjatý beton	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
zabetonované ocelové nosníky a železobeton	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Hodnoty útlumu v tabulce jsou obecně poměrně předimenzované. Důvodem je právě již zmíněná konzervativnost vzhledem k nejistotě skutečného útlumu konstrukce po její realizaci. Hodnoty poměrného útlumu jsou v tabulce závislé pouze na typu mostu, tedy jestli se jedná o ocelový či spřažený nebo most železobetonový nebo z předpjatého betonu, a dále jsou závislé na rozpětí mostu.

4 Experimentální zkoušení konstrukcí

Při dynamických výpočtech v rámci vypracovávání projektů stavebních konstrukcí se využívá numerických matematických modelů. Geometrie prvků, tuhosti styčníků, vlastní tíhy, objemové hmotnosti apod. jsou stanoveny s určitou přesností a nikdy nelze postihnout stoprocentně skutečné chování konstrukce po realizaci. Těmito postupy se k realitě pouze přibližujeme. Často při návrhu například nezohledňujeme spolupůsobení vozovek, říms, do modelu zavádíme pouze odhad útlumu (jak bylo již zmíněno výše) atd. Proto má své velké opodstatnění experimentální zkoušení konstrukcí, díky kterému lze velmi přesně popsat chování konstrukcí.

Za experiment se ve stavebnictví považuje zkoušení materiálových vlastností (pevnost, tvrdost, moduly pružnosti atd.), zkoušky prováděné na celých konstrukcích nebo jejich dílčích prvcích, kde jsou měřeny průhyby, napětí, vlastní frekvence, útlum apod. a experimenty zaměřené na sledování zatížení stavebních konstrukcí jako například zatížení teplotou, větrem, sněhem, zatížení dopravou či chodci [4].

Důvodem experimentálního zkoumání může být zpětné ověření výpočtového modelu konstrukce při návrhu, posouzení úrovně kmitání s ohledem například na poškození sledované stavby nebo nepříznivý vliv na lidský organismus. Dále je možné na základě experimentu před a po rekonstrukci stavební konstrukce posoudit účinnost dané úpravy.

Specifickým typem experimentů jsou zkoušky prováděné na fyzikálních modelech, kdy je zhotoven hmotný a reálný objekt v daném měřítku vůči zkoumané konstrukci. Příkladem využití fyzikálních modelů mohou být experimenty na působení zatížení větrem na mosty, či budovy ve větrných tunelech nebo působení seizmického zatížení na vibračních stolech simulujících zemětřesení [4].

Typickými příklady experimentálního zkoušení jsou diagnostika stavebních konstrukcí, kdy je účelem zjištění reálného stavu, dále pak například dlouhodobý monitoring, při němž je konstrukce pomocí měřících přístrojů nepřetržitě sledována, a statické a dynamické zatěžovací zkoušky, které se zpravidla provádějí u konstrukcí před zahájením provozu, či po nějaké zásadnější opravě a rekonstrukci. Průběhy a vyhodnocování všech druhů experimentů jsou popsány a specifikovány v různých předpisech. Jedná se o normy ČSN, normy ČSN ISO, nařízení vlády a různé jiné další vyhlášky [4].

Jednotlivé experimenty mohou vykonávat pouze akreditované laboratoře, které získaly oprávnění od Českého institutu pro akreditaci založeného vládou České republiky, který je součástí jednotného evropského akreditačního systému.

4.1 Dynamické zkoušky

Předmětem této práce je zkoumání útlumu stavebních konstrukcí, proto budou dále blíže popsány dynamické zkoušky, ve kterých je s útlumem pracováno. Dynamické zkoušky jsou podle normy ČSN 73 20 44 rozděleny na dynamické zkoušky zatěžovací, kdy je sledována odezva konstrukce na působící zatížení, na dynamické zkoušky zatěžovací dlouhodobé a dynamické zkoušky zatěžovací na únavu a na dynamické zkoušky informativní, které jsou také označovány jako experimentální modální analýza [5]. Pro mostní objekty se pak využívá norma ČSN 73 62 09 [6].

Pro zpracování a vyhodnocování naměřených záznamů kmitání při dynamických zkouškách jsou využívány různé metody. Jednou ze skupin metod jsou třídící metody, pomocí kterých je celý záznam roztržien na dílčí rozkmity o dané četnosti. Mezi třídící metody se řadí například metoda stékajícího deště, metoda rozsahová a metoda průsečíková [4]. Tyto metody se využívají například i při vyhodnocování záznamu rozkmitu napětí při řešení konstrukce s ohledem na únavu. Jsou využívány k vytvoření histogramu četnosti rozkmitu napětí, na základě kterého lze následně pomocí Palmgren Minerovy teorie kumulace poškození vyhodnocovat únavovou životnost konstrukce.

Zásadní metodou pro vyhodnocování záznamů kmitání je pak Fourierova transformace (FFT). Pomocí této metody je možné převést naměřený záznam kmitání (např. výchylek) v čase do tzv. frekvenční oblasti. [7]. Tedy pomocí analýzy naměřeného signálu je možné určit vlastní frekvence zkoušené stavební konstrukce. Z tohoto důvodu je Fourierova transformace hojně využívána pro experimentální zkoušení konstrukcí.

4.1.1 Dynamické zkoušky zatěžovací

Při dynamické zkoušce zatěžovací se vyhodnocují charakteristiky vynuceného kmitání. Konkrétní měřené charakteristiky se odvíjí od typu zatížení při zkoušce, tedy zda se jedná o užitné zatížení, harmonické zkušební zatížení, nebo zatížení náhodné. Například, pokud je konstrukce zatěžována periodickým zkušebním zatížením, jsou vyhodnocovány frekvence a vlastní tvary vynuceného ustáleného kmitání a amplitudy vynuceného kmitání v dostatečném počtu bodů konstrukce. Dále se obecně při dynamické zatěžovací zkoušce stanovují hodnoty dynamického součinitele, efektivní hodnoty a hladiny, histogramy únavových cyklů apod. [4].

Dynamické zkoušky zatěžovací se provádí, je-li třeba skutečnou dynamickou odezvu konstrukce porovnat s dynamickým výpočtem, nebo pokud existují další důvody jako například významné změny na existujících konstrukcích, dodatečně instalované či nové technologie, možnosti aerodynamické nestability a další. Dále pak pokud je nutné podle jiných předpisů prokázat účinky vibrací na osoby, stavební objekty či na činnost zařízení a technologií. Dalším důvodem pro provedení zkoušky jsou složité a z hlediska dynamiky typické konstrukce jako věže, vysílače, komíny, stožáry, výškové budovy, které dosahují daných výšek apod. [4].

Jako zatěžovací prostředky je při zkouškách nejvhodnější využít taková zatížení, která na konstrukci reálně působí, tedy například strojní technologie v nějakém stavebním objektu, který byl pro provoz těchto technologií vybudován. Vyhodnocení zkoušek probíhá v podobě porovnání naměřených hodnot jednotlivých veličin s mezními hodnotami uváděnými různými předpisy a nařízeními. Jako kritéria jsou brány mezní stav použitelnosti a shoda s dynamickým výpočtem [4].

Při zatěžování mostních objektů se postupuje podle normy ČSN 73 62 09. Způsoby zatěžování jsou závislé na účelu mostu. Silniční mosty jsou zpravidla zatěžovány nákladními automobily, železniční mosty lokomotivami či vlakovými soupravami. U lávek se pak využívá pohybu osob nebo celých skupin. Pro zatěžování lze v případě potřeby využít i budič kmitání. Mosty i lávky jsou potom posuzovány pomocí různých kritérií podobně jako u ostatních stavebních konstrukcí. Stanovuje se i průběh vynuceného kmitání, tvary, dynamický součinitel, rychlost a zrychlení konstrukce apod. [4].

4.1.2 Dynamické zkoušky informativní

Dynamické zkoušky informativní, někdy také nazývané experimentální modální analýza, mají za cíl vyhodnotit charakteristiky vlastního kmitání konstrukce. Tyto charakteristiky se pak často označují jako modální charakteristiky a sestávají z frekvence vlastního kmitání, z tvarů vlastního kmitání a z útlumu vlastního kmitání (v podobě poměrného útlumu či logaritmičského dekrementu) příslušícího danému vlastnímu tvaru.

Experimentální modální analýza se provádí, pokud je riziko vzniku rezonance nebo je vlastní frekvence důležitým prvkem návrhu konstrukce. Dále pak, je-li tato zkouška nahrazením dynamického výpočtu vlastních frekvencí anebo pokud je účelné ověření výpočtového modelu zkoušené konstrukce [4].

Existuje několik způsobů rozkmitávání konstrukce při dynamické zkoušce informativní. První možností jsou budiče kmitání. Tyto budiče se dělí podle způsobu zdroje vnášené síly. Pro zkoušení konstrukcí lze využít budiče mechanické, kde v budiči rotují nevyvážky, potom budiče elektrodynamické s permanentním magnetem a budicí cívkou a budiče hydraulické. Co se týče druhů budicí síly budiče, rozlišujeme harmonickou budicí sílu, dále možnost sweep, při které je konstrukce buzena silou o konstantní amplitudě, ale s lineárně proměnnou budicí frekvencí. Další druh budicí síly je pak random, kdy se jedná o nahodilou budicí sílu, a to ve dvou možných modifikacích. Ta první je tzv. bílý šum, kdy jde o teoreticky nekonečný frekvenční rozsah signálu s konstantní amplitudou. Druhá, růžový šum, se pak od první odlišuje pouze v tom, že amplituda je nepřímo úměrná frekvenci [4].

Kromě budičů lze využít pro rozkmitávání konstrukce rázovadla, rázová kladívka, která vnáší do konstrukce budicí sílu jako silový impuls. V historii byly v naší zemi používány impulzní raketové motory, které byly využity například na Nuselském mostě nebo na televizním vysílači Ještěd.

Výše zmíněné možnosti rozkmitání konstrukce jsou řazeny do skupiny Forced vibration testing (FVT). Při tomto způsobu je důležité správně umístit budič či jiný zdroj budicí síly tak, aby se nenacházel v místě uzlového bodu nějakého významného vlastního tvaru, který chceme měřit. Často je tedy umisťován do čtvrtiny až třetiny rozpětí zkoumané konstrukce, kde se nepředpokládají nulové pořadnice nějakého důležitého vlastního tvaru.

Druhou skupinou po FVT je pak Ambient vibration testing (AVT). V tomto případě není konstrukce kontrolovaně buzena nějakým zařízením, ale pro rozkmitání konstrukce je využito například vítr nebo technická seizmicita. Pozice, kde je umístěn v případě FVT budič, je zde využita pro polohu referenčního snímače [4].

Vyhodnocování dynamických zkoušek informativních je prováděno na základě normy ČSN 93 20 44. Hlavním posudkem je míra shody s dynamickým výpočtem. Kritéria pro toto posouzení jsou dostatečná shoda vlastních tvarů ze zkoušky a z výpočtu. Vlastní tvary experimentálně zjištěné a teoretické z numerického modelu musí mít shodný počet uzlových bodů. Dále pak změřený útlum v rámci zkoušky musí být vyšší než předpokládaný útlum v dynamickém výpočtu. V normě jsou také definovány mezní odchylky v procentech mezi vypočtenými a naměřenými vlastními frekvencemi konstrukce [5]. Pro mostní objekty se podobně jako u dynamických zkoušek zatěžovacích postupuje podle normy ČSN 73 62 09, která přináší jistá specifika například v podobě daného počtu vlastních tvarů, který je zapotřebí při zkoušce

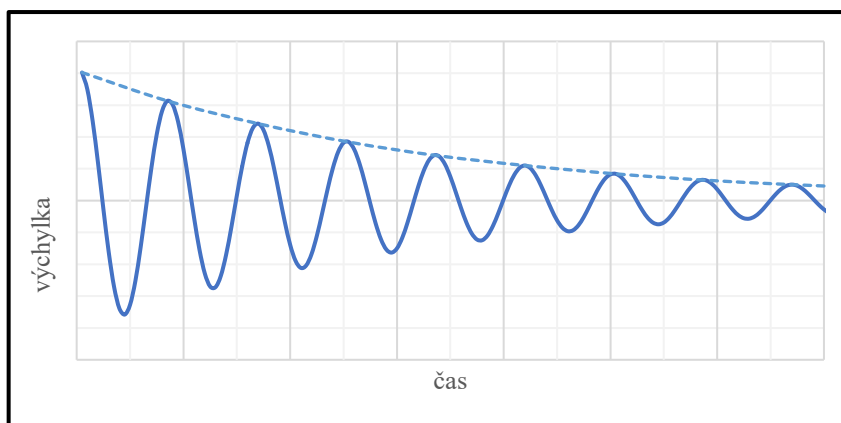
změřit. Také zavádí koeficient shody vlastních tvarů MAC, který je využíván pro porovnání vypočtených a změřených složitějších vlastních tvarů, kdy nelze s jistotou konstatovat shodu tvarů na základě vizuální kontroly [6].

4.1.3 Experimentální určování útlumu

Jak již bylo zmíněno, pro nejpřesnější určení útlumu dané stavební konstrukce je zapotřebí experimentu. Jasně a přesné postupy pro určení útlumu konstrukce při jejím návrhu zatím k dispozici nejsou. Určování útlumu není typ dynamické zkoušky, ale jde o možnou součást výsledků konkrétní zatěžovací či informativní dynamické zkoušky. Útlum je vyhodnocován, pokud je součástí požadavků objednavatele dané dynamické zatěžovací zkoušky. Při měření dané mostní konstrukce nejsou přímo zjišťovány hodnoty útlumu, nýbrž útlum je vyhodnocován na základě změřených záznamů kmitání.

Pro určování hodnot útlumu konstrukce se využívají různé metody. Tyto metody pracují s různými postupy pro zpracování naměřených záznamů jak v časové, tak frekvenční oblasti. Na základě toho, jaká se použije metoda pro určení útlumu, mohou vycházet nepatrně odlišné výsledky. Tedy pokud by se útlum daného mostu vyhodnocoval pomocí dvou metod, mohly by se výsledné hodnoty útlumu lišit.

První možností, jak stanovit útlum, je vyhodnocení časového průběhu dokmitávání konstrukce, kdy je sledována změna velikosti amplitudy kmitání v čase [1].



Obrázek 3: Průběh výchylky kmitání v čase

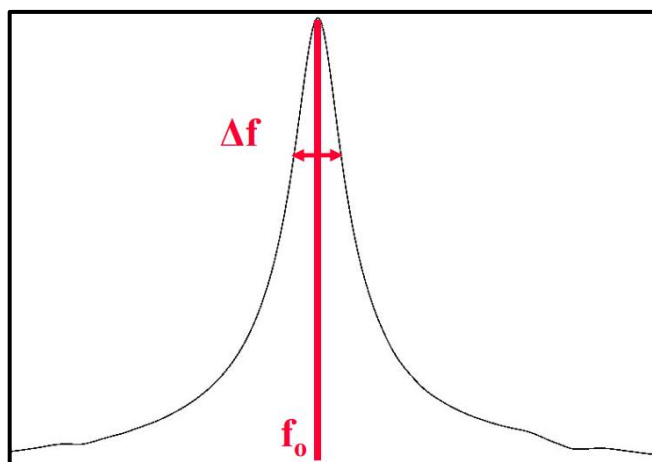
Na obrázku je možné vidět typický teoretický průběh tlumeného vlastního kmitání stavebních konstrukcí. Je možné sledovat, že amplitudy výchylky v čase vlivem tlumení klesají. V grafu je vyznačena i teoretická logaritmická obalová křivka spojující amplitudy výchylek. Existuje pak vzorec, pomocí kterého je možné spočítat logaritmický dekrement útlumu [1]:

$$\vartheta = \frac{1}{n} \ln \frac{u(t_i)}{u(t_i+n.T_D)},$$

kde n je počet kmitů mezi dvěma časy a T_D je vlastní perioda tlumeného kmitání. Jinými slovy je využita hodnota výchylky v nějakém čase a hodnota výchylky v čase posunutém o určitý počet period a tyto dva body jsou proloženy logaritmickou křivkou. Pro vyhodnocení lze proložit logaritmickou křivku i více body na základě metody nejmenších čtverců. Tato metoda vyhodnocení útlumu pomocí stanovení logaritmického dekrementu z dokmitávání konstrukce je typická pro určování útlumu v dřívějších dobách. I nyní je využívána, pokud jsou k dispozici

dostatečně kvalitní záznamy o dokmitávání konstrukce, tedy reálné záznamy se svým průběhem aspoň do jisté míry přibližují k dokmitávání konstrukce podle teorie [8].

Dalším způsobem vyhodnocení útlumu je metoda, která stanovuje velikost poměrného útlumu ze šířky rezonančního pásma. Vyhodnocení je prováděno na záznamu kmitání převedeném pomocí Fourierovy transformace do frekvenční oblasti. Po převedení lze z grafu odečíst typicky několik špiček frekvencí představující vlastní frekvence. Pro každou špičku, tedy vlastní frekvenci, je pak možné určit příslušný útlum pomocí šířky rezonančního pásma.



Obrázek 4: Špička vlastní frekvence pro odečtení šířky rezonančního pásma [8]

Na obrázku je ukázána konkrétní špička vlastní frekvence a šířka pásma Δf na vodorovné ose, která je definována pomocí bodů se svislými souřadnicemi odpovídajícími za daných podmínek hodnotě $0,70795f_0$, kde f_0 je hodnota příslušné vlastní frekvence. Pokud by tedy špička v grafu byla širší, stejným svislým souřadnicím by odpovídalo širší pásmo Δf . Dále je definovaný ztrátový faktor [8]

$$\eta = \frac{\Delta f}{f_0}.$$

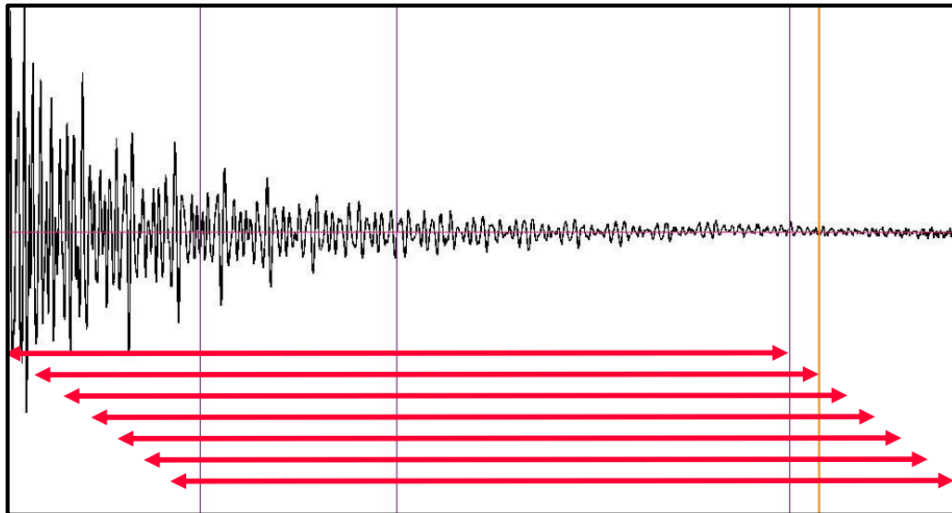
Ztrátový faktor patří vedle poměrného útlumu a logaritmického dekrementu útlumu k další charakteristice útlumu a je s poměrným útlumem ve vztahu [8]

$$\eta = 2\xi.$$

Další metoda, kterou je možné využít pro stanovení poměrného útlumu, je Monte Carlo. Nejedná se o metodu vyvinutou pro stanovení útlumu, ale o obecnou matematickou metodu, která pracuje s generátorem náhodných čísel. Takovýmto způsobem je hledána křivka s dvěma proměnnými parametry: vlastní frekvencí a poměrným útlumem (jako uspořádaná dvojice). Každá takto vytvořená křivka je pak pomocí metody nejmenších čtverců porovnávána s naměřenou křivkou špičky vlastní frekvence. Ta dvojice vlastní frekvence a poměrného útlumu, která definuje křivku, jež nejlépe odpovídá naměřené, je brána jako výsledná. Tím je tedy získána hodnota vlastní frekvence a hledaného příslušného poměrného útlumu. Tuto metodu je výhodné použít, pokud je k dispozici přenosová funkce a v této funkci odpovídají rezonanční oblasti teorii. Touto metodou je možné dosáhnout přesnějších výsledků než metodou využívající ztrátový faktor [8].

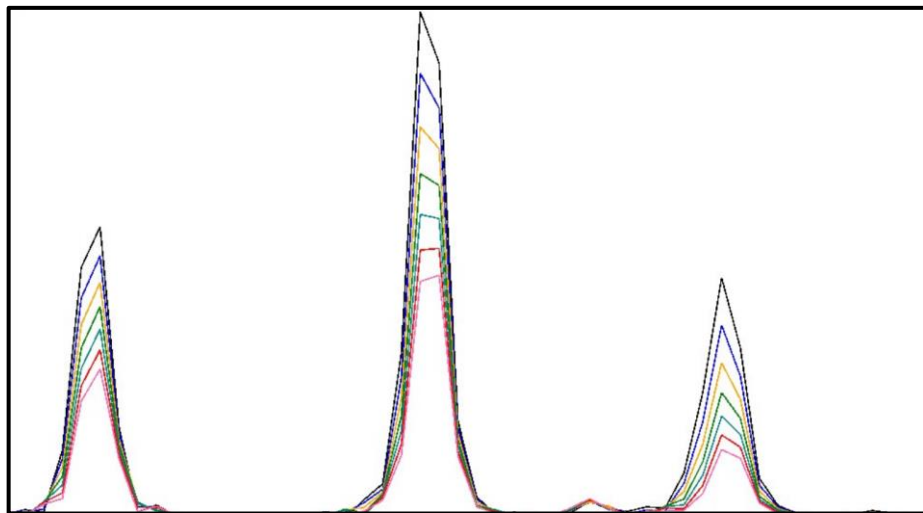
Poslední metou pro stanovení útlumu za záznamů je vyhodnocování pomocí frekvenčních multispekter. Tato metoda využívá při řešení záznamy jak v časové, tak frekvenční oblasti. Je

použita Fourierova transformace pro několik o přesný časový interval posunutých časových úseků z jednoho konkrétního záznamu.



Obrázek 5: Vyznačení jednotlivých časových úseků pro Fourierovu transformaci [8]

Z důvodů snižující se průměrné amplitudy výchylek pro jednotlivé časové úseky, mají špičky vlastních frekvencí ve frekvenční oblasti klesající tendenci. Tento jev je znázorněn na obrázku:



Obrázek 6: Špičky vlastních frekvencí pro různá frekvenční spektra [8]

Na obrázku je možné vidět různě barevné křivky představující špičky vlastních frekvencí pro různá frekvenční spektra. Je zřejmé, že hodnoty frekvencí špiček jsou pro všechna spektra shodná. Dále lze pozorovat, že vrcholy černé a modré křivky jsou od sebe vzdálenější než vrcholy například křivky zelené a červené. Tato skutečnost zapříčiní, že když se pak vrcholy jednotlivých křivek spekter vynesou do grafu v časové oblasti, vzniklá křivka má podobný průběh jako teoretická logaritmická křivka dokmitávání z metody vyhodnocení útlumu pomocí logaritmického dekrementu. Právě porovnání logaritmické křivky a spojnice vrcholů vytvořené metodou nejmenších čtverců pak určuje přesnost metody v daném případě. Pokud je míra těsnosti těchto dvou křivek dostatečná, lze ze spojnice vrcholů stanovit výsledný logaritmický dekrement [8].

5 Problematika útlumu stavebních konstrukcí

Jak už bylo v předchozích kapitolách naznačeno, problematika útlumu je komplexní a náročná disciplína. Útlum konstrukce jako takový je jev závislý na mnoha faktorech. Z tohoto důvodu se pracuje na výzkumech, jsou prováděny experimenty a hledány postupy pro odhady útlumu. Vědecké články se zabývají sledováním dalších souvislostí, sestavováním postupů pro přesnější určování útlumu a dalším využitím útlumu pro analýzu konstrukcí.

5.1 Hodnoty útlumu

V předchozí části práce byla již představena tabulka hodnot útlumu, která je součástí návrhové normy ČSN EN 1991-2 [3]. Pro připomenutí, hodnoty útlumu v této tabulce byly závislé na rozpětí konstrukce a typu materiálu konstrukce. Existují ale publikace, které hodnoty útlumu ještě dále specifikují nebo je udávají odlišně.

Norma ČSN EN 1998-2 [9] pro navrhování mostních konstrukcí odolných proti zemětřesení je z pochopitelných důvodů přesnější a například zavádí pojem elastomerová ložiska s malým útlumem, pokud jejich ekvivalentní viskózní poměrný útlum je menší než 0,06, a pojem elastomerová ložiska s velkým útlumem, jestliže se hodnoty útlumu nacházejí v intervalu 0,1 až 0,2. Podle ASCE (American Society of Civil Engineers) nabývá poměrný útlum orientačně u svařovaného hliníku, svařované oceli a oceli s předpjatými šrouby hodnoty 4 %, u konstrukcí z předpjatého betonu hodnoty 5 % a u železobetonových konstrukcí a ocelových konstrukcí šroubovaných hodnoty 7 % [1]. Na základě měření v laboratořích jsou hodnoty logaritmického dekrementu útlumu publikované na webových stránkách National Academies [10] pro ocel 0,030 (poměrný útlum 0,48 %) a pro beton mezi 0,02 a 0,06 (poměrný útlum mezi 0,32 a 0,95 %). Co se pak týče mostů, tak pro ocelové mosty stránky udávají hodnoty 0,02 až 0,06 (poměrný útlum mezi 0,32 a 0,95 %), pro spřažené 0,05 až 0,10 (poměrný útlum mezi 0,80 a 1,59 %) a pro betonové 0,02 až 0,10 (poměrný útlum mezi 0,32 a 1,59 %).

Publikace Stabtragwerke-Matrizenmethoden der Statik und Dynamik [11] pak hodnoty útlumu specifikuje podrobněji. Celkový útlum je určen jako součet příspěvků jednotlivých typů útlumu. Tedy výsledný útlum konstrukce je suma materiálového útlumu, nemateriálového (konstrukčního) útlumu a útlumu ložisek. Zajímavé je, že tato metodika nepracuje s vlivem délky rozpětí. V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty příspěvků v závislosti na materiálu, typu konstrukce a typu ložiska

Tabulka 1: Hodnoty poměrného útlumu [11]

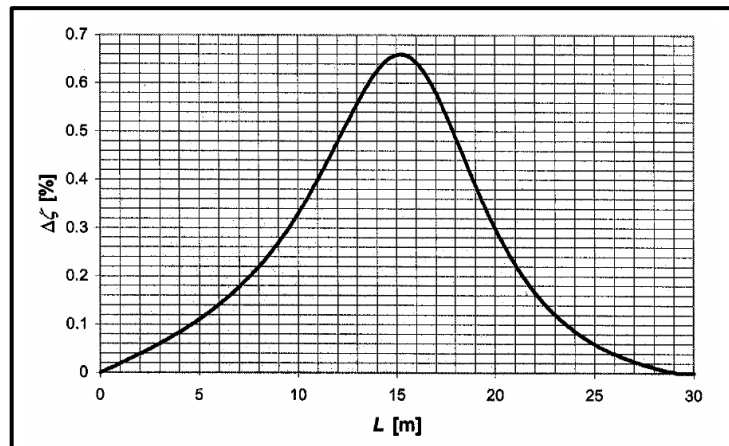
Materiálový útlum	ξ_m [%]
Ocel	0,08
Železobeton (bez trhlin)	0,4
Železobeton (s trhlinami)	0,72
Předpjatý beton	0,4
Zdivo	0,8
Přírodní kámen	0,8
Nemateriálový (konstrukční) útlum	ξ_s [%]
Ocelové mosty - svařované	0,24
Ocelové mosty - šroubované	0,32
Ocelové mosty - nýtované	0,32
spřažené mosty, ocelové nosníky, betonová mostovka	0,64
Železobetonové mosty a mosty z předpjatého betonu	0,32
Zděné mosty	?
Mosty z přírodního kamene	?
Kolejové lože	0,32
Útlum ložisek	ξ_i [%]
Válcová ocelová	0,08
Standartní kluzná ložiska	0,24
Monolitická betonová	0,16

Pokud bychom si vzali za příklad třeba ocelový svařovaný most se standartními kluznými ložisky, pak by hodnota poměrného útlumu byla $\xi = 0,08+0,24+0,24 = 0,56$ %. Ve srovnání s ČSN EN 1991-2, kdy pro ocelové konstrukce s rozpětím větším než 20 m je definována hodnota poměrného útlumu 0,5 %, se tedy jedná o hodnotu o něco vyšší.

5.2 Interakce most-vozdlo

Zajímavým aspektem při vyhodnocování nejen útlumu může být zohlednění interakce mezi mostní konstrukcí a vozidlem, které most pojíždí. Je dobré si totiž uvědomit, že i vozidla, jež most zatěžují, mají svoje vlastní systémy odpružení. Vozidlo v dynamických modelech tedy nemusí být modelováno pouze jako soustava lokálních sil, ale také jako přídavná soustava dané hmoty s danou tuhostí a daným tlumením [12]. Tím pak mohou vznikat složitější výpočtové modely pro konkrétní typy silničních či železničních vozidel. ČSN EN 1991-2 ale umožňuje při dynamickém výpočtu pracovat pouze s řadou pohybujících se osamělých sil.

Podle ČSN EN 1991-2 pro rozpětí menší než 30 m mají dynamické účinky vzájemného působení hmotností vozidla a mostu tendenci snižovat špičku odezvy při rezonanci. Tento jev je podle normy možné zohlednit pomocí zvýšení hodnoty útlumu (*Additional Damping Method ADM*). Celkový útlum je pak součtem útlumu podle základní tabulky a přídavného útlumu způsobeného interakcí. V normě je k dispozici graf přídavného útlumu:



Obrázek 7: Přídavný útlum jako funkce rozpětí [3]

Z grafu je možné jednoduše vyčíst, že maximální hodnotu přídavného útlumu nabývají mosty o rozpětí 15 m. V tom případě je přídavný útlum přibližně 0,66 %, tedy řádově srovnatelný s hodnotami útlumu stanovenými ze základní normové tabulky.

Podle autorů, kteří v rámci svého výzkumu efektu rychlosti, zatížení a útlumu na dynamickou odezvu železničních mostů [13] pracovali s trojrozměrnými numerickými modely vozidel, má velký vliv rychlost vozidla, naladění vlastní frekvence mostu a budící frekvence vozidla, hmota, rozpětí a útlum mostu. Jako zanedbatelné v rámci analýzy interakce most-vozdlo však vyhodnocují tlumení vozidla.

Autoři článku *Přídavný tlumící efekt na mosty způsobený interakcí vozidlo-most* [14] na základě jejich studie definují vzorce pro výpočet přídavného útlumu. Studie dále ukazuje, že primární odpružení vozidel může naopak od předchozí studie ovlivnit výsledný útlum. Potom také stanovuje rozdíl v hodnotách přídavného útlumu na základě typu vozidla, tedy jestli se jedná o lokomotivu či vagóny. Vliv vozidel na interakci vozidlo-most je potvrzen i v dalším výzkumu, který dokonce předkládá rozdílné hodnoty přídavného útlumu v závislosti na typu vlaku (ICE-2, ICE-4, Eurostar, Railjet) [15]. Dále tento výzkum prokazuje přiléhavější korelaci přídavného útlumu s vlastní frekvencí mostu než s rozpětím mostu. Problematikou interakce se zabývají i další studie, které předkládají další přístupy jako například metodu *Equivalent additional damping approach (EADA)*, jež popisuje interakci u železničních mostů s krátkým rozpětím a dokazuje, že metoda využívaná v Eurokódu méně vystihuje skutečné chování konstrukce [16].

5.3 Vlivy ovlivňující velikost útlumu konstrukce

Při vyhodnocování útlumu hraje roli kromě materiálu, rozpětí, interakce most-vozdlo i několik jiných faktorů. Velikost výsledného poměrného útlumu může být tedy ovlivněna různými dalšími důvody.

Poměrný útlum závisí například na velikosti budící síly. Větší budící síla vede typicky k většímu namáhání konstrukce a tudíž i k vyšším amplitudám výchylek kmitání (pokud je řeč o budících silách o stejné budící frekvenci a není zde řešeno naladění frekvencí s nebezpečím vzniku rezonance). Vyšší amplitudy výchylek mají pak za následek zvýšení poměrného útlumu. Tento jev dokládá i studie [26], ve které bylo na čtyřech měřených mostech ukázáno, že se zvyšující se velikostí budící síly roste velikost poměrného útlumu. U jednoho z těchto čtyř mostů

se například poměrný útlum odpovídající 1. vlastnímu tvaru svislého ohybového kmitání z hodnoty 2,4 % pro velikost budicí síly 10 kN zvýšil na hodnotu 2,8 % při síle 20 kN. Obecně se jednalo o desetiny procent.

Velikost poměrného útlumu u mostů dále ovlivňují ložiska. Pokud je konstrukce namáhána natolik, že dojde k posunům v ložiscích, ložiska se aktivují. Díky tření dochází k disipaci energie a hodnota útlumu je zvýšena [8]. S přidavným útlumem způsobeným ložisky standardní Eurokód pro mosty nepracuje, je ale zohledněn například v Eurokódu, který se věnuje zemětřesení. Při navrhování konstrukcí na seizmické zatížení je útlum speciálně navrhovaných a zkonstruovaných ložisek považován za zásadní. Viskózní útlum ložisek navrhovaných na účinky zemětřesení dosahuje až hodnoty cca 30 % [17]. Obecný příklad vlivu uložení, tedy vlivu ložisek, u standardního mostu je uveden i v článku *Dynamik von Eisenbahnbrücken: Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung*, kde byly změřeny různé hodnoty poměrného útlumu pro bodové podepření za použití elastomerových ložisek a pro liniové podepření [18].

Vliv na velikost útlumu mostu má i kolejové lože. Pokud železniční most disponuje kolejovým ložem, chování konstrukce je složitý komplexní problém, který při návrhu nebývá tolik zohledněn. Eurokód sice řeší interakci mostní konstrukce s bezстыkovou kolejí, ale nezohledňuje nijak přidavný útlum kolejového lože. Velikost útlumu lože ovlivňuje disipace energie zaprvé v důsledku relativních podélných posunů mezi kolejí a šterkovým ložem (a to jak na mostě, tak i v přechodových oblastech), zadruhé v důsledku vertikálního relativního posunu mezi kolejí a nosnou konstrukcí a zatřetí v důsledku průhybu celé mostní konstrukce, který vyvolá síly uvnitř šterkového lože [19].

Dalším faktorem, který by bylo dobré zohlednit, je například založení, kde jistě k nějaké disipaci energie a tedy k útlumu z důvodu interakce konstrukce a podloží dochází. V rámci výzkumu byl například již navrhnout při stanovení útlumu rámových mostů pro 1. tvar svislého ohybového kmitání z důvodu této interakce jednoduchý vzorec [20]:

$$\Delta\xi = 2,5 \left(1 - \frac{L_i}{30}\right),$$

kde $\Delta\xi$ je přidavný útlumu, který je jako doplněk k základní hodnotě útlumu podle normy [3], a kde L_i je světlost mostního otvoru.

Při zkoumání hodnot útlumu může dále hrát roli například i aerodynamický útlum u visutých mostů velkých rozpětí, který může mít pozitivní i negativní vliv [21].

5.4 Zkoumání poškozené konstrukce s využitím útlumu

Útlum je možné využít při zkoumání poškození konstrukce. Existují již metody, které lze aplikovat pro zjištění nějaké poruchy na konstrukci, založené na chování konstrukce, kdy je velkou výhodou fakt, že se jedná o zkoušky nedestruktivní. Pro detekci poškození konstrukce je pracováno se změnami dynamických vlastností. Principem postupů je předpoklad, že modální parametry jako vlastní frekvence, tvary kmitání a poměrný útlum jsou závislé na mechanických vlastnostech konstrukce (hmotnost, tuhost, tlumení) [22]. Pokud se tedy mechanické vlastnosti konstrukce nějak změní, vede to ke změnám vlastností dynamických, které jsou změřitelné.

Obecně je útlum u experimentů vnímán jako méně přesná modální charakteristika konstrukce než vlastní frekvence a hůře využitelná pro hledání poškození. Přesto ale existuje výzkum *Vibration Response: A Non-Destructive Test for Fatigue Crack Damage in Filament-Reinforced*

Composites, jehož autoři zjistili, že změny poměrného útlumu jsou na poškození jimi zkoumané konstrukce citlivější než vlastní frekvence [23]. Tento trend je vnímán i v souvislosti s laboratorním zkoumáním železobetonových nosníků [24], kdy je měřen *instantaneous damping coefficient* jako projev poškození konstrukce. Další studie vyvíjí analytickou metodu pro detekci poškození ocelových mostů na základě změny experimentálně změřeného poměrného útlumu a na základě zkontrolování, zda nedošlo k závažným změnám poměrného útlumu u významných prvků konstrukce [25].

Tyto studie ale vnímají své závěry a využívání poměrného útlumu pro detekci poškození na konstrukci jako nedostatečně přesné, a proto jsou často doplněny doporučeními dalších výzkumů v budoucnu.

6 Analýza útlumu na základě experimentů

V této kapitole bude podrobně analyzován útlum konstrukcí na základě experimentů. Jak již bylo víckrát zmíněno, útlum konstrukcí je komplexní jev, a pro další zkoumání tohoto jevu je tedy účelné vycházet z výsledků experimentů. Analýza si neklade za cíl vytvořit přesné vztahy pro stanovení útlumu na základě charakteristik mostu. Jedná se spíše o shromáždění dat, vytváření grafů (zpravidla závislosti velikosti poměrného útlumu na rozpětí) a sledování případných trendů v grafech a jejich další popisování a komentování.

Data, která budou v následující kapitole zkoumána, se budou týkat různých mostních konstrukcí. Předmětem provedené analýzy byly totiž mosty různých materiálů, typů i různých druhů převáděné dopravy. Celkový počet zkoumaných mostů je kolem 430. Podle typu zdroje bylo možné získat různě přesná data o dané mostní konstrukci. Pokud data byla dohledávána v různých studiích či vědeckých člancích, jednalo se zpravidla pouze o informaci ohledně útlumu v závislosti na rozpětí. Z těchto zdrojů byly typicky převzaty grafy závislosti útlumu na rozpětí. U některých grafů této závislosti byl k dispozici i údaj, zda se jedná o betonový či ocelový most. Dále byly v rámci analýzy ale pozorovány i mosty, u kterých bylo možné blíže specifikovat konstrukci. Zhruba čtvrtina mostů byla podrobena hlubšímu zkoumání. U těchto mostů byly zjišťovány informace například o typu konstrukce, ložiscích, kolejovém loži v případě železničních mostů apod. Byly také rozlišovány hodnoty útlumu pro různé vlastní frekvence a jejich tvary.

Pro tuto analýzu byla využita data od následujících subjektů: Akreditované laboratoře Fakulty stavební ČVUT v Praze a Kloknerova ústavu ČVUT v Praze, oddělení experimentálních a měřicích metod; Akademie věd, Ústav teoretické a aplikované mechaniky, oddělení dynamiky a aerodynamiky; firma INSET s.r.o., výzkumné studie z Portugalska a Švédska [26], z Číny [27]; dokument *Dynamic Interface between Bridges and Rolling Stock* [28]; dokument *Rail bridges for speeds >200 km/h* od European Rail Research Institute [29].

Data budou v některých případech statisticky vyhodnocována. Body v grafech budou prokládány křivkami trendu respektive regresní křivkami. Tyto křivky budou zpravidla mocninné, tedy ve tvaru:

$$y = kx^i,$$

kde x je nezávislá proměnná, y závislá proměnná a k , i jsou parametry dané proložené křivky. Kvalita regresního modelu bude v rámci analýzy reziduálních hodnot (rozdíl mezi pozorovanou a regresní křivkou očekávanou hodnotou) popisována pomocí koeficientu determinace R^2 . Tento koeficient vystihuje, jak dobře body grafu přiléhají k teoretické křivce, a nabývá hodnoty 0 (pokud body v podstatě nepřiléhají) až 1 (pokud se body teoreticky nacházejí na přímce) [30]. Dále budou data interpretována mírou korelace, tedy mírou síly vztahu. Korelace bude popisována pomocí Spearmanova korelačního koeficientu, který zachycuje i nelineární vztahy a nabývá hodnot v intervalu $(-1;1)$. Pokud je hodnota koeficientu 1 nebo -1, všechny body se nachází na křivce. Hodnota 1 vystihuje dokonalou závislost pomocí křivky rostoucího charakteru, naopak hodnota -1 charakteru klesajícího. Pokud korelační koeficient vychází 0, pak v grafu není možné sledovat žádný vztah [30]. Podrobnější popis je předložen v následující tabulce (De Vaus David, 2002):

Tabulka 2: Interpretace hodnoty korelace (De Vaus, 2002)

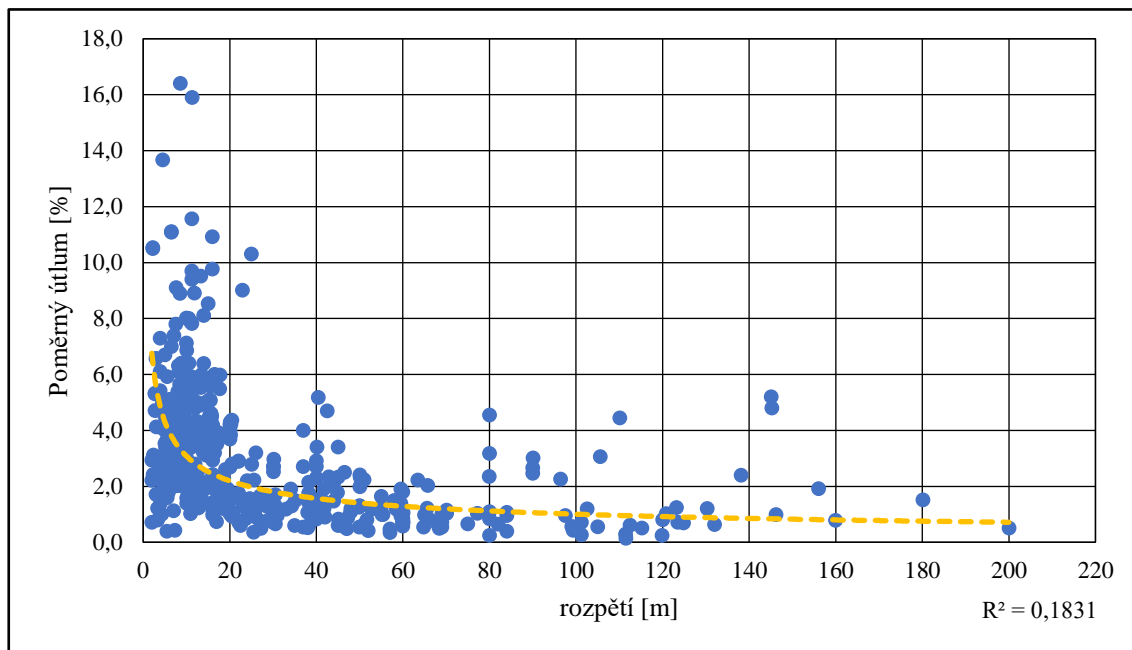
Hodnota korelace	interpretace souvislosti
0,01-0,09	triviální, žádná
0,10-0,29	nízká až střední
0,30-0,49	střední až podstatná
0,50-0,69	podstatná až velmi silná
0,70-0,89	velmi silná
0,90-0,99	téměř dokonalá

Z tabulky je možné vidět, že korelační koeficient lze interpretovat v závislosti na jeho hodnotě pomocí šesti kategorií. Tato metodika interpretace hodnot korelačního koeficientu bude využívána i při vyhodnocování dat v rámci následující analýzy.

6.1 Souhrnná analýza útlumu zkoumaných mostů

V této podkapitole budou popisovány souhrnné výsledky všech zkoumaných mostů. Tedy nebude možné sledovat podrobněji závislosti hodnot útlumu mostů na konkrétnějších specifikacích mostů. Důvodem bude zahrnutí do analýzy i takových mostů, u kterých byla k dispozici pouze data o útlumu v závislosti na rozpětí bez jakýchkoliv dalších informací. Ty mosty, u kterých bylo zjištěno více informací, budou v této podkapitole reprezentovány hodnotou útlumu pro 1. svislý ohybový vlastní tvar. A to z důvodu předpokladu, že u mostů, kde byla stanovena pouze jedna hodnota útlumu obecně, se jednalo o hodnotu útlumu nejdůležitějšího vlastního tvaru, tedy právě 1. svislého ohybového.

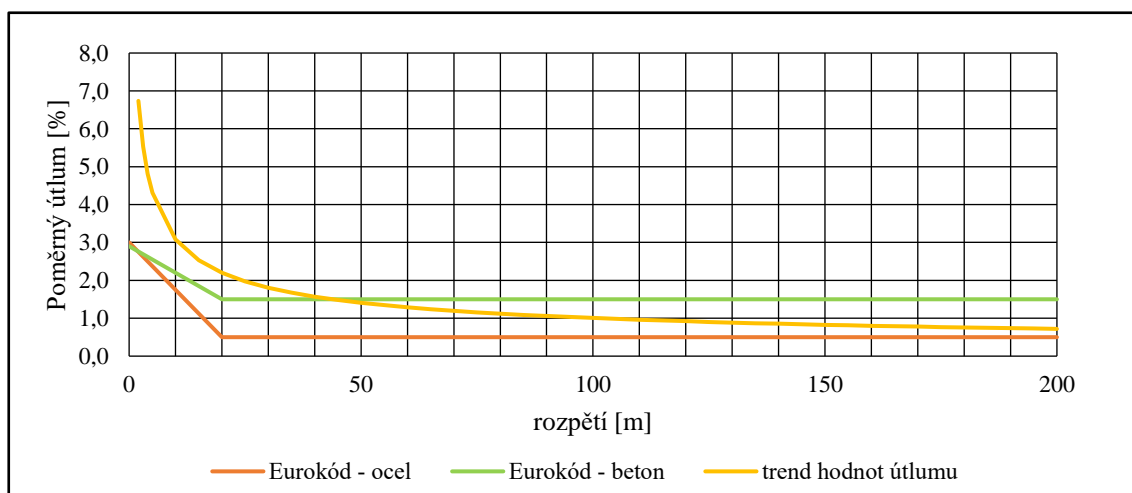
V následujícím grafu je znázorněna závislost velikosti poměrného útlumu na rozpětí. V grafu je také viditelná křivka trendu a hodnota koeficientu determinace.



Obrázek 8: Souhrnný graf závislosti útlumu na rozpětí

Při prvotních diskusích ohledně smyslu této analýzy bylo namítáno, že velmi pravděpodobným výsledkem bude v grafu pouze mračno bodů, na kterém nebude možné vidět jakoukoli závislost. Po sestavení grafu je však patrné, že i přes velkou nepřesnost vstupních údajů (jsou vzájemně porovnávány všechny typy mostů nevhledě na materiál, konstrukčním typu, typu převáděné dopravy a není zohledněn způsob měření a vyhodnocení) lze sledovat jistou závislost mezi hodnotami útlumu a rozpětím mostu. Tato závislost je dokonce v kategorii podstatná až velmi silná, protože hodnota korelačního koeficientu je $-0,580$. Hodnota koeficientu determinace je ale $0,183$, což značí velké odchylky bodů od proložené regresní křivky. Nelze tedy mluvit o jasném vztahu popsaném regresní křivkou, nicméně i tak lze konstatovat, že hodnota útlumu je nějakým způsobem závislá na rozpětí a s rozpětím postupně klesá. Nelze však tvrdit, že by útlum v nějaké hodnotě rozpětí dosahoval nuly. V intervalu do rozpětí 20 m je klesání patrnější a hodnoty útlumu zde nabývají velmi odlišných hodnot. Od rozpětí 20 m jsou odchylky od trendu stále viditelné, ale nižší, křivka trendu se narovná a hodnota útlumu s rozpětím klesá méně. Tento trend je možné porovnat se závislostí z normy, kdy je stanovena závislost útlumu na rozpětí v intervalu do 20 m jako lineární a v intervalu pro větší rozpětí je brána hodnota útlumu jako konstantní. Dále je možné v grafu sledovat velmi vysoké hodnoty (i 16 %) poměrného útlumu pro mosty malých rozpětí. Zde je dobré zmínit, že veškeré mosty s hodnotou útlumu vyšší než 8 % spadají v rámci analýzy do skupiny výsledků na základě studií. Nejedná se tedy o výsledky z podrobnějších analýz mostů, jejichž hodnoty by bylo možné konzultovat se subjekty na území republiky. Z množiny podrobněji analyzovaných mostů není žádný příklad takto vysoké hodnoty poměrného útlumu daného mostu.

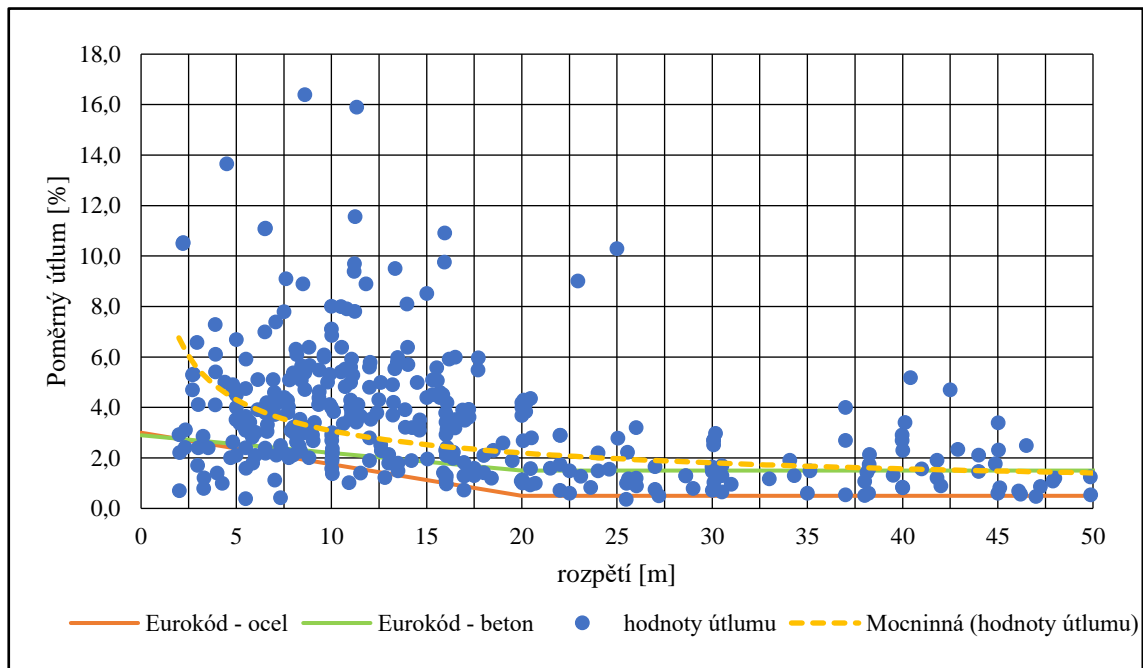
V následujícím grafu jsou k trendu hodnot útlumu doplněny křivky závislosti poměrného útlumu na rozpětí z normy:



Obrázek 9: Porovnání trendu hodnot útlumu a norem

Tento graf je důležité vnímat s rezervou, protože stanovený trend útlumu je popsán nízkým koeficientem determinace. Navíc funkce trendu je vytvořena z hodnot útlumu mostů různých materiálů a v tomto grafu je zobrazena pro srovnání s teoretickými hodnotami útlumu z normy podle materiálu. Na základě tohoto grafu ale lze polemizovat, že hodnoty útlumu zkoumaných mostů jsou vždy vyšší než hodnoty útlumu stanovené normou pro ocelové mosty.

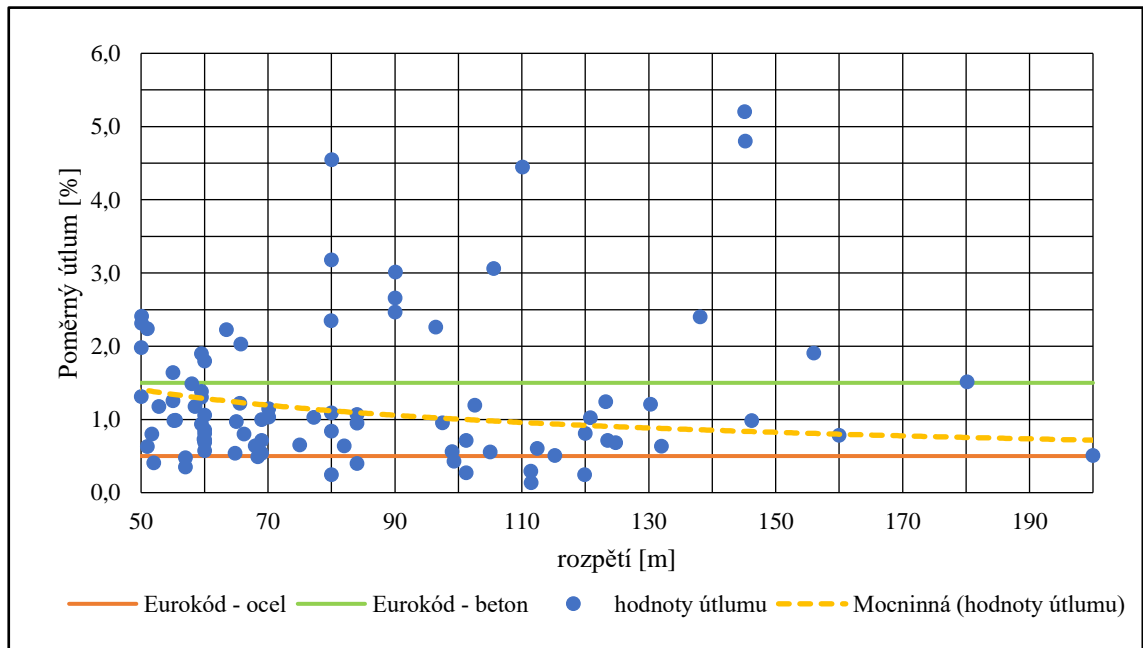
Pro lepší viditelnost jednotlivých bodů (reprezentující jednotlivé mosty) a průběhu křivky trendu a křivek z norem je dále předložen graf zaměřující se na interval rozpětí do 50 m:



Obrázek 10: Souhrnný graf zkoumaných mostů do 50 m

Na základě tohoto přibližného grafu lze říci, že jen malá část mostů se nachází pod křivkou pro ocelové mosty stanovenou normou. Jedná se převážně o mosty s malým rozpětím do 10 m, tedy s velkou pravděpodobností betonové.

Pro úplnost je dále zobrazen i graf zaměřující se na interval od 50 m:



Obrázek 11: Souhrnný graf zkoumaných mostů od 50 m

V grafu je možné vidět, že křivky podle normy jsou již konstantní a většina mostů se hodnotou poměrného útlumu nachází nad normovou křivkou pro ocel. Dále je patrné, že křivka trendu

s rostoucím rozpětím dále klesá a přibližuje se k normové křivce pro ocel. Velké množství mostů se nachází pod normovou křivkou betonu. Zda se ale jedná o mosty betonové není v této podkapitole jasné, jde o obecné závislosti. Podrobnějšímu zkoumání budou mosty vystaveny v následujících podkapitolách.

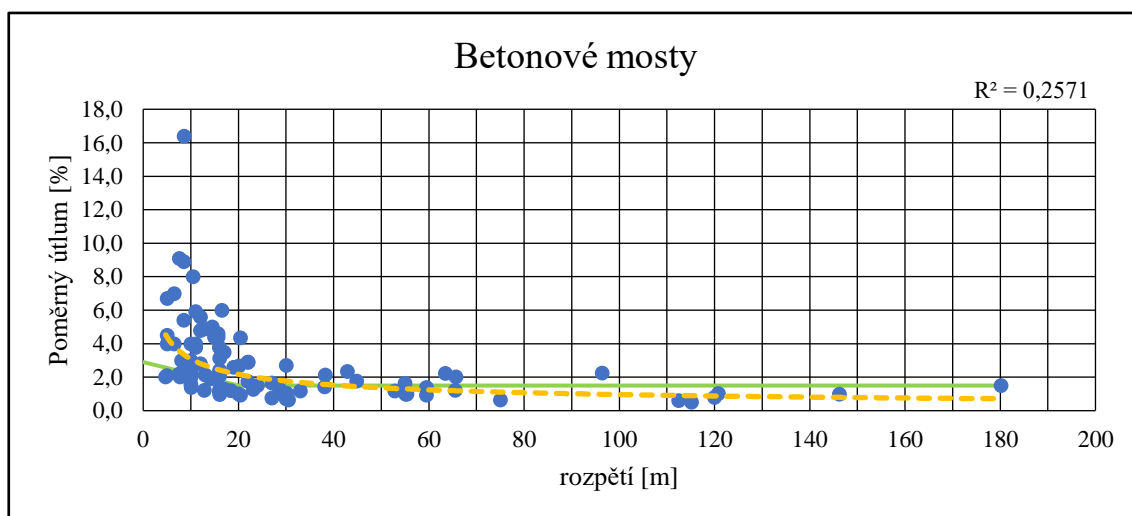
6.2 Podrobnější analýza útlumu vybraných mostů

Podrobnější analýza útlumu vybraných mostů bude zaměřena na ty mosty, u kterých bylo v rámci získávání dat zpracováno více informací. Jedná se zhruba o 120 mostních konstrukcí (v některých případech bude možné využít i data z širšího výběru ze studií a tím bude počet zvýšen). Zásadním rozšířením oproti zbytku mostů je kromě jiného fakt, že u těchto podrobněji sledovaných mostů budou v jedné části této podkapitoly zkoumány různé hodnoty útlumu daných konstrukcí podle vlastních frekvencí a jím příslušných tvarů. V grafech budou tedy prezentovány hodnoty útlumu pro 1. a 2. (resp. další vyšší) vlastní svislý ohybový tvar a pro tvar kroutivý.

6.2.1 Porovnání útlumu mostů podle materiálu

V problematice útlumu stavebních konstrukcí je druh materiálu považován za jeden z nejzásadnějších faktorů. Jak bylo v předchozích kapitolách popsáno, i Eurokód stanovuje hodnoty útlumu, nejen podle rozpětí, ale také podle materiálu, resp. rozlišuje kategorie na ocelové a spřažené mosty, předpjatý beton a nakonec zabetonované ocelové nosníky a železobeton. V této podkapitole budou postupně představeny tři typy grafů, a to pro konstrukce betonové, ocelové a ocelobetonové. Oproti Eurokódu budou tedy ocelové a ocelobetonové (spřažené, ale i další typy mostů, kde byly použity oba materiály) konstrukce rozděleny z důvodu jiných trendů hodnot útlumu.

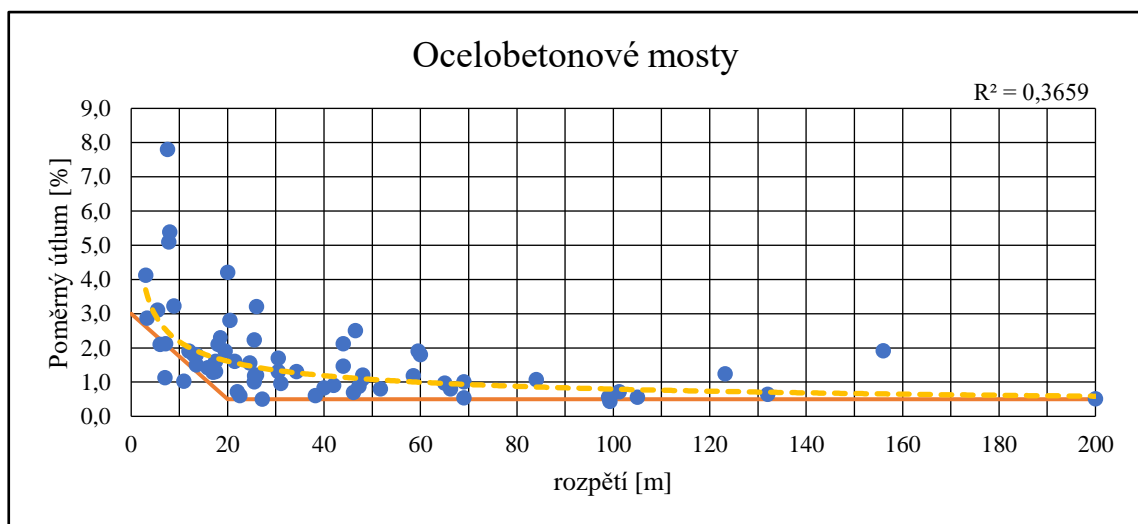
Prvním prezentovaným grafem je závislost poměrného útlumu na rozpětí u betonových mostů. Jednotlivé body představují mostní konstrukce, pro které je možné s jistotou říci, že se jedná o čistě betonové, resp. železobetonové konstrukce. Dále je v grafu znázorněn žlutě trend hodnot útlumu mostů a zeleně normová křivka pro železobetonové konstrukce (v rámci této materiálové kategorizace není rozlišen v rozporu s Eurokódem železobeton a předpjatý beton).



Obrázek 12: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro betonové mosty

Korelační koeficient pro betonové mosty vychází -0,632 (tedy závislost poměrného útlumu na rozpětí je ještě o něco silnější než u souhrnného grafu) a hodnota koeficientu determinace 0,257. O intervalu do 20 m lze tvrdit, že hodnoty útlumu některých mostů jsou výrazně vyšší než stanovuje norma. Na druhou stranu se ale v tomto intervalu nacházejí i hodnoty pod normovou křivkou. Pro rozpětí vyšší než 20 m se pak hodnoty útlumu jednotlivých mostů odchylojí méně od trendu. Tento graf tedy vyvrací tvrzení z předchozích kapitol, že normové křivky jsou velmi konzervativní, protože hodnoty útlumu v těchto místech grafu poměrně dobře sledují normovou křivku a nijak zvlášť se od ní neodchylojí. Důležité je zde ale říci, že se betonové konstrukce v této podkapitole berou jako celek a není rozlišen typ betonových mostů na mosty železobetonové a mosty z předpjatého betonu, jak je to v Eurokódu.

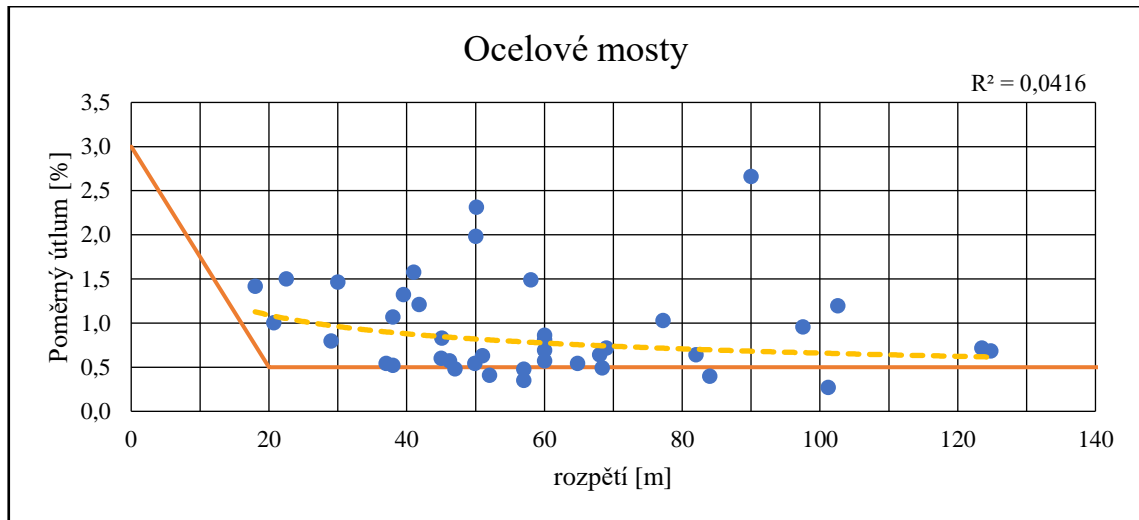
Další skupinou ze zkoumaných kategorií podle materiálu, jsou mosty, u kterých se na nosné konstrukci podílí prvky jak z betonu, tak z oceli. V grafu je znovu žlutě vyznačen trend hodnot poměrného útlumu mostů a dále oranžově normová křivka pro ocel (resp. pro ocelové a sprážené mosty).



Obrázek 13: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelobetonové mosty

Z hodnoty koeficientu determinace 0,366 lze usuzovat, že pro ocelobetonové mosty existuje lepší regresivní křivka závislosti a hodnoty útlumu jednotlivých mostů se méně odchylojí od trendu. Korelační koeficient pak nabývá hodnoty -0,625. Dále je dobře vidět, že Eurokód až na pár výjimek opravdu správně sleduje dolní mez hodnot poměrného útlumu. Jen pracuje s lineární a konstantní funkcí, u trendu hodnot poměrného útlumu se jedná o funkci mocninnou, která lépe vystihuje závislost na rozpětí. Pro úplnost je ale na místě dodat i fakt, že v grafu jsou vyznačeny i mosty typu zabetonovaných nosníků, pro které by správně podle Eurokódu měla být použita jiná normová křivka a pro které bylo zjištěno, že část z nich by se opravdu nacházela pod jím náležití normovou křivkou.

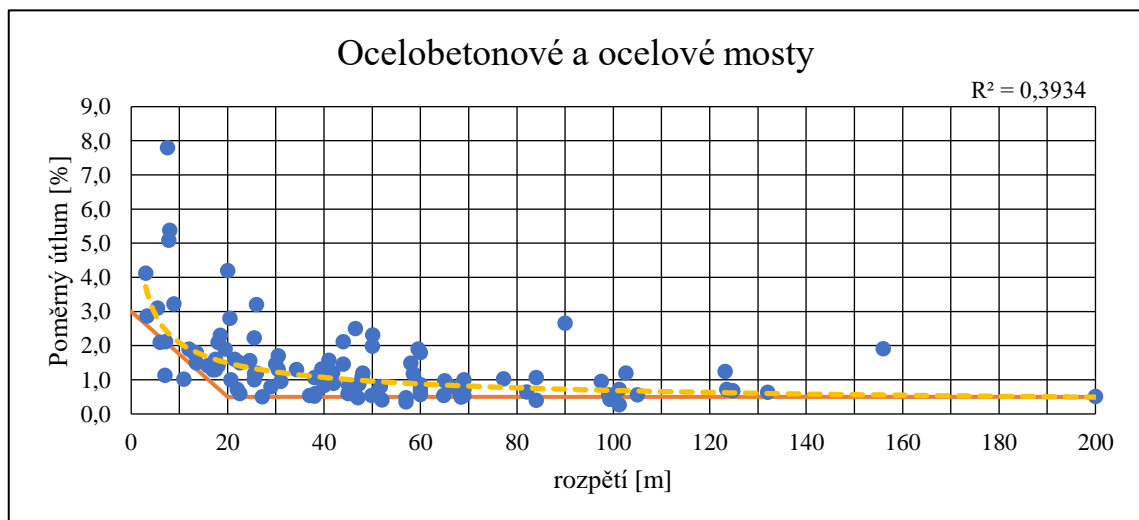
Třetím grafem jsou pak znázorněny hodnoty poměrného útlumu pro ocelové mosty. Oranžovou barvou je znázorněna normová křivka pro ocelové mosty podle Eurokódu, žlutou barvou pak v tomto případě velmi nevypovídající trend.



Obrázek 14: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelové mosty

V grafu je možné vidět, že hodnoty poměrných útlumů se v některých případech značně odchyľují od trendu. Hodnota R^2 je pouze 0,042, což znamená, že nemá žádnou validitu. Je velmi malá, a proto nelze mluvit o žádném evidentním vztahu mezi poměrným útlumem a rozpětím. Lze ale konstatovat, že většina mostů se nachází nad normovou křivkou. Korelační koeficient je -0,232 a spadá do kategorie nízká až střední závislost.

Na základě Eurokódu, kde je definována pouze jedna normová křivka pro ocelové i sřážené (ocelobetonové) konstrukce, bylo vyzkoušeno spojení grafů ocelobetonových a ocelových mostů dohromady. Tedy bylo porušeno původně zamýšlené rozdělení kategorií podle materiálu. V následujícím grafu jsou sloučeny hodnoty poměrných útlumů ocelových a ocelobetonových mostů.



Obrázek 15: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelové a ocelobetonové mosty

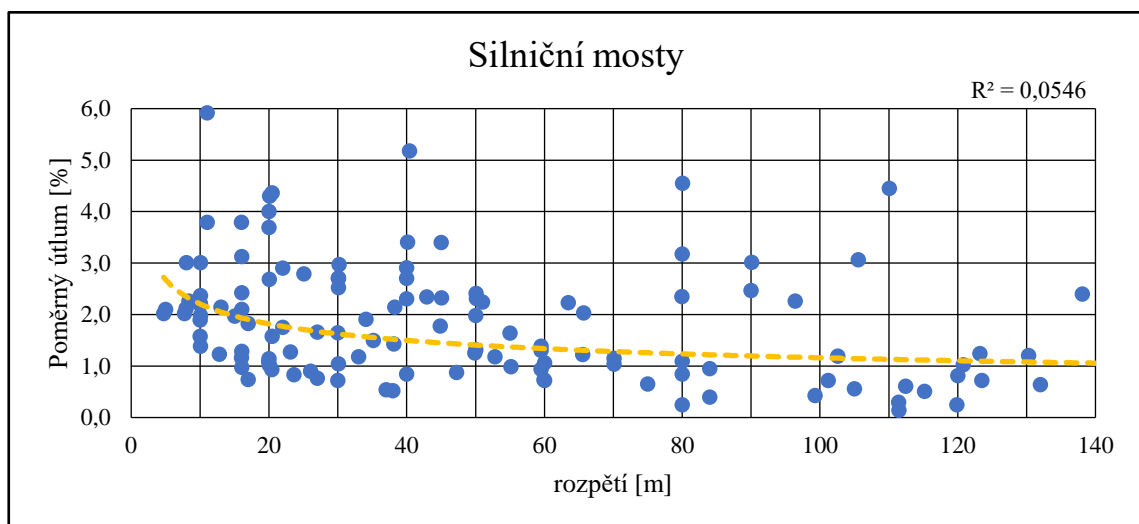
Z grafu lze vyčíst, že hodnota koeficientu determinace se oproti grafu pouze ocelobetonových mostů zvýšila. Připojení hodnot poměrného útlumu z ocelových mostů tedy nijak nenarušilo původní trend hodnot a přidané hodnoty se plynule připojily do grafu. Je tedy možné usuzovat,

že postup Eurokódu při spojení těchto dvou typů konstrukcí je i za základě dat změřených na mostech v rámci této analýzy opodstatněný a správný.

6.2.2 Porovnání útlumu mostů podle typu dopravy

V další podkapitole bude zjišťováno, zda nějak nesouvisí hodnoty útlumu i s typem převáděné dopravy. Zda například železniční mosty, které musí odolávat většímu zatížení, nedosahují díky své větší robustnosti vyšších hodnot útlumu. Zároveň v rámci tohoto porovnávání je dobré také poukázat na to, že všechny železniční mosty zkoumané v této analýze disponují kolejovým ložem, které má na velikost tlumení vliv, zatímco u silničních mostů je vozidly pojížděná přímo vozovka. U lávek pro pěší nejsou vyloučeny ty, u kterých bylo zapotřebí doplnit tlumiče či pohlcovače kmitání. Spíše tedy tato podkapitola může sloužit ke shrnutí výsledků do grafů, ve kterých pak bude možné vidět, v jakých rozmezích se obecně pohybují hodnoty poměrného útlumu u železničních mostů, u silničních a u lávek pro pěší. Bude pracováno s poměrnými útlumy odpovídajícími 1. svislému ohybovému tvaru (respektive u mostů, kde byla pouze jedna hodnota útlumu, bude brána tato, a u mostů, kde bylo k dispozici více hodnot, bude využita ta pro 1. svislý ohybový tvar).

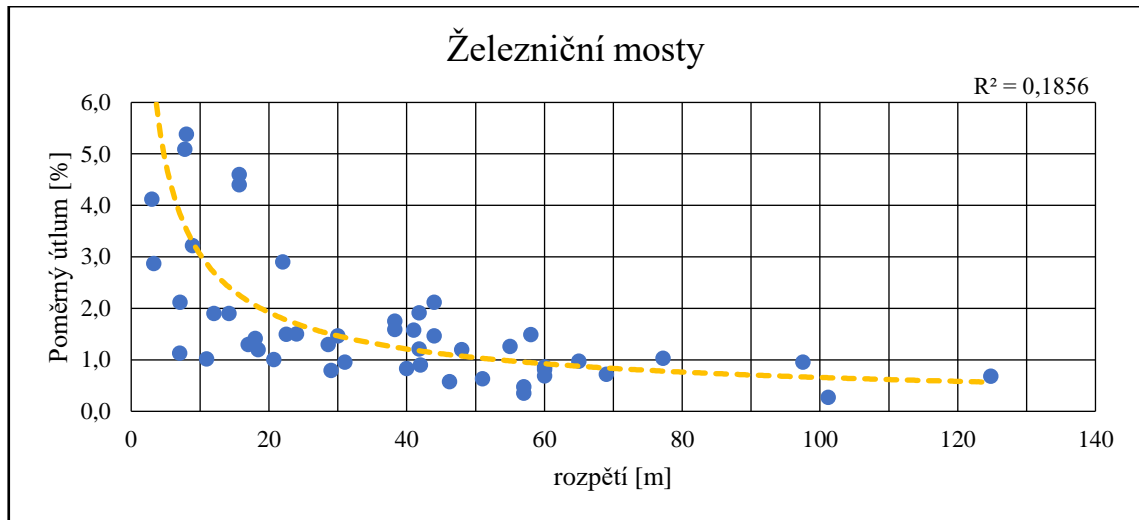
Na prvním grafu lze vyčíst hodnoty poměrného útlumu u silničních mostů:



Obrázek 16: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro silniční mosty

U tohoto grafu je hodnota koeficientu determinace velmi malá, ale i přesto je možné sledovat jistou závislost. Korelační koeficient je -0,313 (lze mluvit o zhruba střední závislosti) a průměrná hodnota poměrného útlumu je 1,88 %.

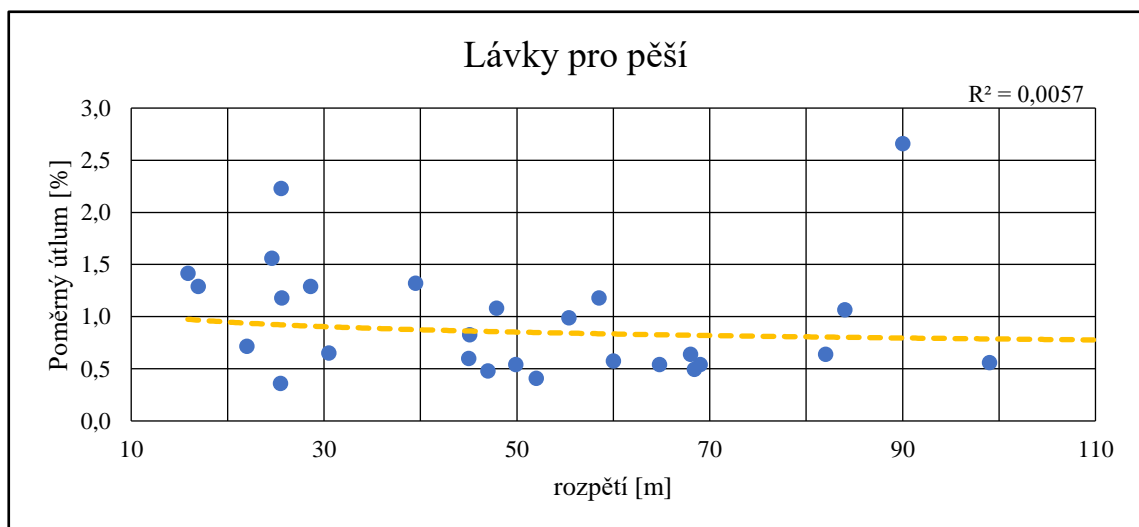
Následující graf ukazuje zkoumanou závislost u železničních mostů. Zde je již možné závislost lépe sledovat.



Obrázek 17: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro železniční mosty

Pro železniční mosty nabývá korelační koeficient vysoké hodnoty -0,712, která již může být klasifikována jako velmi silná. Je zajímavě, že zatímco u železničních mostů lze závislost sledovat, u silničních mostů tomu tak nebylo. Je ale otázkou, jaké to může mít odůvodnění. Průměrná hodnota poměrného útlumu pro železniční mosty ze všech hodnot je 2,49 %, ale ta je ovlivněna vyššími hodnotami u mostů o rozpětí menších než 20 m. Pro typické rozpětí novějších železničních mostů od 20 m do 60 m je průměr poměrného útlumu snižen na hodnotu 1,81 %.

Posledním grafem jsou ukázány hodnoty poměrného útlumu pro lávky pro pěší:



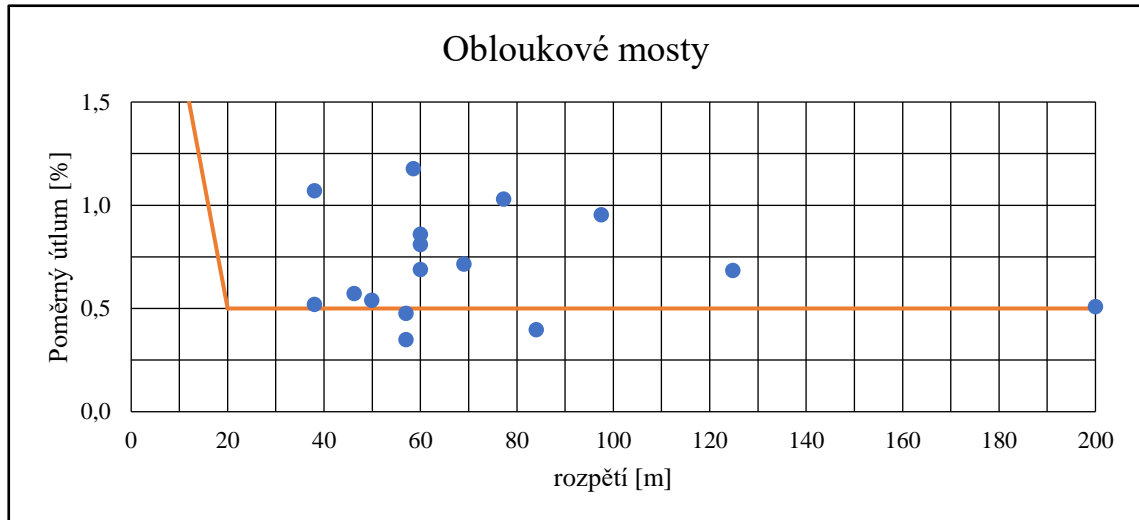
Obrázek 18: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro lávky pro pěší

Z tohoto grafu lze vyčíst závislost jen s velmi malou přenosností, přesto ale korelační koeficient -0,330 poukazuje na zhruba střední závislost. Je ale možné tento graf jako takový považovat spíše jako informativní, kdy lze na základě zkoumaných lávek konstatovat, že poměrný útlum dosahoval takových hodnot. Průměrná hodnota poměrného útlumu pro lávky pro pěší vychází 0,92 %.

6.2.3 Porovnání útlumu mostů podle typu mostu

V následující podkapitole budou prezentována data o útlumu podle konstrukčního typu mostů. Dále se pokračuje v podrobnější analýze, tedy předmětem jsou mosty, u kterých je k dispozici více informací včetně té o typu konstrukce. V podkapitole budou ukázány grafy znovu spíše pro informativní účely, pouze u některých bude možné sledovat jisté zákonitosti.

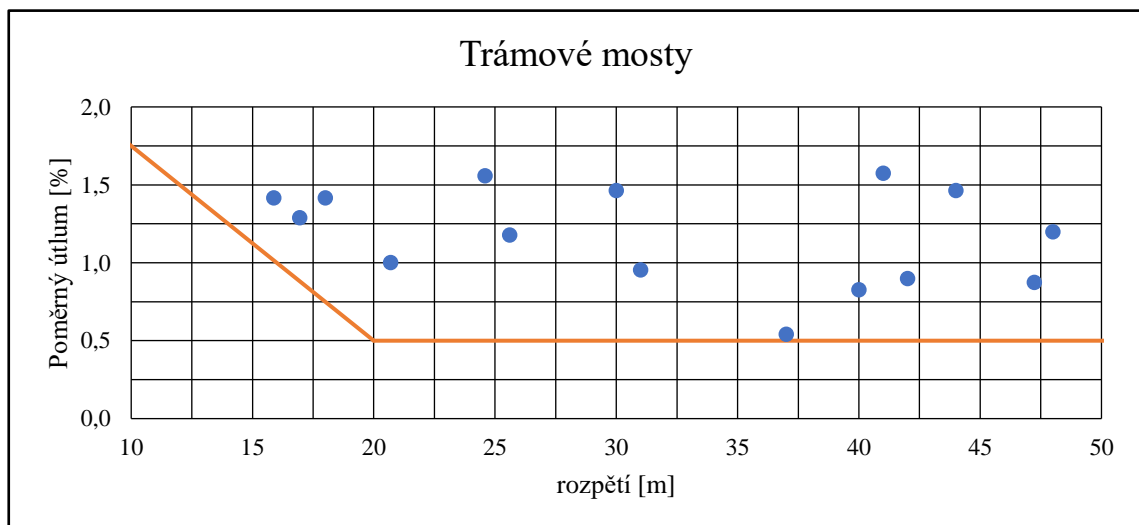
Na prvním grafu jsou zobrazeny hodnoty poměrného útlumu pro obloukové mosty. Jedná se o mosty síťové nebo typu Langerův trám. Převážně jde o železniční mosty, ocelové a ve všech případech je použita dolní mostovka.



Obrázek 19: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro lávky pro pěší

Z grafu není patrná žádná jasnější závislost. Lze ale potvrdit, že většina mostů se nachází bezpečně nad normovou hranicí 0,5 % poměrného útlumu.

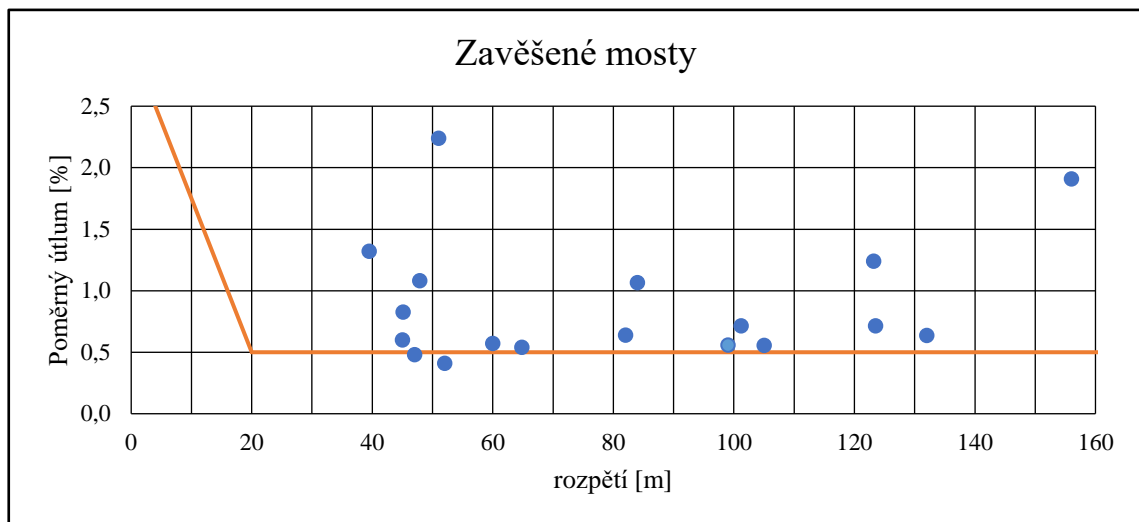
Dalším konstrukčním typem jsou mosty trémové. V souboru následujících dat jsou konstrukce o různém počtu trámů, často se ale jedná o dvoutrám typicky spřažený s betonovou mostovkou. Žádná konstrukce není čistě betonová.



Obrázek 20: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro trémové mosty

Na základě grafu lze konstatovat, že tento soubor trémových mostů vždy vyhovuje normě, v některých případech jsou hodnoty skutečného poměrného útlumu až třikrát vyšší než hodnoty doporučené Eurokódem.

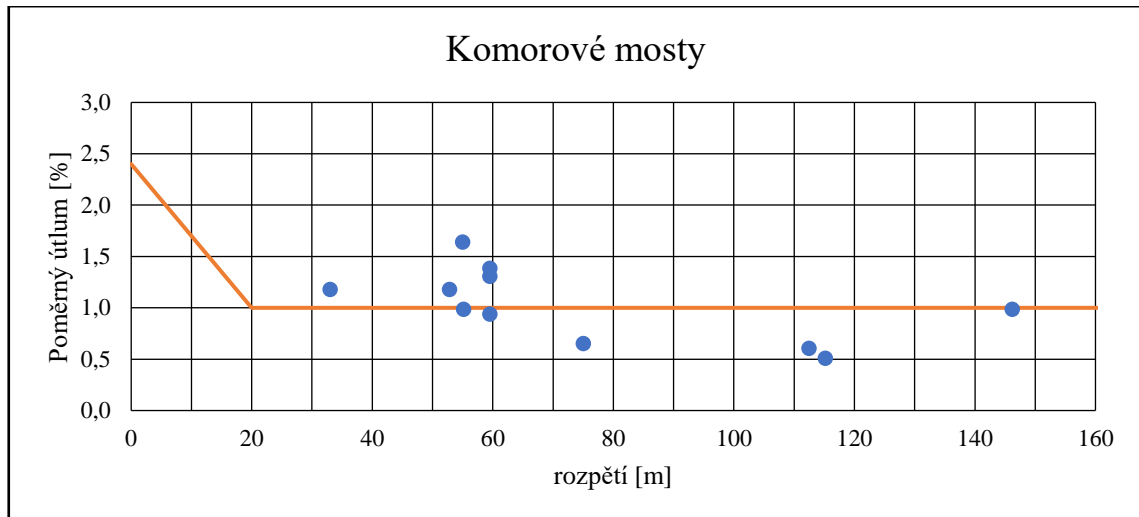
Následujícím grafem budou znázorněny hodnoty poměrného útlumu pro zavěšené mosty. Zde se jedná o konstrukce pouze ocelové či konstrukce v kombinaci oceli a betonu, kdy beton je typicky použit buď pro pylon, nebo pro mostovku. Poměrně velká část těchto mostů je tvořena lávkami.



Obrázek 21: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro zavěšené mosty

V případě těchto konstrukcí není zcela přesné využít normovou křivku pro ocelové a spřažené mosty z důvodu, že některé mosty ze souboru jsou především železobetonové a ocelové prvky jsou pouze závěsná lana. Většina mostů je ale na druhou stranu především ocelová, kdy pylon i hlavní nosníky jsou ocelové a železobetonová je pouze spřažená deska. Zajímavým závěrem může být fakt, že i když jsou lávky pro pěší dimenzovány na řádově jiná zatížení, v hodnotě poměrného útlumu nijak zvlášť nevybočují od hodnot mostů převádějících jiný typ dopravy.

Pro další graf byly vybrány komorové mosty. Všechny komorové mosty v následujícím grafu jsou z předpjatého betonu. Přímo pro předpjatý beton je v Eurokódu definovaná normová křivka, proto bude i v grafu znázorněna.



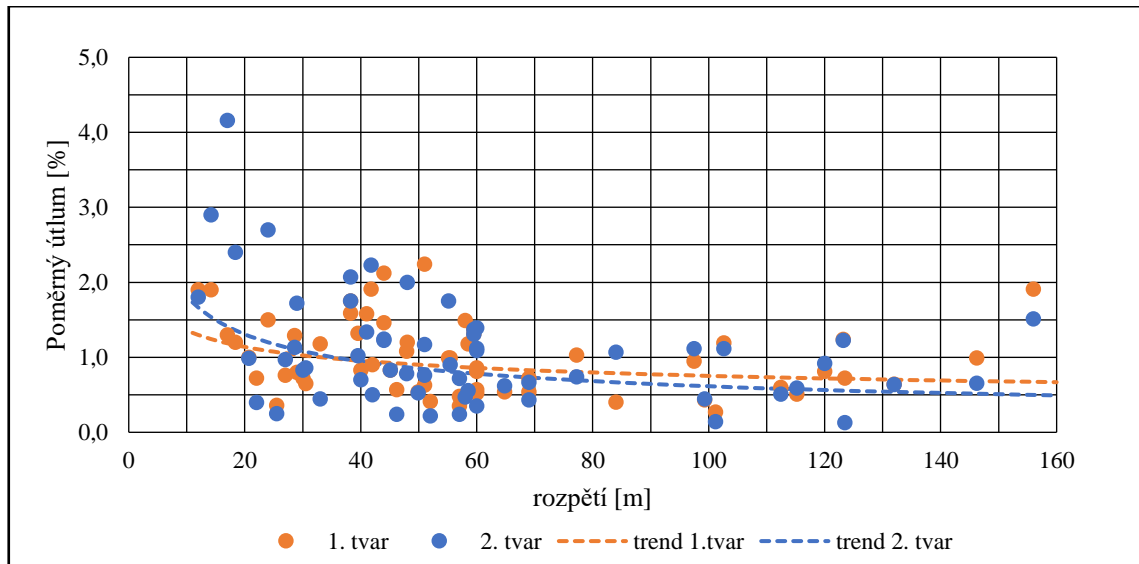
Obrázek 22: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro komorové mosty

Tři zástupci mostů se nacházejí výrazněji pod normovou křivkou. Byl hlouběji zkoumán důvod a bylo zjištěno, že tyto tři mosty jsou rámové, a tudíž hlavní nosná konstrukce není uložena na ložiscích. Lze tedy na základě těchto dat tvrdit, že ložiska mají příznivý vliv na velikost poměrného útlumu mostu. Tedy je potvrzena teorie z předchozích kapitol. Tento aspekt ale Eurokód nijak nezohledňuje.

6.2.4 Porovnání útlumu mostů v závislosti na vlastním tvaru

V této části budou porovnávány hodnoty poměrného útlumu v závislosti na konkrétním tvaru. Na základě dynamických zkoušek byly zjištěny u jednotlivých mostů často i poměrné útlumy odpovídající vyšším vlastním tvarům. Nebylo však pravidlem, že u každého mostu se podařilo stanovit například útlum pro vyšší vlastní tvar svislého ohybového kmitání i tvar kroutivého kmitání. Proto se bude lišit počet prvků množin pro porovnávání hodnot útlumu podle toho, jaké vlastní tvary budou srovnávány.

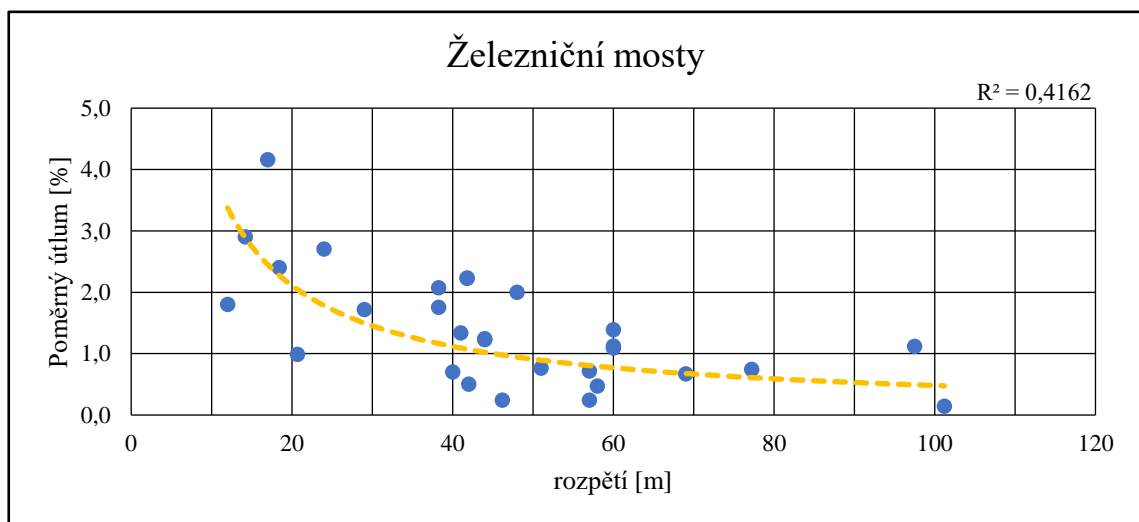
Nejprve bude zobrazen graf, ve kterém budou porovnávány hodnoty poměrného útlumu pro 1. a 2. (ojediněle nějaký jiný vyšší, u kterého se podařilo během zkoušky stanovit útlum) svislého ohybového vlastního tvaru. Do souboru dat byly vloženy všechny typy mostů z databáze, pro které byly tyto dvě hodnoty poměrného útlumu získány. V grafu tedy není odlišen typ mostu ani materiálu. Je pouze sledován vzájemný vztah mezi poměrným útlumem 1. a 2. vlastního tvaru. Oranžovou barvou jsou v grafu označeny hodnoty poměrného útlumu patřící k 1. vlastnímu tvaru svislého ohybového kmitání a jejich trend, modrou barvou pak hodnoty poměrného útlumu patřící k 2. (nebo jinému vyššímu) vlastnímu tvaru svislého ohybového kmitání a jejich trend.



Obrázek 23: Graf porovnání poměrného útlumu příslušejícímu 1. a 2. vlastnímu tvaru

V grafu je možné vidět, že křivky trendu jsou si blízké, a to jak jejich polohou ve směru svislé osy, tak jejich směrnici. Zde je ale nutné zmínit, že spolehlivost křivek trendu, tedy jejich vypovídající hodnota o vztahu mezi poměrným útlumem a rozpětím, není příliš vysoká. Pro zhruba jednu třetinu zkoumaných mostů platí, že poměrný útlum 2. tvaru je vyšší než 1. tvaru. Při bližším zkoumání této skutečnosti bylo zjištěno, že tento jev nezávisí na typu konstrukce a ani nijak nesouvisí s rozpětím. Dále lze z grafu vypožorovat, že druhý vlastní tvar se svými hodnotami pro některé mosty více odchyluje od trendu, ale spolehlivost trendu 2. vlastního tvaru je v globálu vyšší.

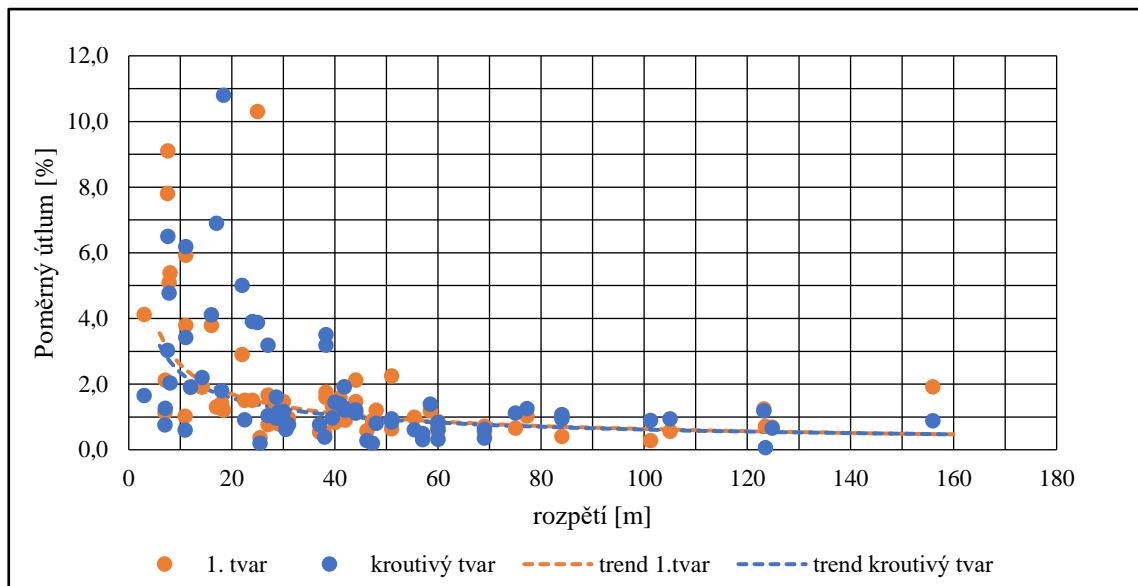
V rámci dalšího porovnávání 1. a 2. vlastního tvaru bylo také zjištěno, že míra přesnosti trendu pro hodnoty poměrného útlumu u železničních mostů se více než zdvojnásobila. Z původní hodnoty koeficientu determinace 0,186 se zvýšila na hodnotu 0,405. Korelační koeficient se pouze nepatrně snížil na hodnotu -0,652. Otázkou ale je, zda tento jev může sledovat nějakou skutečnost, když v rámci zkoumání 2. vlastního tvaru železničních mostů bylo k dispozici méně dat. Přesto je zde graf s tímto zlepšením hodnoty trendu uveden.



Obrázek 24: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro železniční mosty (2. vlastní tvar)

V grafu je možné vidět v rozmezí rozpětí 40 až 60 m dva mosty, které mají velmi malé hodnoty poměrného útlumu kolem 0,25 %. V obou případech se jedná o obloukové (typu Langerův trám) ocelové mosty s ortotropní mostovkou. V případě jednoho tohoto mostu bylo navíc zajímavé, že poměrný útlum v podstatě totožného jiného mostu, který byl navrhnut na stejné železniční trati, byl téměř 3x vyšší (0,72 %).

Dále budou studovány a vzájemně srovnávány hodnoty poměrného útlumu 1. tvaru svislého ohybového kmitání a tvaru krouživého kmitání. Pro tento graf budou z databáze zkoumaných mostů vybrány pouze ty, u kterých byly v rámci zkoušky úspěšně získány hodnoty poměrného útlumu 1. svislého tvaru i tvaru pro kroučení. Znovu nebudou nijak odlišeny mosty podle typu, či materiálu. Oranžovou barvou jsou v grafu vyznačeny hodnoty poměrného útlumu patřící k 1. vlastnímu tvaru svislého ohybového kmitání a jejich trend, modrou barvou potom hodnoty poměrného útlumu patřící k 1. krouživému (nebo jinému vyššímu krouživému) vlastnímu tvaru kmitání a jejich trend.



Obrázek 25: Graf porovnání poměrného útlumu příslušejícímu 1. a krouživému vlastnímu tvaru

Z grafu lze jen těžko rozeznat od sebe trendy hodnot poměrného útlumu, protože tyto dvě křivky jsou v podstatě totožné. Jde o zajímavý závěr z důvodu předpokladu, že pro kroučení budou hodnoty poměrného útlumu v globálu vyšší. Stejně jako u předchozího grafu, kde byl porovnán 1. a 2. svislý tvar oběhového kmitání, lze konstatovat, že u většiny mostů v rámci tohoto souboru je poměrný útlum pro 1. vlastní tvar vyšší než pro tvar krouživý, tedy méně než polovina mostů disponuje vyšším poměrným útlumem pro krouživý tvar než pro 1. tvar svislého ohybového kmitání. Dále bylo v rámci analýzy poměrného útlumu pro krouživé kmitání zjištěno, že nelze specifikovat žádný konstrukční typ mostu, pro který by platilo, že jsou poměrné útlumy ve všech případech pro krouživé kmitání vyšší než pro kmitání v 1. svislém ohybovém tvaru nebo naopak. Také bylo zjištěno, že trendy hodnot poměrného útlumu u kroučení v grafech v závislosti na materiálu mostů dosahují menší spolehlivosti, tudíž hodnoty jednotlivých mostů se hůře dají proložit teoretickou křivkou. To může být způsobené skutečností, že kroučení může u mostů nabývat velmi rozdílných tvarů a nemusí se vždy jednat o globální krouživý tvar, ale může jít o lokální kroučení konkrétního pole, což v tomto konkrétním grafickém porovnání rozlišeno není.

6.3 Stanovení funkcí trendů

V následující podkapitole jsou shrnuty funkce trendů jednotlivých grafů z předchozí podkapitoly. Funkce jsou prezentovány podle dělení grafů, kterého bylo využito. Funkce trendů pro jednotlivé grafy jsou velmi orientační. Důvodem je fakt, že hodnoty koeficientů determinace jsou nízké, a tudíž odchylky od regresní křivky jsou vysoké. Je tedy potřebné tyto vztahy pro určení poměrného útlumu v závislosti na rozpětí vnímat s rezervou. Na základě pozorování závislostí je ale možné říci, že obecně pro vyšší rozpětí se odchylky hodnot poměrného útlumu od trendu snižují.

V následujícím přehledu jsou vypsány funkce trendů pro jednotlivé grafy, kde ξ je poměrný útlum v procentech a l je rozpětí mostu (u spojitého nosníku bráno pole s největším rozpětím) v metrech.

Souhrnný graf:

$$\xi = 9,44l^{-0,49}$$

Betonové mosty:

$$\xi = 9,93l^{-0,51}$$

Ocelobetonové mosty:

$$\xi = 5,99l^{-0,44}$$

Ocelové mosty:

$$\xi = 2,78l^{-0,31}$$

Silniční mosty:

$$\xi = 4,19l^{-0,28}$$

Železniční mosty:

$$\xi = 15,04l^{-0,70}$$

Lávky pro pěší:

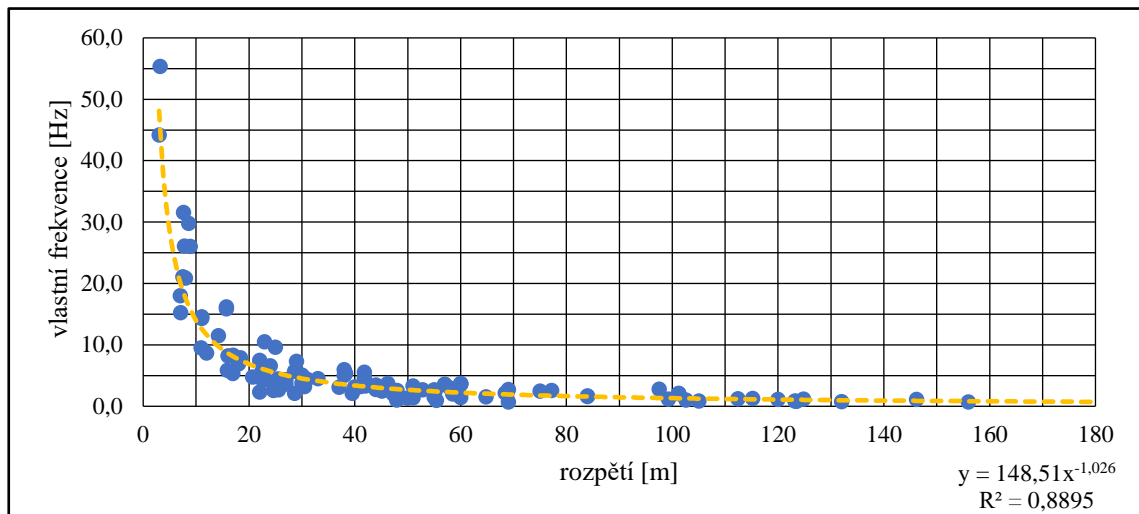
$$\xi = 1,95l^{-0,23}$$

6.4 Další zkoumané závislosti

V rámci podrobnější analýzy byly mosty sledovány, jak již bylo představeno, hlouběji. Je tedy možné zabývat se dalšími závislostmi, které byly zjištěny na základě dat.

Z důvodu znalosti vlastních frekvencí, ke kterým byly přiřazovány vlastní tvary, jež byly předmětem minulé podkapitoly, byl sestaven graf závislosti 1. vlastní frekvence svislého ohybového kmitání na rozpětí konstrukce. Do grafu byly zapracovány všechny mosty z podrobné

analýzy bez ohledu na typ konstrukce a použitého materiálu. Žlutou barvou je znázorněn trend hodnoty vlastních frekvencí.



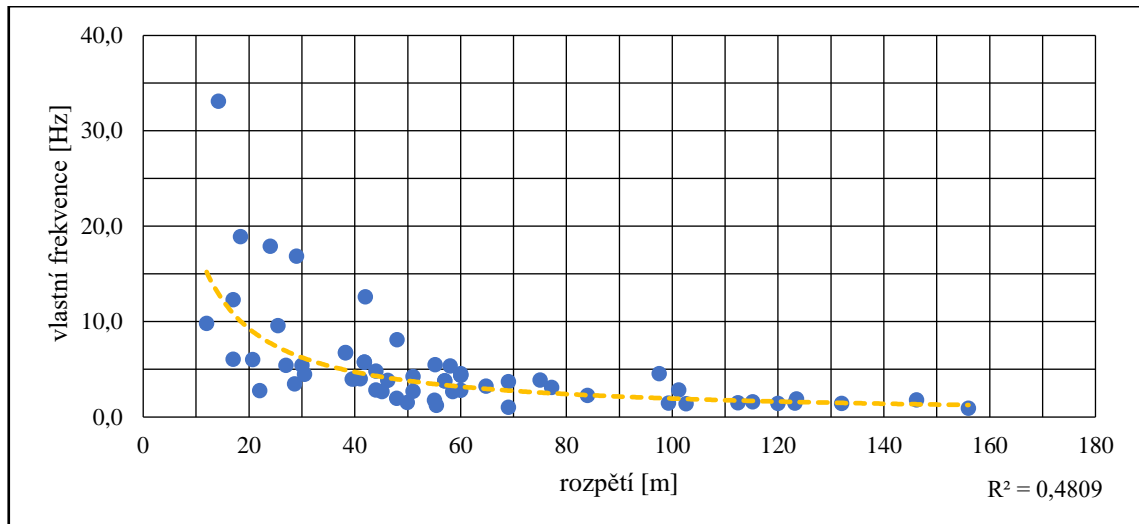
Obrázek 26: Graf závislosti 1. vlastní frekvence na rozpětí

Na základě grafu je jasné, že oproti grafům z předchozích podkapitol se jedná o velmi dobrou závislost s vysokou spolehlivostí a s korelačním koeficientem -0,876. Hodnota koeficientu determinace 0,890 je také velmi vysoká. Proto je možné s poměrně dobrou přesností stanovit vzorec pro odhad 1. vlastní frekvence v závislosti na rozpětí. Mocninná křivka trendu je pak definována vztahem:

$$\omega_1 = 148,51l^{-1,03},$$

kde ω je 1. vlastní frekvence a l je rozpětí mostu.

Na základě tak dobré korelace vlastní frekvence 1. svislého ohybového kmitání a rozpětí byla dále prověřena závislost hodnoty vlastní frekvence 2. svislého ohybového kmitání na rozpětí. Cílem tohoto dalšího postupu bylo zjištění, zda by i pro další frekvenci bylo možné stanovit vzorec pro odhad vlastní frekvence na základě rozpětí. Pro toto zkoumání bylo k dispozici méně dat o poměrném útlumu, protože u dynamických zkoušek některých mostů nebylo možné data o útlumu pro kmitání v 2. svislém ohybovém tvaru s dostatečnou přesností vyhodnotit. Na následujícím grafu lze vidět výsledek tohoto zkoumání.



Obrázek 27: Graf závislosti 2. vlastní frekvence na rozpětí

Z grafu je zřejmé, že oproti 1. vlastní frekvenci pro svislé ohybové kmitání došlo v tomto případě ke snížení spolehlivosti závislosti frekvence na rozpětí. Spearmanův korelační koeficient nepatrně klesl na hodnotu -0,745 avšak koeficient determinace výrazně na zhruba poloviční hodnotu 0,481. Je tedy zřejmé, že odchylky poměrných útlumů od trendu byly vyšší, a tudíž i přesnost odhadu 2. vlastní frekvence se zhoršila a nebylo možné prezentovat vztah pro její určení.

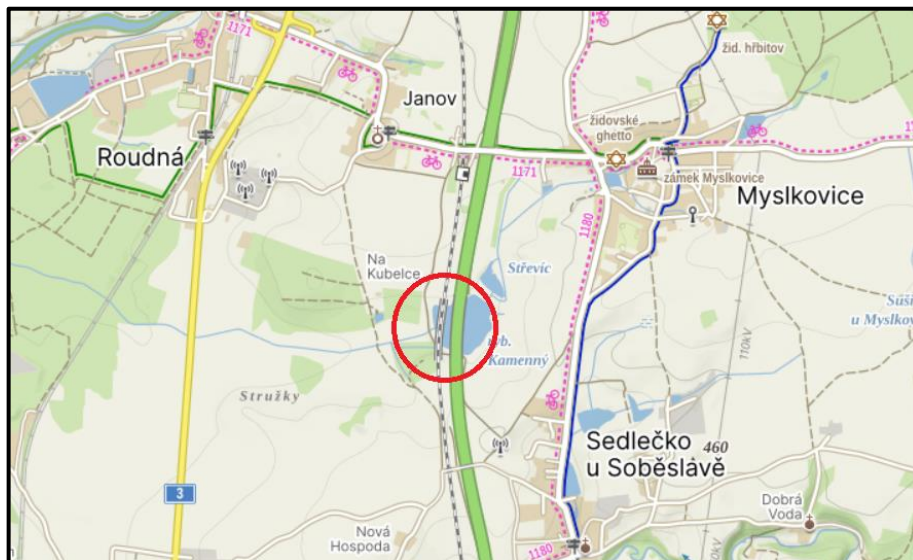
7 Dynamické zkoušky mostu

Předmětem další kapitoly bude železniční most nacházející se na IV. koridoru u Soběslavi, na kterém byla provedena dynamická zkouška informativní v červenci roku 2022 a dynamická zkouška zatěžovací v říjnu roku 2023. Most bude popsán, dále budou specifikovány obě zkoušky a jejich výsledky, mezi které budou zařazeny i hodnoty útlumů. Tato kapitola bude svými informacemi sloužit jako podklad pro následné numerické modelování.

7.1 Představení mostu

V následující podkapitole bude most podrobně popsán. Všechny údaje o mostu, které budou v této kapitole prezentovány, byly vyhledány v projektové dokumentaci [31].

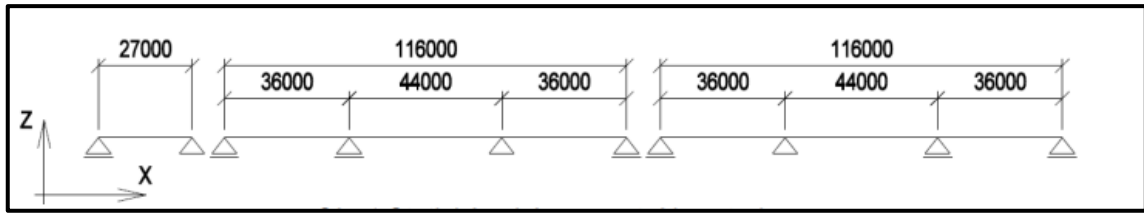
Most se nachází na traťovém úseku 1701 České Velenice (mimo) – Benešov u Prahy (mimo) ve staničení 67,130 km severně od Soběslavi. Most byl postaven v rámci modernizace IV. železničního koridoru.



Obrázek 28: Určení polohy mostu v mapě

Na předložené mapě je vyznačeno umístění mostu přes rybník Kamenný. Východně od mostu je přes Kamenný potok vedena i estakáda nedávno zrealizované dálnice D3. Západně od mostu ve větší vzdálenosti je na mapě šedivou barvou viditelná původní železniční trať.

Tento most je navržen jako dvoukolejná mostní estakáda o 7 polích v oblouku o poloměru 2604 m pro vnější kolej a 2600 m pro vnitřní kolej a s podélným sklonem 4 ‰. Délka mostu je 285,8 m, délka nosných konstrukcí 263,2 m a délka přemostění 259,0 m. Projektovaná rychlost je zatím 160 km/h, ale v budoucnu je možné, že tato maximální rychlost bude zvýšena na 200 km/h. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci s horní železobetonovou mostovkou a dvěma hlavními ocelovými plnostěnnými nosníky. Nosná konstrukce je z důvodu vedení bezстыkové koleje bez dilatačního zařízení v koleji rozdělena do 3 dilatačních úseků o délkách 28,4 + 117,4 + 117,4. Ze statického hlediska jde o 1 prosté pole (NK1) o rozpětí 27 m a pak 2 spojitě nosníky (NK2 a NK3) o rozpětí 36 + 44 + 34 m.



Obrázek 29: Statické schéma mostu

Z obrázku je patrné rozdělení nosné konstrukce 3 zmíněné celky. Dále je možné sledovat rozmístění pevných a posuvných ložisek. Na mostě jsou použita kalotová ložiska se zdvojenou dolní deskou.

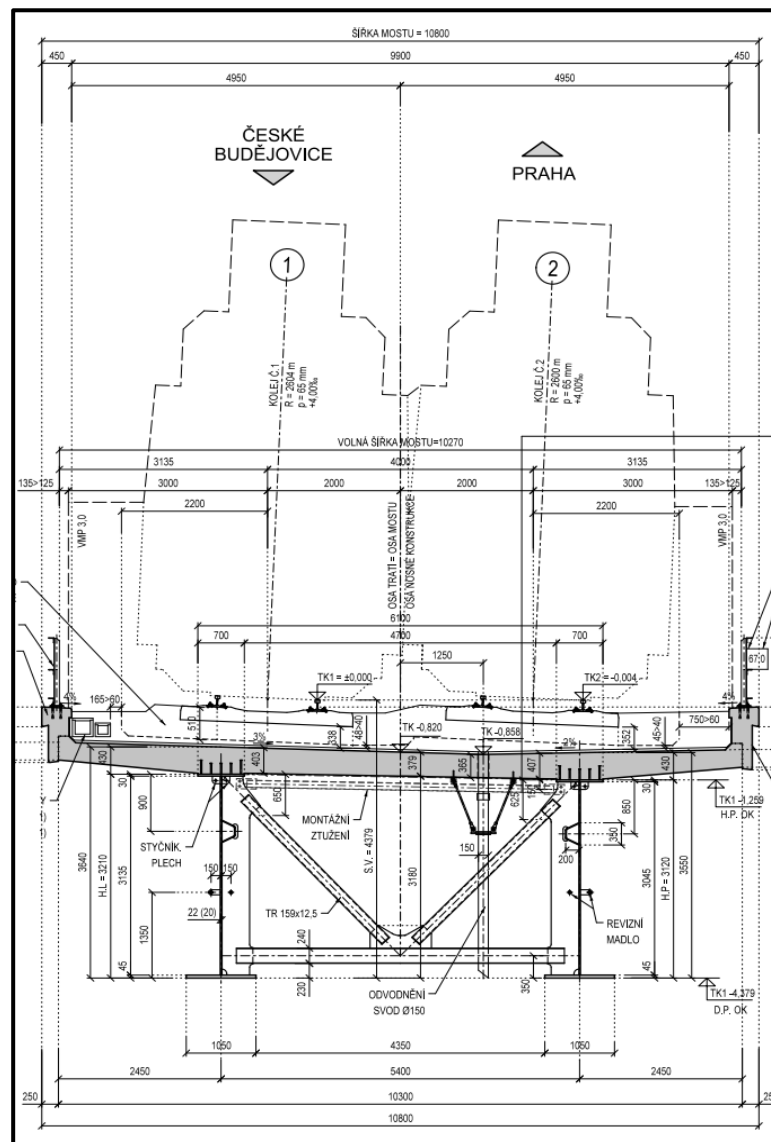
Geologické poměry jsou v prostoru mostu velmi složité. Komplikovanost je dána zejména tektonikou, která území člení na jednotlivé kry, jež jsou proti sobě posunuté ve vertikálním směru. Vrchní vrstvy jsou tvořeny proterozoické horniny a sedimenty. Z těchto důvodů je realizováno hlubinné založení pomocí velkopřůměrových pilot vetknutých do únosných hornin pevnosti R3-R4. Piloty nabývají kvůli měnícímu se profilu pod jednotlivými pilíři různých délek.

Železniční svršek je tvořen kolejnicemi UIC60 uloženými na betonových předpjatých pražcích. Nosná konstrukce je izolována dvěma vrstvami natavovaných asfaltových pásů z modifikovaných asfaltů. Hydroizolace je chráněna vrstvou litého asfaltu na bázi modifikovaných asfaltů o tloušťce 30 mm. Na konzoly desky mostovky jsou osazeny monolitické železobetonové římsy, které vytváří boky uzavřeného kolejového lože. Na římsy je na obou stranách mostu umístěno zábradlí.

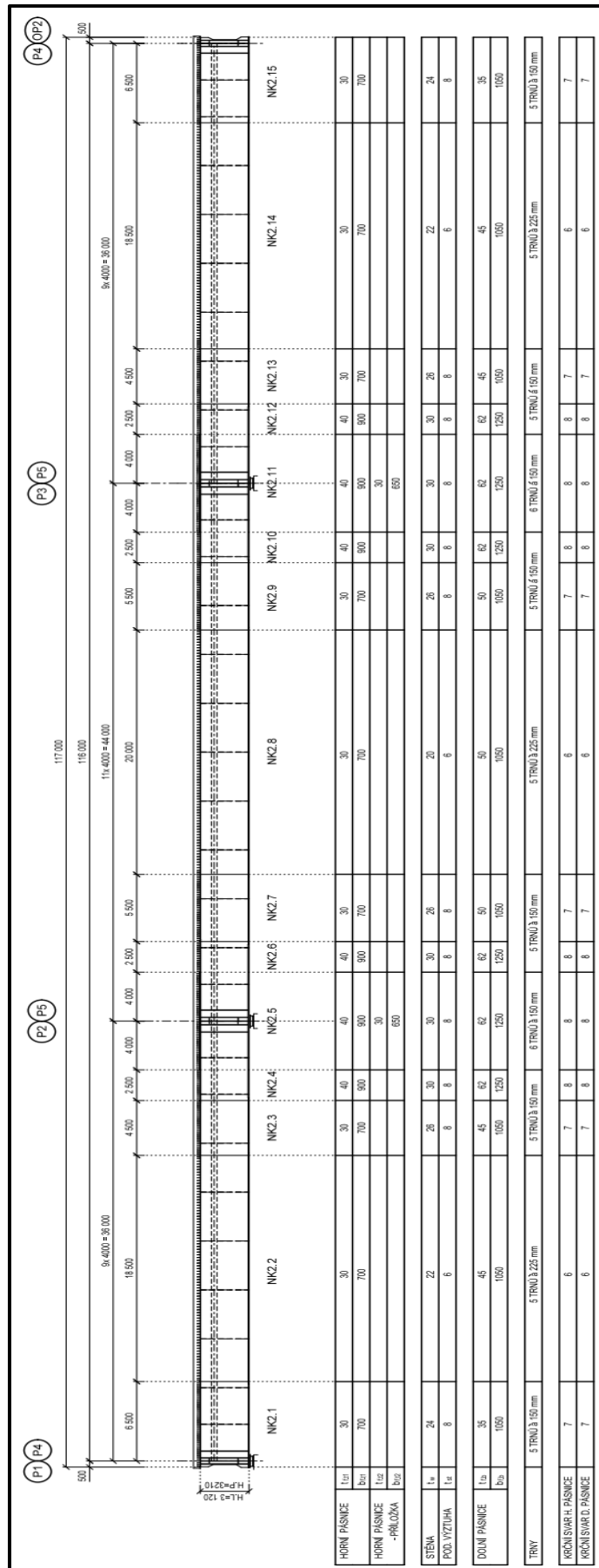


Obrázek 30: Pohled na most

Hlavní nosníky nosné konstrukce jsou vyrobeny z oceli S355N, železobetonová mostovka pak z betonu C30/37 – XC3, XF3. Tloušťka desky mostovky je po příčném řezu proměnná v intervalu 280 mm až 430 mm. Šířka železobetonové desky je konstantní o hodnotě 10,3 m. Deska je spojena s hlavními nosníky pomocí spráhovacích trnů z oceli S235J2+C450. Hlavní nosníky jsou plynule zakřivené podle poloměrů oblouků kolejí. Mají po délce mostu proměnný průřez. Je měněna šířka i tloušťka obou pásnic, dále i tloušťka stojiny. Šířka dolní pásnice je 1050 mm v poli a 1250 mm v nadpodporové oblasti. Tloušťka dolní pásnice se pohybuje v intervalu 35–62 mm. Tloušťka stojiny se mění v rozmezí 20–30 mm. Šířka horní pásnice je v poli 700 mm a nad podporami rozšířena na 900 mm. Tloušťka horní pásnice je pak v poli 30 mm a v oblasti nad pilíři 40 mm. Přimo nad podporami do vzdálenosti 4 m jsou horní pásnice doplněny příložkami o rozměrech 650x30 mm. Levý nosník je vysoký 3210 mm a pravý nosník 3120 mm. Tento rozdíl je navrhnut z důvodu vedení trati v oblouku. Hlavní nosníky jsou opatřeny trapézovými výztuhami v horní části stojiny. Hlavní nosníky jsou dále také výrobně nadvýšeny v případě NK1 o 30 mm a případě NK2 a NK3 o 35 mm. Most disponuje i příčným montážním ztužením.



Obrázek 31: Příčný řez mostu



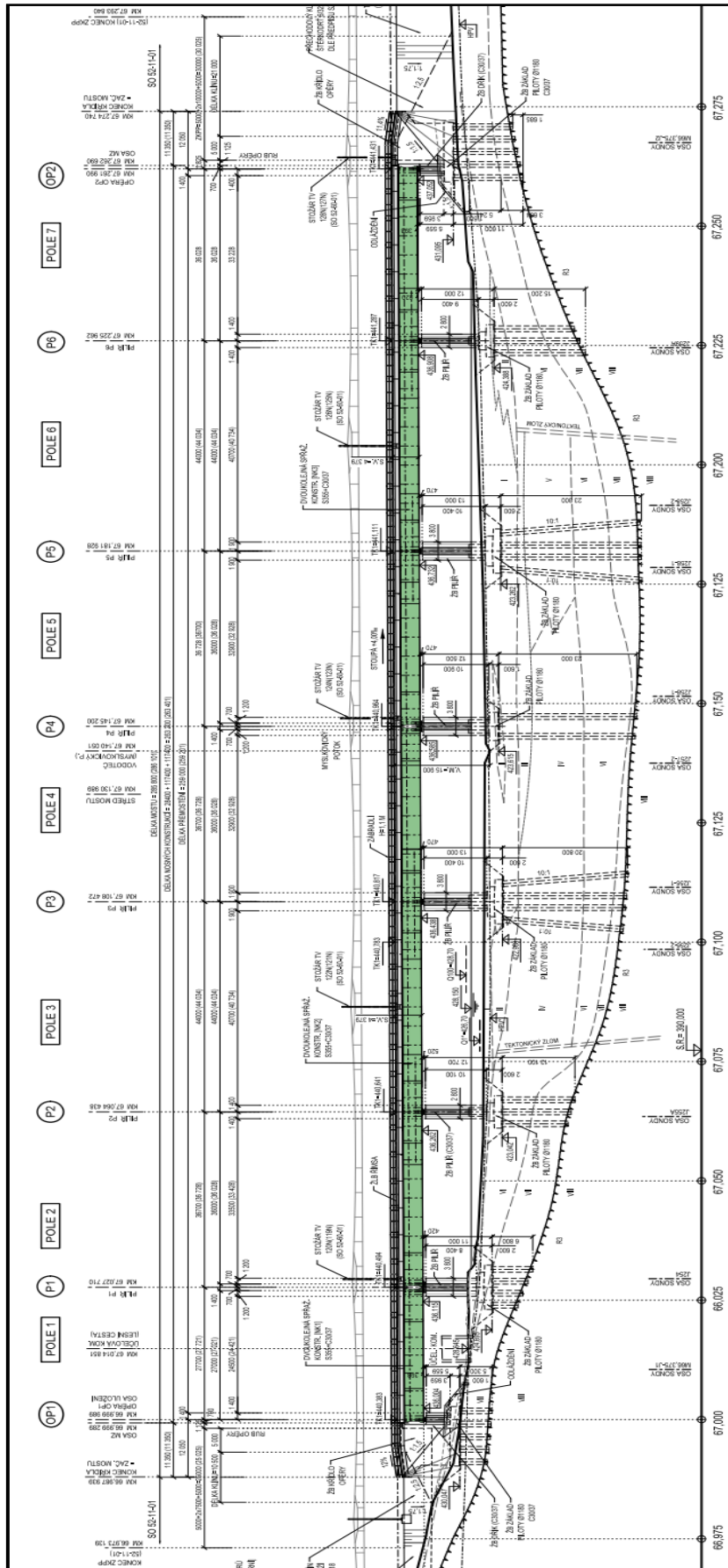
Obrázek 32: Změny průřezů hlavních nosníků po délce nosné konstrukce NK2 (NK3)



Obrázek 33: Pohled pod mostem



Obrázek 34: Pohled na most proti směru staničení



Obrázek 35: Podélný řez mostu

7.2 Dynamická zkouška informativní z roku 2022

V následující podkapitole bude podrobně popsána dynamická zatěžovací zkouška, která proběhla v červenci roku 2022. Experimentální modální analýza byla provedena na NK2 a byla rozdělena do dvou fází, a to z důvodu průběhu teoretických vlastních tvarů a zkušeností autora zkoušky. Nejprve byla provedena s budičem kmitání umístěným v 1. poli NK2 a následně s budičem umístěným v 2. poli.

V podkapitole bude představena měřicí linka, umístění budiče a snímačů, průběh zkoušky a výsledky. Jako podklad budou využity výstupy ze zkoušky zhotovené autorem zkoušky, kterým byl prof. Michal Polák z Fakulty stavební ČVUT v Praze [32].

7.2.1 Měřicí linka

Pro tuto zkoušku byly použity seismické piezoelektrické absolutní snímače zrychlení typu 8344 od firmy Brüel & Kjaer. Při měření byly tyto snímače ke konstrukci uchyceny pomocí magnetů na přenosná ocelová závaží.



Obrázek 36: Absolutní snímače zrychlení uchycené na přenosná ocelová závaží

Dále byly při dynamické zkoušce využity snímače síly typu S35 od firmy LUCAS, které jsou schopny měřit síly v rozsahu ± 20 kN. Tyto snímače měřily budičí síly vyvozované budičem kmitů. Pro kontrolní měření kmitání konstrukce byly využity ještě absolutní snímače zrychlení typu TLA 05N od firmy Techlab s.r.o, které mají nižší citlivost než snímače typu 8344. Teplota byla měřena digitálním teploměrem ALMEMO 2290-2 vyráběným firmou Ahlborn.

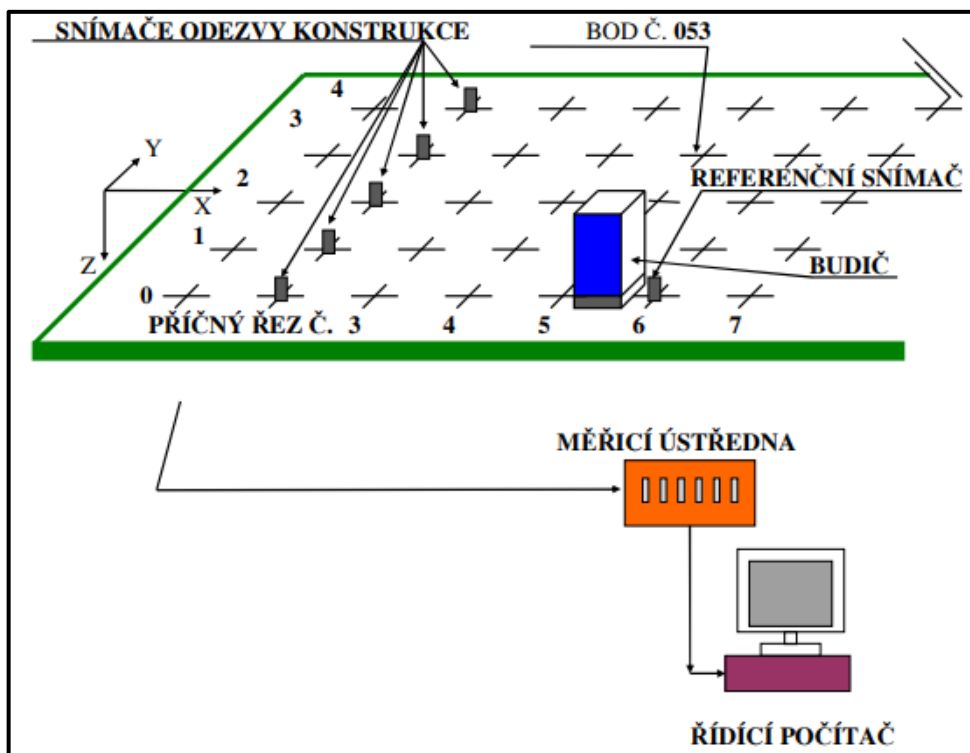
Jako měřicí ústředna byla využita osmikanálová elektronická měřicí ústředna SIRIUS 8ACC firmy DEWESoft, která byla řízena pomocí osobního počítače.



Obrázek 37: Měřicí ústředna a řídicí počítač

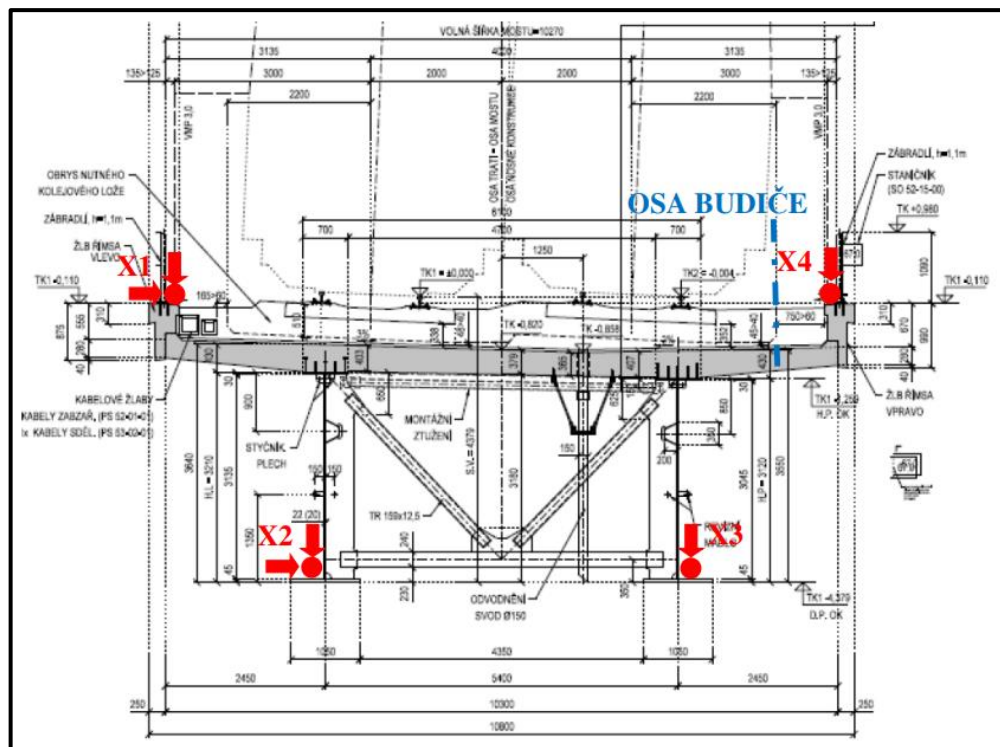
7.2.2 Uspořádání zkoušky, polohy snímačů a budiče

Zkouška byla uspořádána v souladu s následujícím obrázkem, kde je možné vidět typické umístění snímačů v určitém řezu, polohu budiče a referenčního snímače v jeho blízkosti, měřicí ústřednu a řídicí počítač.



Obrázek 38: Schéma použitého uspořádání měření

V příčném řezu byly pro tento konkrétní most umístěny dva snímače po jednom na pravou a levou železobetonovou římsu. Další dva byly uloženy na vnější strany dolních pásnic hlavních nosníků.



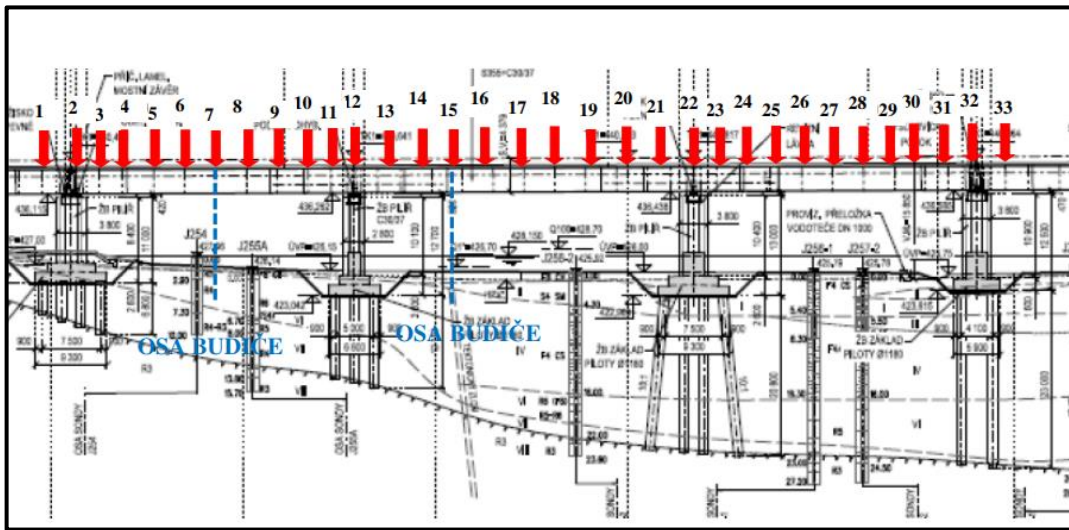
Obrázek 39: Poloha snímačů a budiče v příčném řezu

Z obrázku je možné vidět, že pomocí všech snímačů bylo měřeno kmitání ve svislém směru a snímač X1 a X2 zaznamenával i kmitání ve vodorovném směru kolmém na podélnou osu mostu. Dále je z obrázku zřejmá excentrická poloha budiče v příčném řezu.



Obrázek 40: Pohled na budič kmitání

V podélném směru bylo postupně měřeno ve 33 různých řezech. Většina řezů (31) byla umístěna na zkoumanou NK2, po jednom řezu pak na NK1 a NK3. Jak již bylo zmíněno, měření modálních charakteristik bylo provedeno dvakrát s rozdílnou polohou budiče kmitů.



Obrázek 41: Zobrazení jednotlivých řezů a poloh budiče kmitu

V blízkosti budiče byly v případě 1. i 2. fáze experimentální modální analýzy trvale ponechány dva snímače jako referenční. Jeden z nich byl využit pro sledování svislého kmitání a druhý pro kmitání ve vodorovném směru kolmém na osu mostu.

7.2.3 Vyhodnocení experimentu

Všechny naměřené záznamy kmitání z jednotlivých snímačů z jednotlivých řezů byly převedeny pomocí FFT z časové do frekvenční oblasti. Dále byly vztaženy k záznamům z referenčních bodů. Díky tomu byly vyřešeny možné rozdíly v úrovni budících sil v jednotlivých řezech (tedy v jiných časech) a možné nejistoty vlivem ovlivňujících dynamických jevů, jako například větru.

Na následujícím obrázku jsou vykresleny vyhodnocené vlastní frekvence pomocí špiček frekvencí.



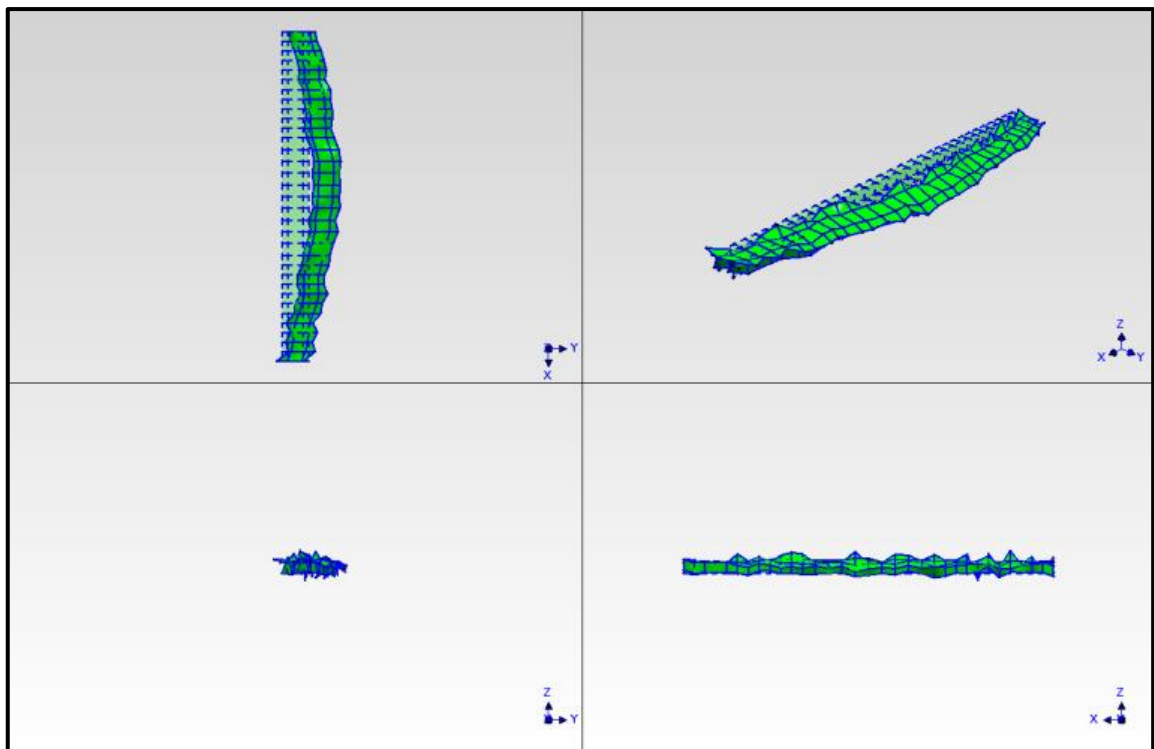
Obrázek 42: Vlastní frekvence ve frekvenčním spektru

V následující tabulce jsou shrnuty výsledné vlastní frekvence. Dále jsou v tabulce slovně popsány vlastní tvary kmitání příslušející jednotlivým vlastním frekvencím.

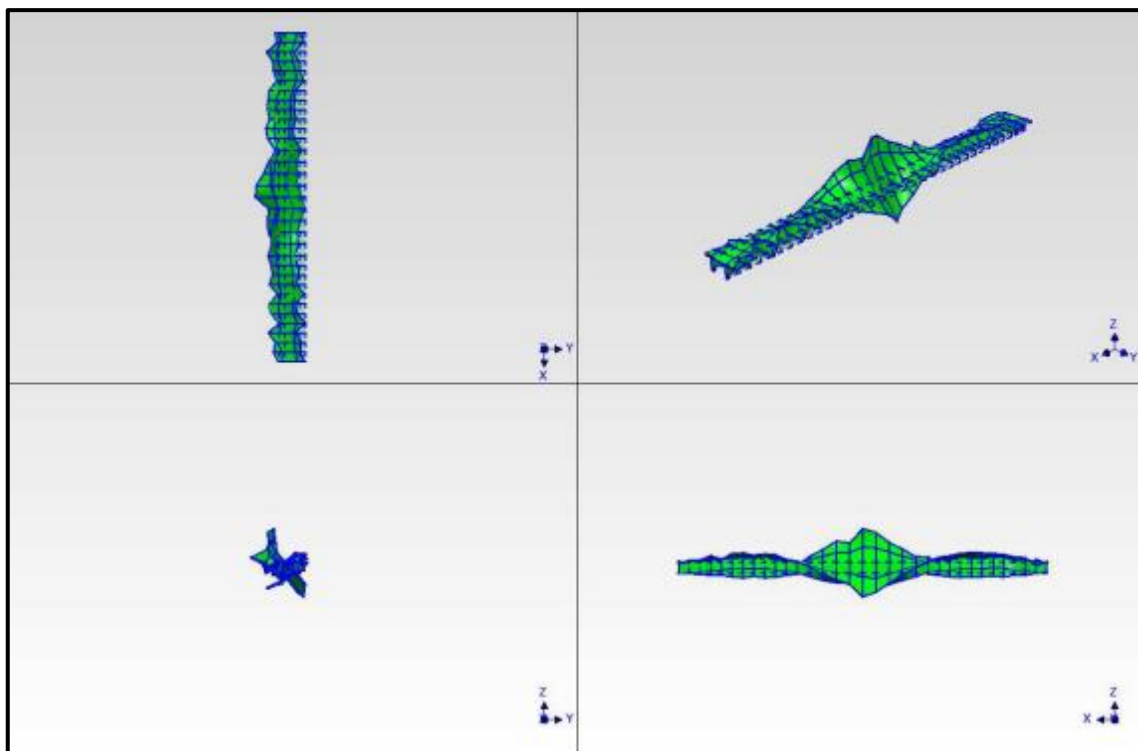
Tabulka 3: Přehled vlastních frekvencí a příslušných vlastních tvarů

Pořadové číslo (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]	Charakter vlastního tvaru
(1)	2,41	1. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky
(2)	2,64	Lokální tvar – krouživé kmitání 2. pole – vliv portálu trakčního vedení
(3)	2,78	2. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky
(4)	3,46	1. tvar svislého ohybového kmitání mostovky
(5)	3,53	kombinovaný tvar s převažujícím kmitáním ve vodorovném příčném směru
(6)	3,64	1. tvar krouživého kmitání
(7)	4,82	kombinovaný tvar s převažujícím svislým ohybovým kmitáním blízký 2. tvaru svislého ohybového kmitání
(8)	5,01	kombinovaný tvar s převažujícím krouživým kmitáním
(9)	5,39	tvar krouživého kmitání
(10)	5,70	3. tvar svislého ohybového kmitání

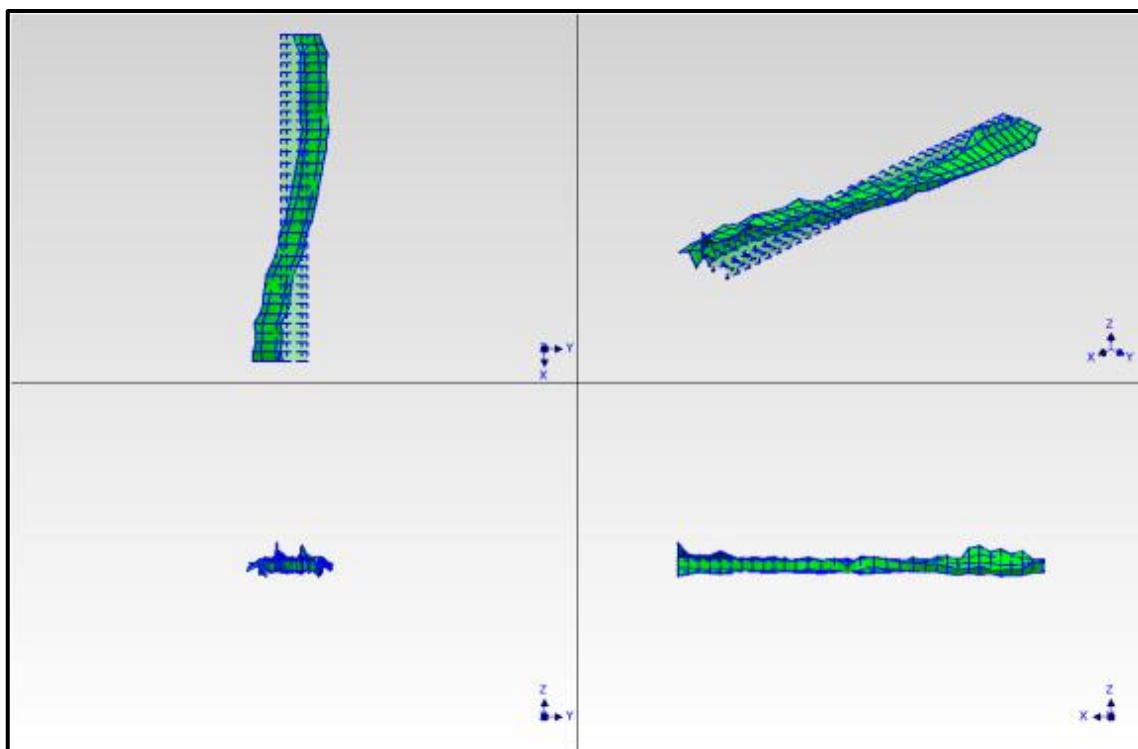
Na následujících obrázcích jsou graficky znázorněny jednotlivé vlastní tvary v různých rovinách a v axonometrii.



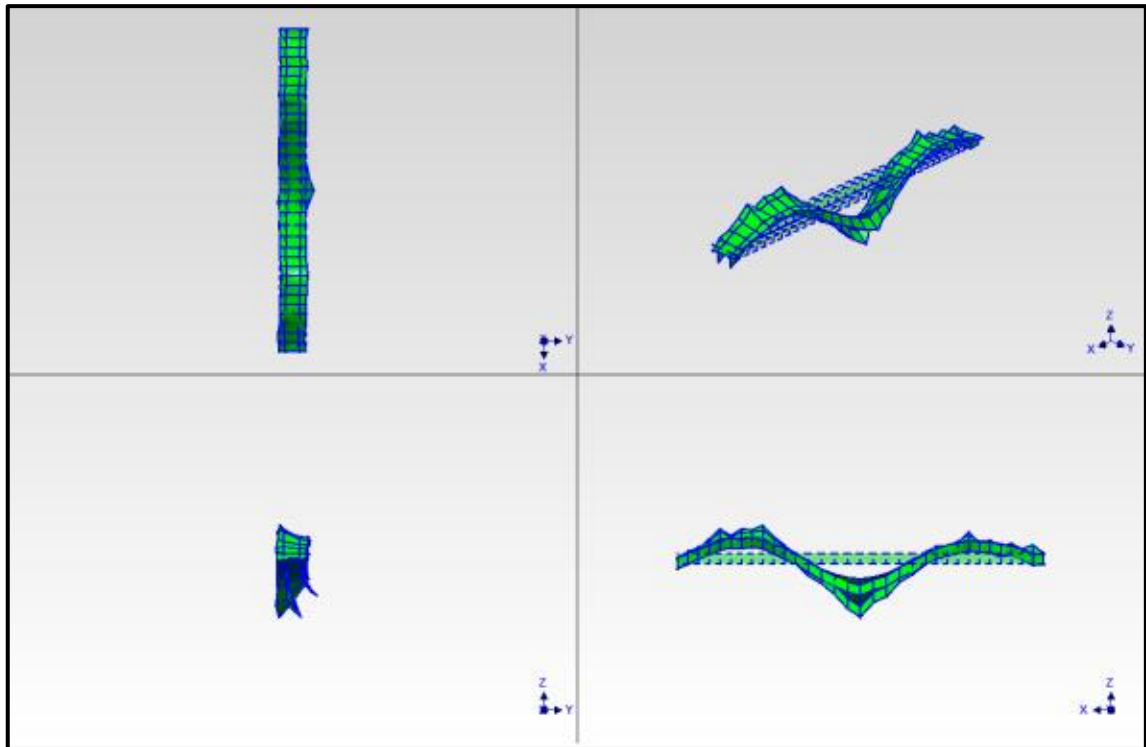
Obrázek 43: 1. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(1)} = 2,41$ Hz (1. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky)



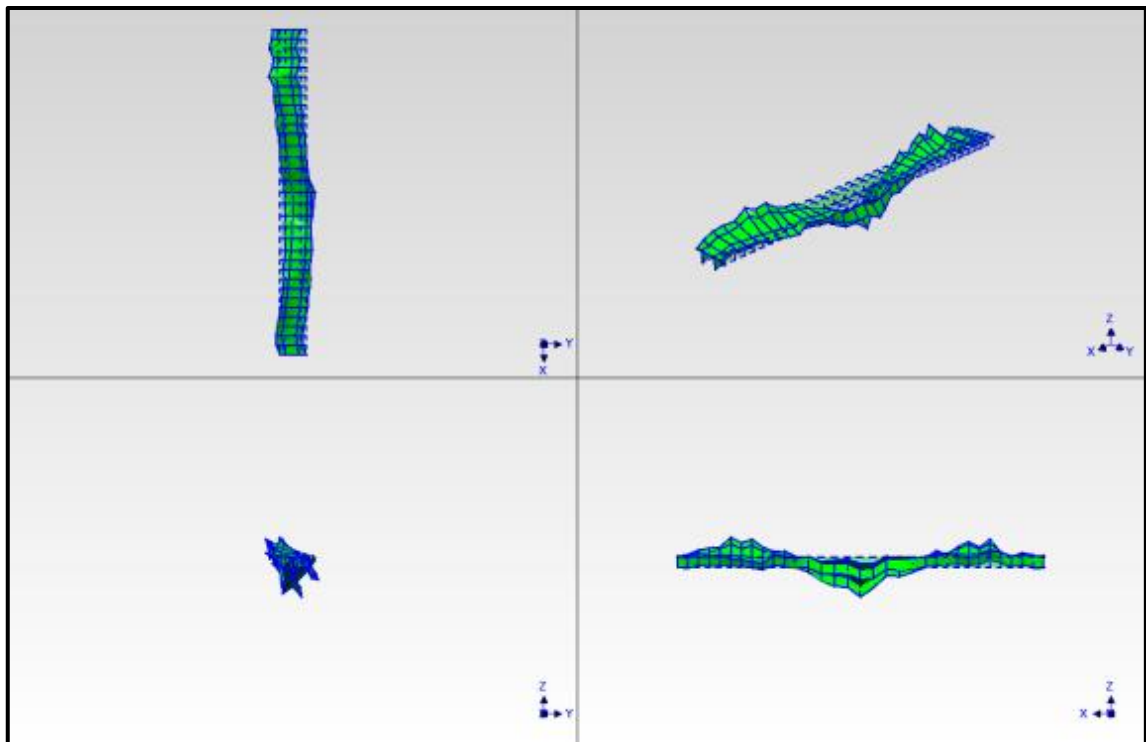
Obrázek 44: 2. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(2)} = 2,64$ Hz (Lokální tvar – kroutové kmitání 2. pole – vliv portálu trakčního vedení)



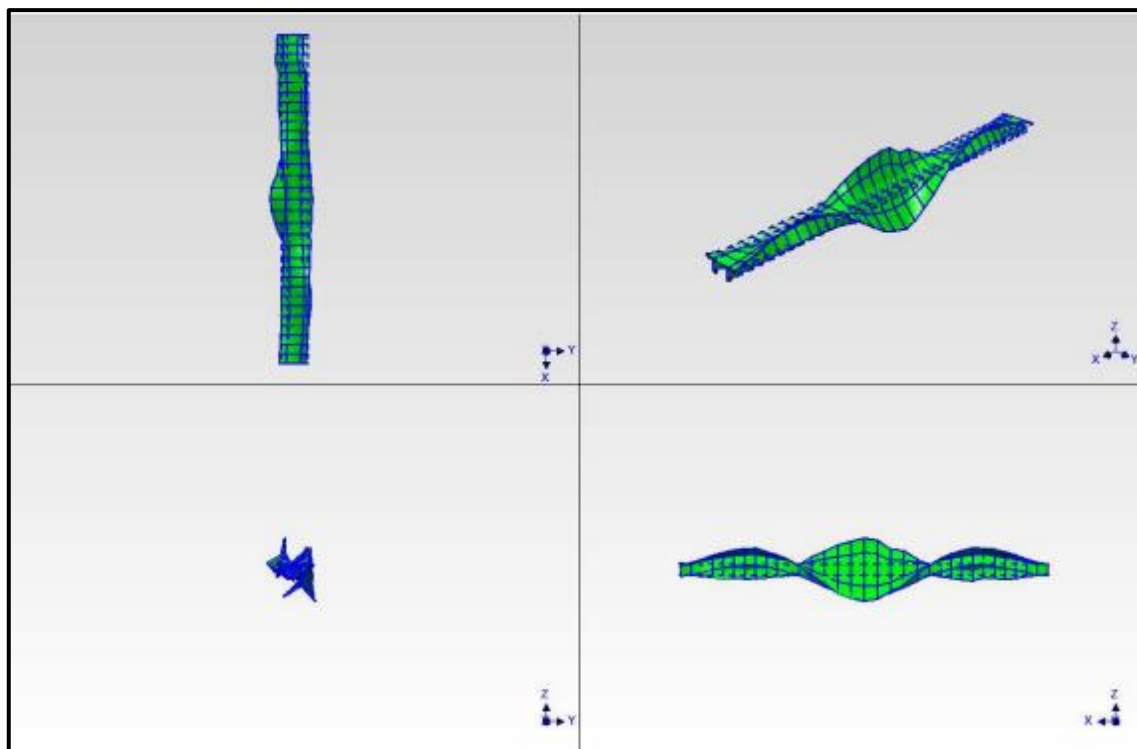
Obrázek 45: 3. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(3)} = 2,78$ Hz (2. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky)



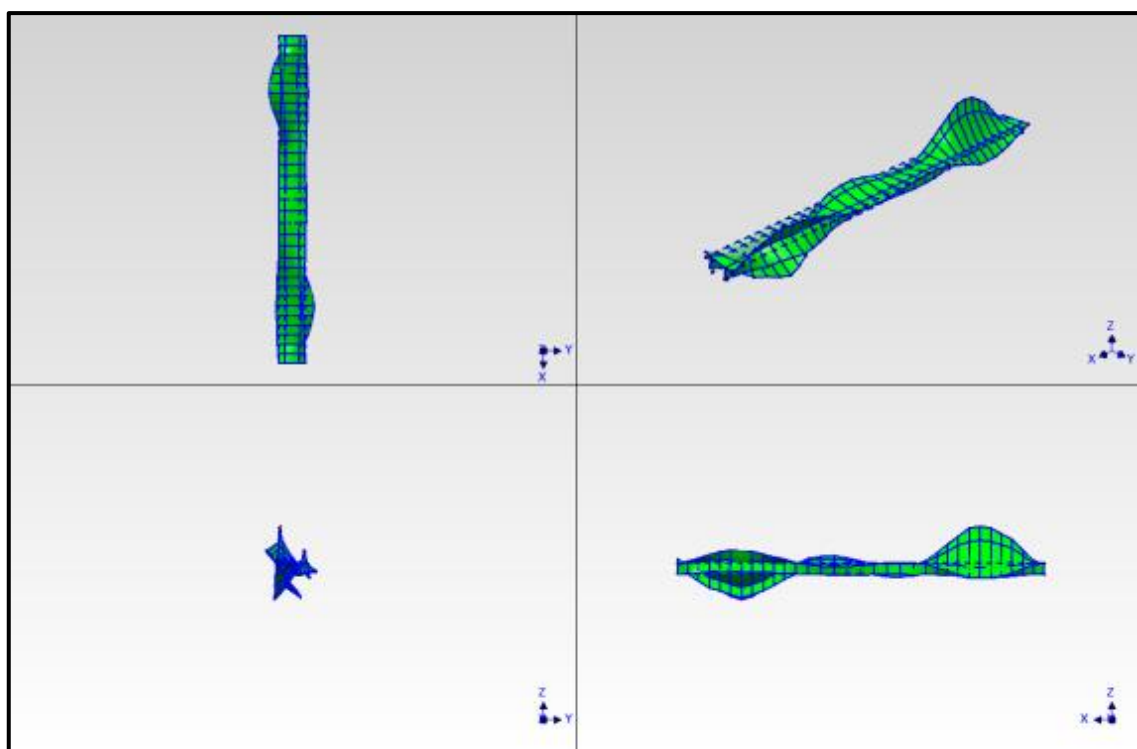
Obrázek 46: 4. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(4)} = 3,46$ Hz (1. tvar svislého ohybového kmitání mostovky)



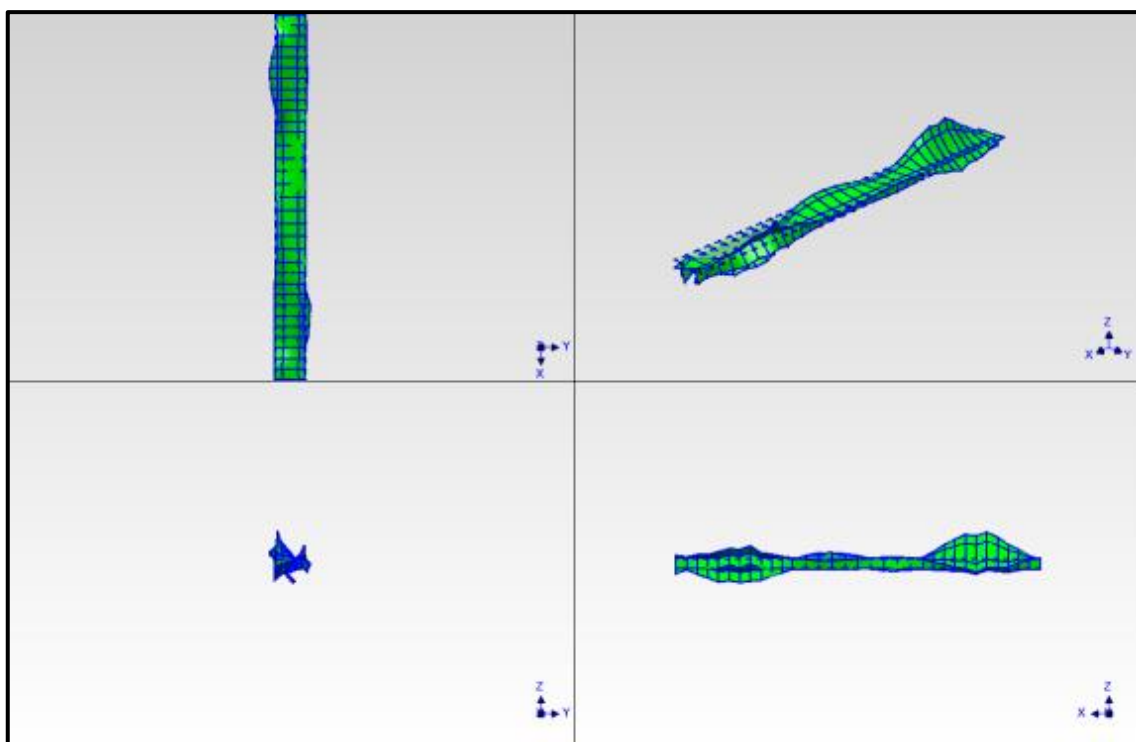
Obrázek 47: 5. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(5)} = 3,53$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím kmitáním ve vodorovném příčném směru)



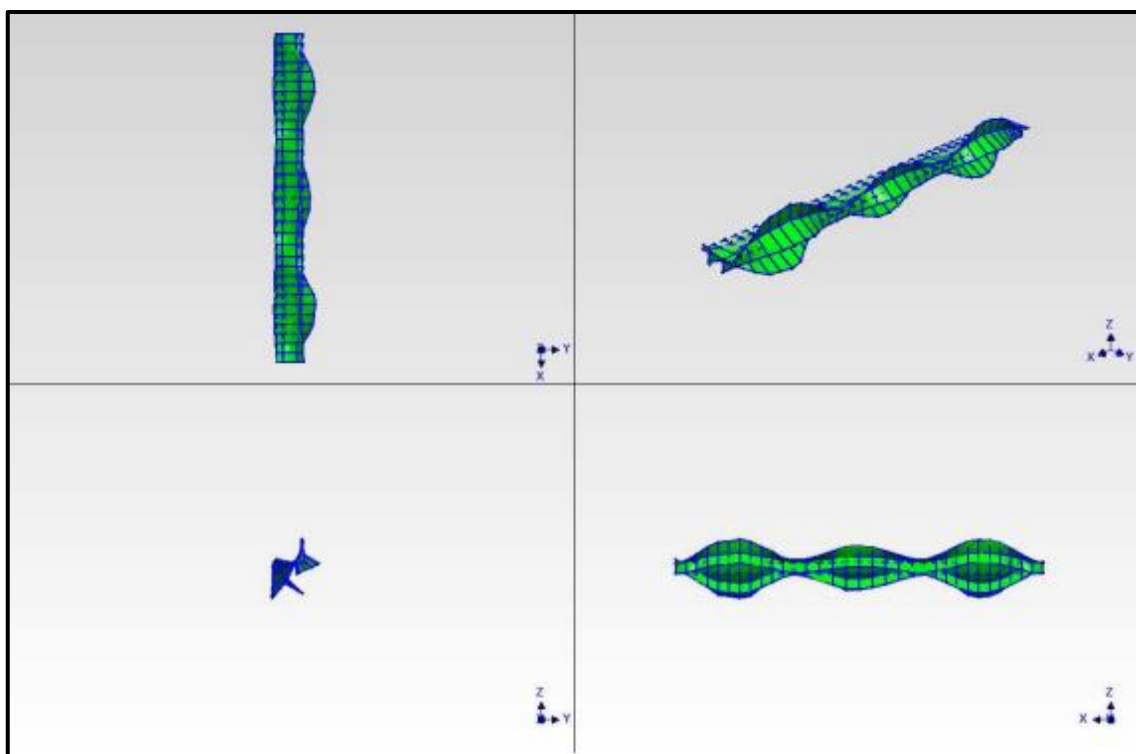
Obrázek 48: 6. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(6)} = 3,64$ Hz (1. tvar kroutivého kmitání)



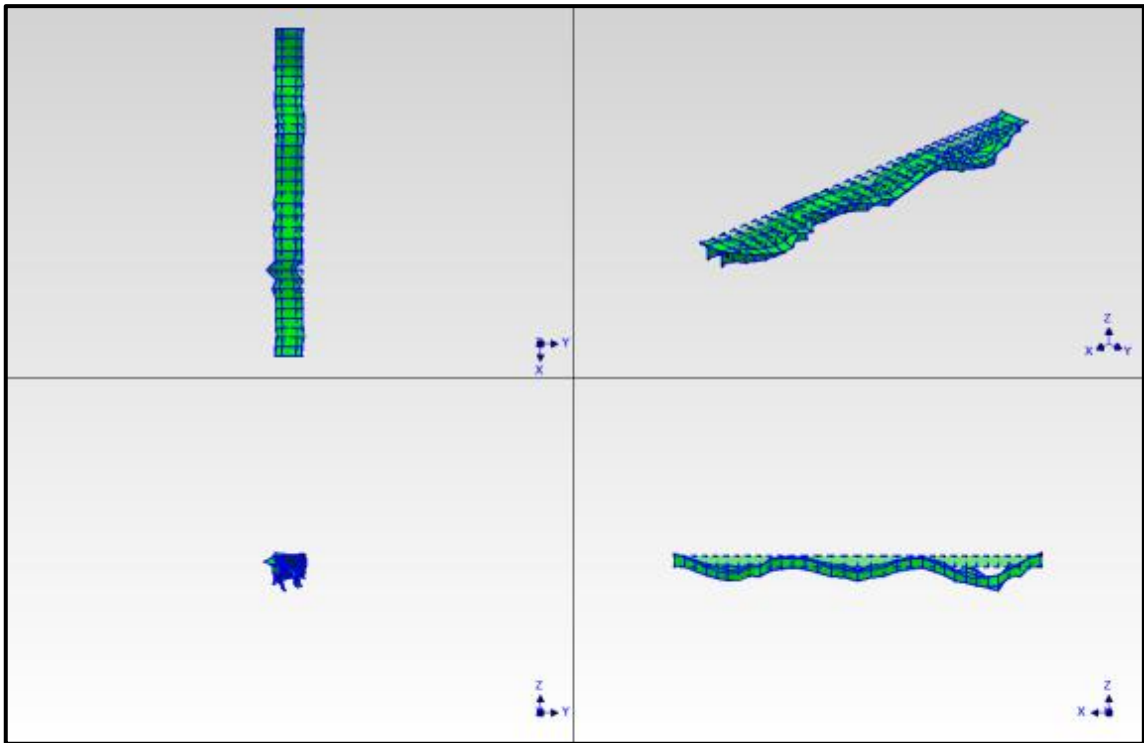
Obrázek 49: 7. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(7)} = 4,82$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím svislým ohybovým kmitáním blížký 2. tvaru svislého ohybového kmitání)



Obrázek 50: 8. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(8)} = 5,01$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím krouživým kmitáním)

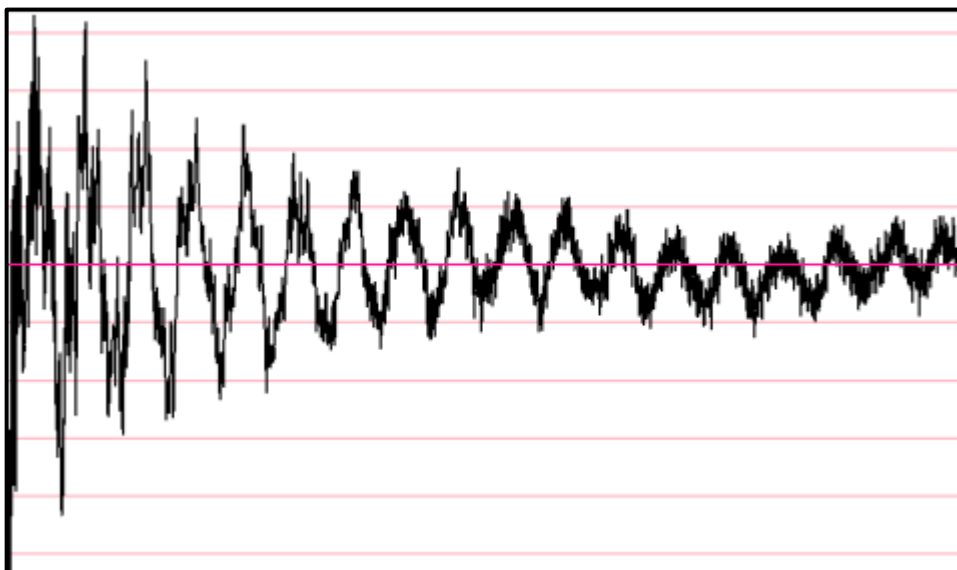


Obrázek 51: 9. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(9)} = 5,39$ Hz (tvar krouživého kmitání)



Obrázek 52: 10. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(10)} = 5,70$ Hz (3. tvar svislého ohybového kmitání)

Vyhodnocován byl také v rámci experimentální modální analýzy pro tuto práci zásadní útlum mostu. Ke stanovení hodnot útlumu mostní konstrukce NK2 byla použita metoda frekvenčních multispekter. Útlum byl získáván ze záznamů volného tlumeného kmitání konstrukce vyvolaného silovým impulzem pomocí budiče. Budič byl pro vyhodnocování útlumu nastavován po krocích na jednotlivé vlastní frekvence a pak vždy náhle vypnut. Tím bylo sledováno dokmitávání konstrukce v jedné převládající frekvenci. Na následujícím obrázku je zobrazeno reálné volné tlumené kmitání pro vyhodnocení útlumu příslušnému 4. vlastní frekvenci $f_{(4)} = 3,46$ Hz. Tato frekvence je na záznamu vidět jako převládající, ale další frekvence se na dokmitání také nějakým způsobem podílejí.



Obrázek 53: Příklad záznam pro vyhodnocení útlumu

Při vyhodnocování útlumu se v rámci tohoto experimentu podařilo stanovit hodnoty logaritmického dekrementu pouze pro některé vlastní tvary. Z některých časových záznamů nebylo možné s dostatečnou přesností určit hodnoty logaritmických dekrementů. V rámci analýzy útlumu mostů, která byla prováděna v předešlé kapitole této práce, bylo zjištěno, že obecně pro naprostou většinu mostů nejsou v rámci vyhodnocení k dispozici poměrné útlumy příslušné všem vlastním tvarům.

Logaritmické dekrementy následně převedené na hodnoty poměrného útlumu jsou vyčísleny v následující tabulce.

Tabulka 4: Výsledný poměrný útlum pro určité vlastní tvary

Pořadové číslo (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]	Logaritmický dekrement útlumu [-]	Poměrný útlum [%]
(4)	3,46	0,133	2,12
(6)	3,64	0,076	1,21
(7)	4,82	0,078	1,24
(9)	5,39	0,061	0,97
(10)	5,70	0,142	2,26

7.3 Dynamická zkouška zatěžovací z roku 2023

V další podkapitole bude představena dynamická zkouška zatěžovací, která byla na mostě prováděna 25.10. 2023. Na této zkoušce byl autor práce přítomen a pomáhal s přípravou in situ. Nejednalo se o klasickou dynamickou zkoušku zatěžovací. Most byl totiž sledován při průjezdu vlaků vyššími rychlostmi (více než 160 km/h) z důvodu prověření chování konstrukce pro možnost zvýšení traťové rychlosti. Traťová rychlost vyšší než 160 km/h na našem území zatím není možná, ale již se prověřují různé železniční úseky, kde by ke zvýšení rychlosti mohlo v budoucnu dojít.

Všechny údaje o zatěžovací soupravě, poloze snímačů, uspořádání zkoušky byly poskytnuty autory zkoušky, tedy prof. Michalem Polákem a prof. Pavlem Ryjáčkem [33].

7.3.1 Měřicí linka

Při této zkoušce byly na mostě využity různé typy snímačů. Pro měření průhybu to byly LVDT snímače dráhy. Potenciometrickými snímači typu MSLPC od společnosti Megatron byl měřen vodorovný posun ložisek. Dále byla pomocí GPS lokátoru umístěného na lokomotivě měřena skutečná rychlost zkušebního vlaku, aby byla zjištěna případná odchylka od plánované rychlosti daného zatěžovacího stavu. Bylo měřeno i napětí v koleji pomocí foliových tenzometrů HBM v zapojení polomost. Pro měření zrychlení byly nasazeny seismické piezoelektrické absolutní snímače zrychlení typu 8344 od firmy Brüel & Kjaer.

Pro sbírání dat byly v rámci této zkoušky využity dvě ústředny. První ústředna byla EMS DV 803. Snímače zrychlení byly pak zapojeny do druhé ústředny SIRIUS 8ACC firmy DEWESoft.

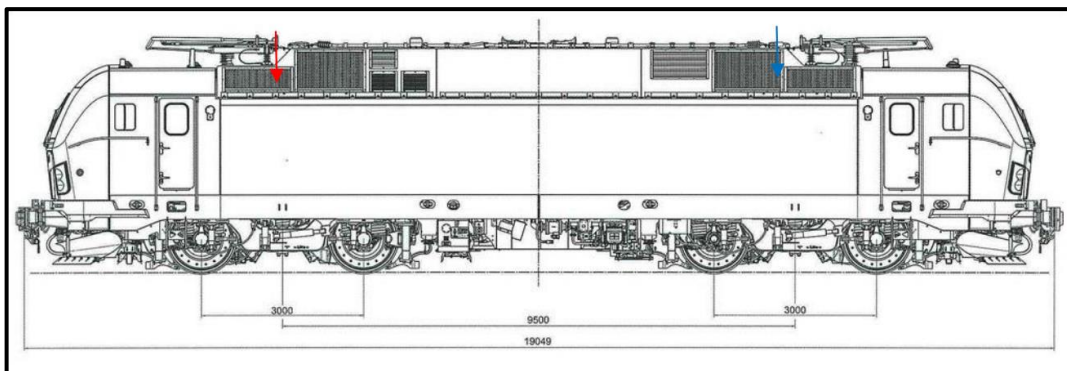
7.3.2 Zatěžovací souprava, polohy snímačů, uspořádání zkoušky

Pro dynamickou zkoušku byla stanovena zatěžovací souprava skládající se z tažné lokomotivy Siemens Vectron (383,193 D), jednoho klasického vozu typu Bmz 226 a restauračního vozu typu WRmz 817. Jejich základní parametry jsou shrnuty v následující tabulce:

Tabulka 5: Základní parametry vozů zatěžovací soupravy

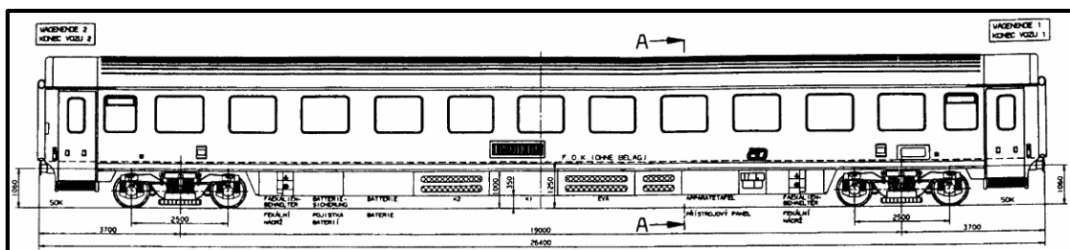
Lokomotiva Siemens Vectron		
hmotnost	90	t
délka přes nárazníky	18,98	m
vzdálenost čepů podvozku	9,5	m
rozvor podvozku	3	m
Vůz Bmz 226		
hmotnost	48	t
délka přes nárazníky	26,4	m
vzdálenost čepů podvozku	19	m
rozvor podvozku	2,5	m
Vůz WRmz 817		
hmotnost	50	t
délka přes nárazníky	26,4	m
vzdálenost čepů podvozku	19	m
rozvor podvozku	2,5	m

Na následujícím obrázku je zobrazena tažná lokomotiva Siemens Vectron, která je jednou z typických lokomotiv využívaných na českých železnicích a která je schopna jet dostatečnou rychlostí pro účely dynamické zkoušky.



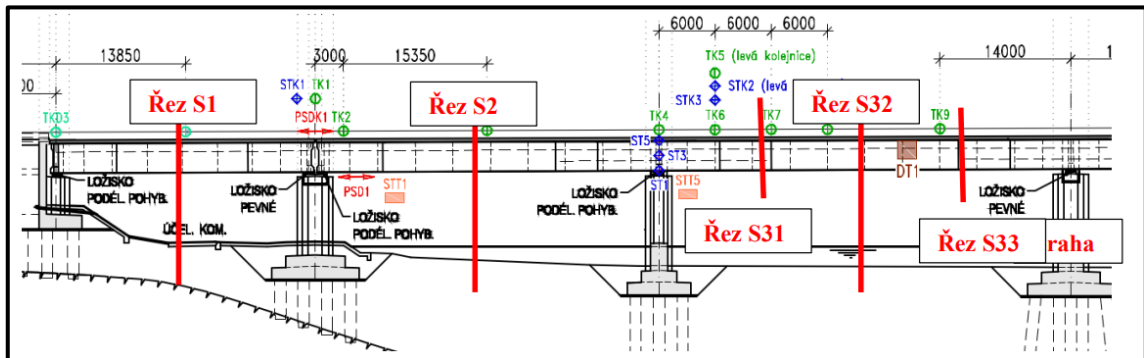
Obrázek 54: Tažná lokomotiva Siemens Vectron

Na dalším obrázku je pak možné vidět typický vůz pro osobní dopravu, který je využíván ČD.



Obrázek 55: Vůz Bmz 26

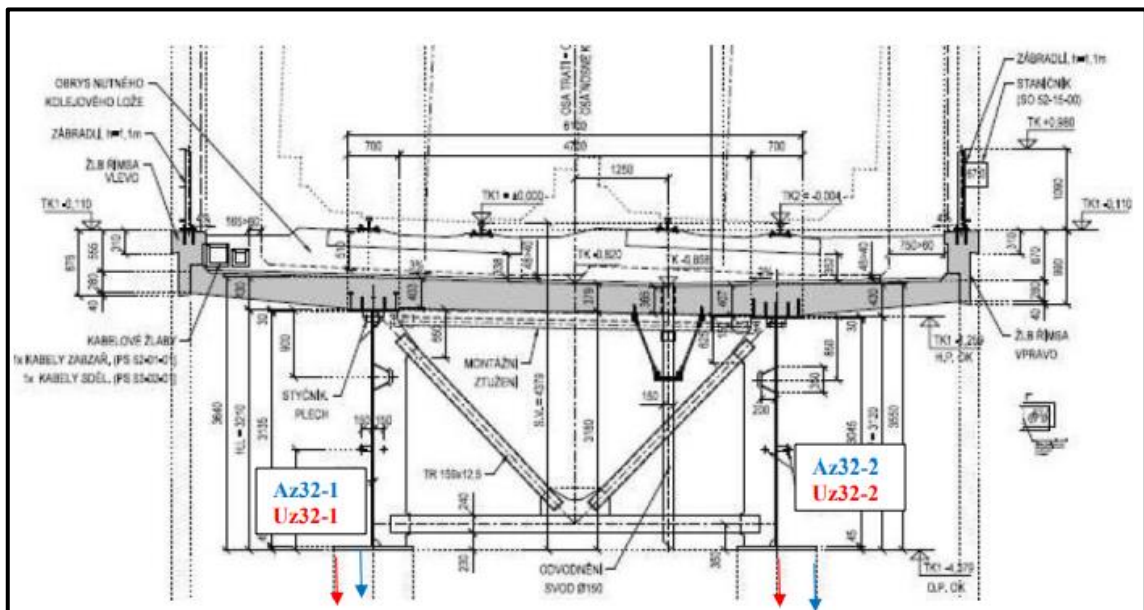
V rámci zkoušky byly využity jak snímače, které jsou umístěny na konstrukci pro dlouhodobý monitoring, tak snímače, které byly na konstrukci instalovány pro potřeby této dynamické zkoušky.



Obrázek 56: Poloha snímačů v podélném řezu

Snímače pro měření svislého zrychlení byly umístěny na oba hlavní nosníky v řezu S1 (uprostřed 1. pole – NK1), v řezu S2 a S32 (uprostřed krajního a středního pole NK2). Ve 3. poli, tedy prostředním poli NK2, byly ještě přidány na zatěžované nosníky snímače svislého zrychlení do čtvrtin pole.

Snímače pro měření průhybů byly umístěny do středu 1., 2. a 3. pole pod zatěžovaný nosník. Do 3. pole byl instalován snímač dráhy i na druhý nosník.



Obrázek 57: Umístění snímačů v řezu S32

Program zkoušky byl vytvořen tak, aby nebylo zamezeno běžnému provozu vlaků podle jízdních řádů. Tedy jednotlivé jízdy zatěžovací soupravy byly naplánovány mezi přejezdy standartních spojů. Zatěžovací souprava pojížděla most vždy po pravé koleji ve směru staničení. Pro zatěžovací zkoušku byly stanoveny rychlosti, kterými bude most zatěžován. Uvažovaly se rychlosti 5, 80, 100, 120, 160 km/h pro jízdy v obou směrech a pak 170, 180, 190, 200 km/h pro jízdy ve správném směru (Soběslav – Planá nad Lužnicí).

7.3.3 Vyhodnocení experimentu

Naměřené záznamy ze zkoušky byly pro stanovení vlastních frekvencí a příslušných tvarů vyhodnocovány stejným způsobem jako u zatěžovací zkoušky informativní, tedy pomocí FFT. Na základě dat ze zatěžovací zkoušky však nebylo možné identifikovat některé vlastní frekvence a jejich tvary. Svislé namáhání zatěžovací soupravy nebylo schopné vybudit most například ve frekvencích, kdy most kmitá ve vodorovném směru. Hodnoty zjištěných vlastních frekvencí jsou oproti vlastním frekvencím ze zkoušky informativní mírně odlišné. Porovnání vlastních frekvencí je možné vidět v následující tabulce:

Tabulka 6: Porovnání vlastních frekvencí z informativní a zatěžovací zkoušky

Poř. číslo (j)	Zkouška zatěžovací f(j) [Hz]	Zkouška informativní f(j) [Hz]	Charakter vlastního tvaru
(1)	x	2,41	1. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky
(2)	x	2,64	Lokální tvar – kroutivé kmitání 2. pole – vliv portálu trakčního vedení
(3)	x	2,78	2. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky
(4)	3,50	3,46	1. tvar svislého ohybového kmitání mostovky
(5)	x	3,53	kombinovaný tvar s převažujícím kmitáním ve vodorovném příčném směru
(6)	3,69	3,64	1. tvar kroutivého kmitání
(7)	4,92	4,82	kombinovaný tvar s převažujícím svislým ohyb. kmitáním blízký 2. tvaru svislého ohybového kmitání
(8)	5,07	5,01	kombinovaný tvar s převažujícím kroutivým kmitáním
(9)	5,52	5,39	tvar kroutivého kmitání
(10)	5,78	5,70	3. tvar svislého ohybového kmitání

Z tabulky je patrné, že vlastní frekvence změřené v rámci zkoušky zatěžovací jsou ve všech případech vyšší než vlastní frekvence získané z experimentální modální analýzy.

Pro výpočty v dalších částech práce jsou také důležitá výsledná zrychlení konstrukce. Ta jsou shrnuta v následující tabulce v podobě extrémních výkmitů zrychlení.

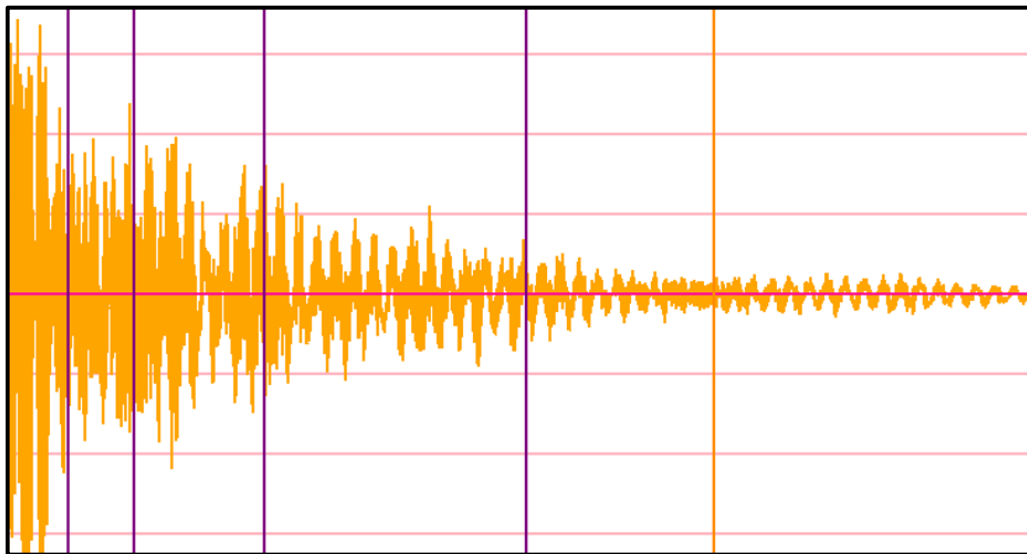
Tabulka 7: Tabulka výsledných zrychlení

Frekvenční interval	Extrémní výkmity zrychlení	
	maximální [m/s ²]	minimální [m/s ²]
do 40 Hz	0,43	-0,49
do 15 Hz	0,24	-0,23

Hodnoty extrémů jsou rozděleny podle velikosti frekvenčního intervalu. Norma udává povinnost zkoumání do 30 Hz, proto je zvolena mez filtru s dolní propustností 40 Hz, kdy frekvenční složka 40 Hz je potlačena na 70 %, prakticky neovlivněné jsou frekvence zhruba do poloviny meze (tedy 20 Hz) a zcela vyloučené jsou frekvence vyšší než cca dvojnásobek nastavené meze filtru (tedy

nad 80 Hz). Důvod zvolení frekvenčního intervalu do 15 Hz bude vysvětlen v dalších částech práce.

V rámci této zkoušky byl vyhodnocován také útlum. Hodnoty poměrného útlumu budou využity pro výpočty v následující kapitole práce. Útlum byl podobně jako při experimentální modální analýze stanovován z volného tlumeného kmitání konstrukce. Most však nebyl rozkmitán budičem, ale zatěžovací soupravou. Záznamy pro určování útlumu byly na začátku ohraničeny časem, kdy zatěžovací souprava opustila most a nastalo volné dokmitávání bez přídavné hmoty a tlumících systému odpružení lokomotivy a vozů. Poměrný útlum byl vyhodnocován pomocí metody frekvenčních multispekter.



Obrázek 58: Příklad záznam pro vyhodnocení útlumu

Hodnoty poměrného útlumu nebylo i v případě této zkoušky možné vyhodnotit pro všechny vlastní frekvence. V následující tabulce jsou hodnoty shrnuty.

Tabulka 8: Výsledný poměrný útlum pro vlastní frekvence

Pořadové číslo (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]	Logaritmičtý dekrement útlumu [-]	Poměrný útlum [%]
(4)	3,50	0,046	0,73
(6)	3,69	0,104	0,64
(7)	4,92	0,058	0,92
(8)	5,07	0,059	0,94
(9)	5,52	0,047	0,75
(10)	5,78	0,052	0,82

Lze konstatovat, že hodnoty poměrného útlumu při dynamické zatěžovací zkoušce jsou nižší než hodnoty z experimentální modální analýzy. Na základě analýzy a zkušeností byly očekávány hodnoty minimálně v případě 4. vlastního tvaru (1. svislého ohybového) vyšší.

V rámci zkoušky byla dále sledována skutečná rychlost zatěžovací soupravy při přejezdu mostu. V tabulce je možné vidět odchylky skutečné rychlosti od plánované.

Tabulka 9: Skutečné rychlosti zatěžovací soupravy v zatěžovacích stavech

Zatěžovací stav	plánovaná rychlost	skutečná rychlost
	[km/h]	[km/h]
ZS1	5	4,8
ZS2	80	80,6
ZS3	100	100,7
ZS4	120	120
ZS5	160	161,7
ZS6	170	172,9
ZS7	190	195,5
ZS8	180	182,8
ZS9	180	179,9
ZS10	190	191,3
ZS11	200	200,3
ZS12	200	200,2

Skutečné rychlosti zatěžovací soupravy budou dále použity pro vytváření zatěžovacích stavů v numerických modelech, aby modely byly přesnější a více vystihovaly reálná zatížení během dynamické zkoušky.

8 Tvorba numerických modelů

Předmětem numerického modelování byl představený most z předchozí kapitoly, na kterém byly provedeny popsání zkoušky. Pro numerické modelování byl využit specializovaný program CSI Bridge, který umožňuje analýzu dynamických účinků mostu na pohyblivé zatížení v jakémkoli okamžiku přejezdu. V programu je možné definovat zatěžovací soupravy pomocí bodových sil, stanovit jejich rychlosti a vyhodnocovat průběhy vnitřních sil, deformace, zrychlení i reakce v závislosti na čase. Program také umožňuje sledování průběhů jednotlivých parametrů v čase po přejetí mostu vozidly, jinými slovy dokmitávání konstrukce.

Cílem modelů bylo vypočítat maximální zrychlení konstrukce v závislosti na hodnotě poměrného útlumu, který byl pro jednotlivé modely měněn. Tyto extrémny byly následně porovnány s reálnými maximy stanovenými na základě dynamické zatěžovací zkoušky. Dále bylo kontrolováno, že nepřekračují mezní hodnotu zrychlení $3,5 \text{ m/s}^2$ stanovenou normou ČSN EN 1990 ed. 2 [34] pro most s kolejovým ložem.

Byly vytvořeny 2 základní modely. První byl prutový model, ve kterém byla mostní konstrukce zjednodušena a zredukována na polovinu mostu s jedním hlavním nosníkem. Druhý model byl prostorový deskostěnový, kde ocelová část nosné konstrukce byla modelována prutově a železobetonová mostovka jako deska s plošnými konečnými prvky.

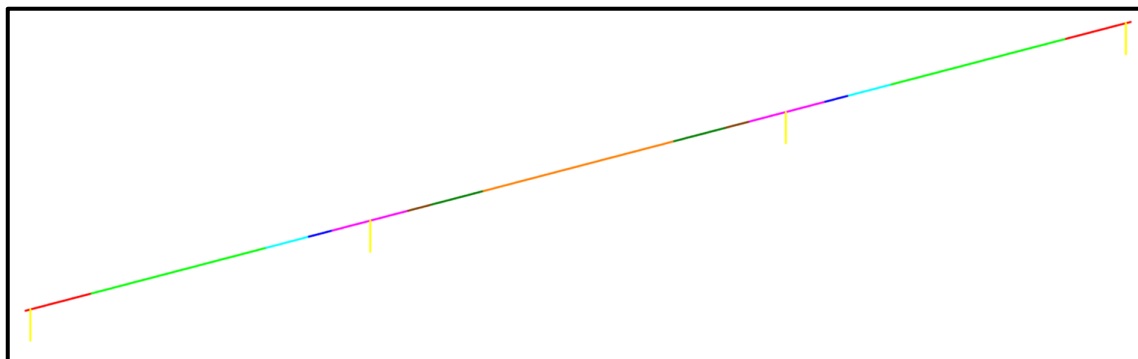
V obou případech byla modelována pouze NK2, tedy spojitý nosník o třech polích (36 + 44 + 36 m). Z důvodu velkého poloměru oblouku zakřivení mostu byly v obou modelech zjednodušeně vytvořeny přímé konstrukce.

8.1 Prutový model

Jak již bylo řečeno, prutový model představoval pouze polovinu mostu. Konstrukce mostu byla tedy redukována na polovinu a zatížení dopravou bylo v poměru příčného roznosu hlavních nosníků sníženo. Tento model sloužil jako prvotní vytvoření konstrukce v programu.

8.1.1 Popis modelu

Na začátku byl vytvořen geometrický podklad v programu AutoCad na základě informací z projektové dokumentace [31].



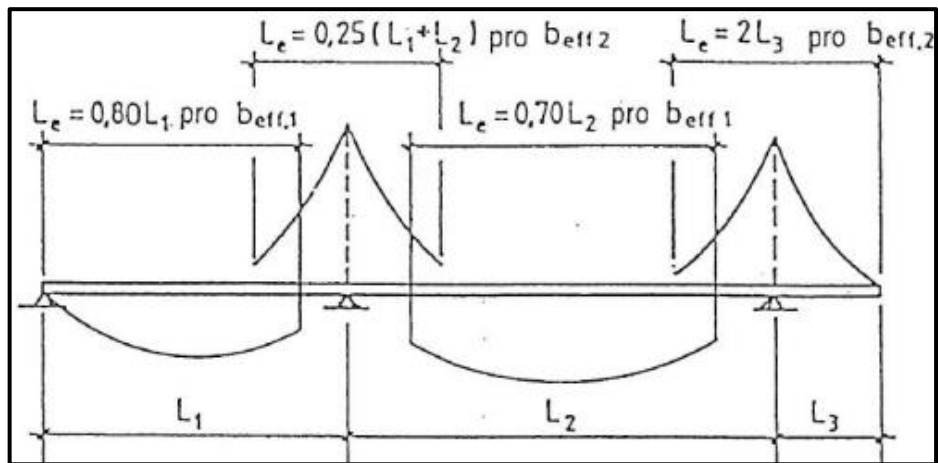
Obrázek 59: Geometrický podklad pro numerický model

Na obrázku jsou barevně odlišeny jednotlivé části hlavního nosníku. Důvodem jsou změny průřezu hlavního nosníku navrhnuté projektantem. Jedná se o 8 různých průřezů lišících se v šířce

a tloušťce pásnic a v tloušťce stojiny. Pro všechny průřezy ale platí stejná výška, kterou byl zvolen průměr z výšky hlavních nosníků, tedy 3165 mm. Žlutou barvou jsou vyznačeny fiktivní pruty, které jsou situovány v místě podepření a jejichž délka je stanovena tak, aby tyto pruty zajistily propojení těžiště hlavního nosníku a ložiska umístěného přibližně 100 mm pod dolní hranou dolní pásnice.

Tento geometrický podklad byl naimportován do programu CSI Bridge. V tomto programu byl definován v Section Designer průřez pro fiktivní pruty o řádově větší tuhosti než u ostatních průřezů a o nulové objemové hmotnosti. Dále bylo vytvořeno všech osm průřezů hlavního nosníku. V každém průřezu byla modelována kromě ocelového nosníku také spolupůsobící železobetonová deska mostovky. Efektivní průřez desky s uvažáním vlivu smykového ochabnutí byl stanoven následujícím postupem:

$$\begin{aligned} L_1 &= 36 \text{ m} \\ L_2 &= 44 \text{ m} \end{aligned}$$



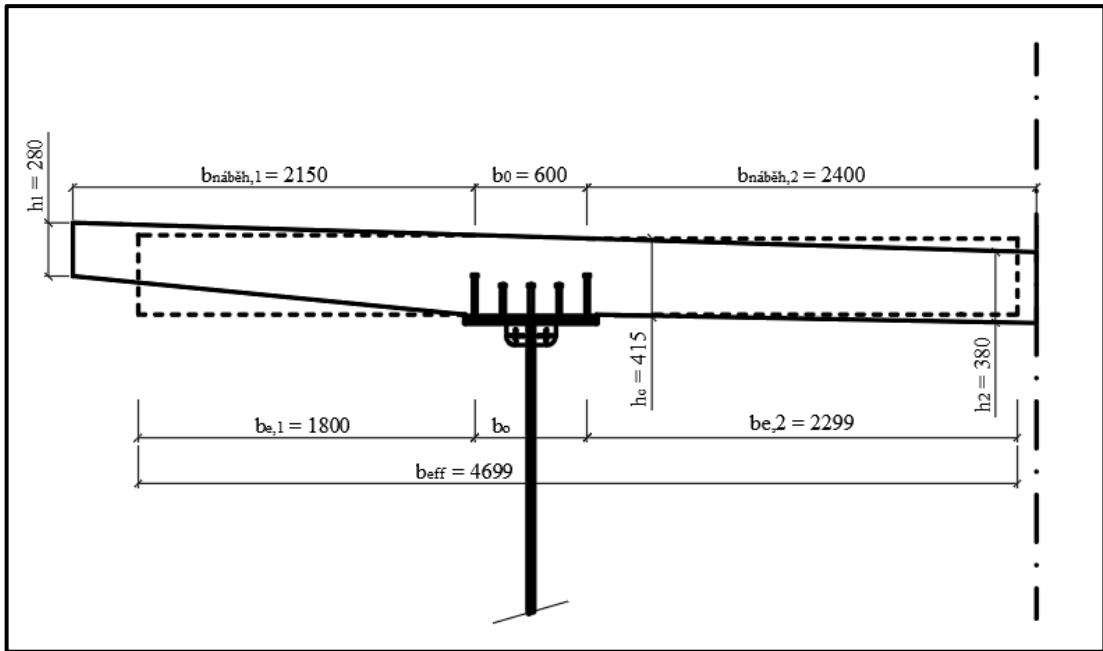
Obrázek 60: Stanovení L_e na základě rozpětí polí

Krajní pole	L_e	=	28,8 m
Podpora	L_e	=	20,0 m
Střední pole	L_e	=	30,8 m

Spolupůsobící šířka na obě strany od nosníku b_{ei} je pak dána osminou L_e

Krajní pole	b_{ei}	=	3,60 m
Podpora	b_{ei}	=	2,50 m
Střední pole	b_{ei}	=	3,85 m

Tyto spolupůsobící šířky dané smykovým ochabnutím desky jsou ale ve všech třech případech větší než spolupůsobící šířky dané geometrií náhradního průřezu desky o konstantní tloušťce, kdy lichoběžníkové tvary desky jsou nahrazeny obdélníky o tloušťce 415 mm a o stejném celkovém obsahu.

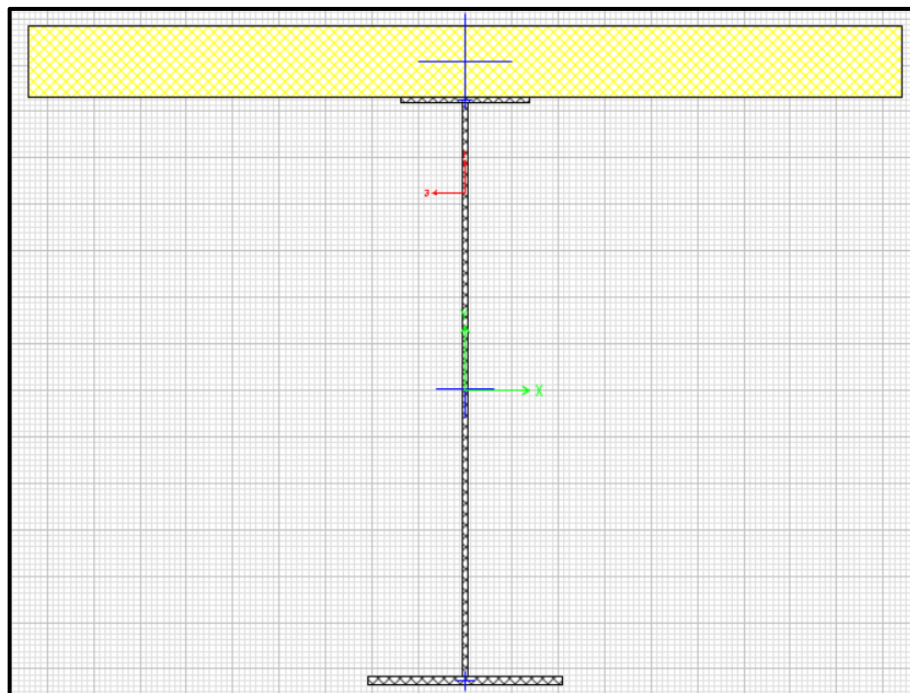


Obrázek 61: Stanovení spolupůsobících šířek na základě geometrie

Proto o celkové spolupůsobící šířce železobetonové desky nerozhoduje smykové ochabnutí, ale geometrie konstrukce. Výsledná spolupůsobící šířka mostovky je pak

$$b_{eff} = 4699 \text{ mm}$$

Do modelu byla pro každý průřez ocelového nosníku přidána železobetonová deska o tloušťce 415 mm a šířce 4,7 m. Na následujícím obrázku je možné vidět příklad průřezu:



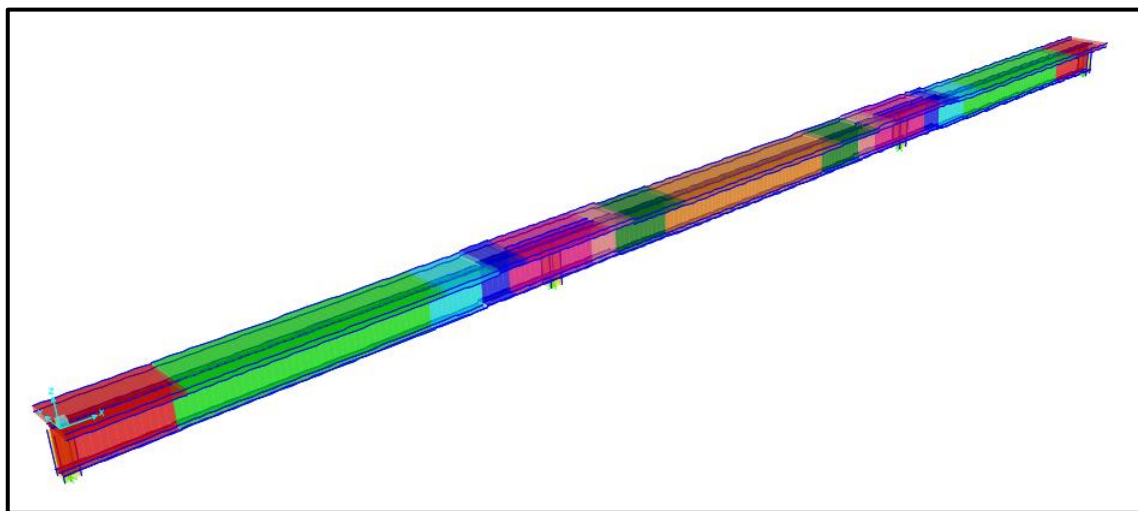
Obrázek 62: Příklad definovaného průřezu v programu

Z obrázku je patrné, že těžiště desky je v rozporu s předchozím obrázkem umístěné centricky, tedy nad těžiště hlavního nosníku.

Pro konstrukci byly uvažovány materiály v souladu s projektovou dokumentací. Pruty byly uvažovány z ocele S 355 s modulem pružnosti 210 000 MPa a železobetonová deska z betonu C 30/37 s modulem pružnosti 33 000 MPa.

Podpěření konstrukce bylo v programu definováno podle dokumentace (viz podkapitola *Představení mostu*), tedy ve směru staničení 1., 2. a 4. ložisko jako podélně posuvné a 3. ložisko jako pevné. Ložiska dále neumožňovala pootočení v příčném směru kvůli singularitě matice tuhosti.

Dráha pro přejezdy vozidel byla z důvodu prutového modelu zjednodušeně umístěna do těžiště průřezu, nebyla tedy zohledněna její skutečné excentricita vůči hlavnímu nosníku.



Obrázek 63: Pohled na extrudovaný finální model

8.1.2 Rozbor zatížení

S vlastní tíhou konstrukce program počítá automaticky na základě geometrie průřezů a definovaných objemových tíh. Pro ocel byla předepsána objemová tíha $78,5 \text{ kN/m}^3$ a pro železobeton 25 kN/m^3 .

Ostatní stálé zatížení nebylo do modelu přidáno jako vnější silové zatížení, nýbrž jako hmota, která má pak vliv na modální charakteristiky mostu. V tabulce je ukázáno, jaké prvky mostu byly součástí celkové přídavné hmoty a dále je pak stanovena i jejich uvažovaná objemová či liniová tíha.

Tabulka 10: Uvažované části mostu a jejich tíhy

kolejové lože	20	kN/m^3
ochranná asfalt vrstva 30 mm	23	kN/m^3
římsa	25	kN/m^3
kolejnice 2x	1,2	kN/m
přážce	4,8	kN/m
zábradlí	0,5	kN/m

V programu AutoCad byly odměřeny plochy v příčném řezu připadající na polovinu mostu pro ty prvky, které byly v předchozí tabulce charakterizovány objemovou tíhou. Následně byla

vytvořena shrnující tabulka stanovující celkovou přídavnou hmotu připadající na běžný metr mostu.

Tabulka 11: Stanovení celkové přídavné hmotnosti na běžný metr

	plocha	objemová tíha	liniová tíha	hmotnost
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[t/m]
kolejové lože	2,869	20	57,374	5,737
ochranná asfalt vrstva 30 mm	0,150	23	3,450	0,345
římsa	0,235	25	5,878	0,588
kolejnice	-	-	1,200	0,120
pražce	-	-	4,800	0,480
zábradlí	-	-	0,500	0,050
CELKEM				7,320

Do modelu byla tedy na všechny pruty hlavní nosník konstrukce přidána liniová hmota o velikosti 7,32 t/m.

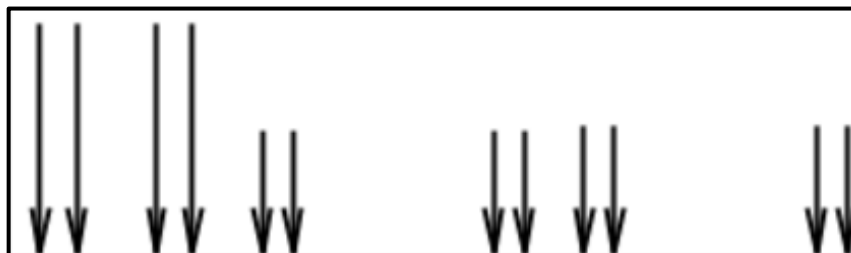
Zatížení dopravou bylo modelováno na základě údajů o vozidlech z dynamické zatěžovací zkoušky. Z důvodů zjednodušení modelu na polovinu mostu s jedním hlavním nosníkem bylo nutné zohlednit roznos zatížení dopravou mezi dvěma nosníky, aby bylo možné redukovat celková nápravová zatížení vozů. Pro tuto redukci byla využita data ze snímačů dráhy měřící průhyby mostu při přejezdech vlaků. V řezu nacházejícím se uprostřed středního pole totiž byly v rámci zatěžovací zkoušky instalovány snímače dráhy na oba hlavní nosníky. Pro čtyři zatěžovací stavy byly poměrově porovnány velikosti průhybů na pravém (zatíženém) a levém nosníku. Vždy bylo tedy zjištěno, kolik procent z teoretického celkového průhybu připadá na jaký nosník. Procentuální rozdělení bylo ze čtyř stavů zprůměrováno na výsledné, kdy pravý nosník přebíral 85,12 % zatížení a levý nosník zbylých 14,88 %.

Tabulka 12: Výsledné nápravové síly zatěžovací soupravy

Lokomotiva Siemens Vectron		
celková hmotnost	90	t
na 1 nápravu (100 %)	225	kN
na 1 nápravu po redukci (85,12 %)	192	kN
Vůz Bmz 226		
celková hmotnost	48	t
na 1 nápravu (100 %)	120	kN
na 1 nápravu po redukci (85,12 %)	102	kN
Vůz WRmz 817		
celková hmotnost	50	t
na 1 nápravu (100 %)	125	kN
na 1 nápravu po redukci (85,12 %)	106	kN

V programu byly použity tyto výsledné nápravové síly. Jejich umístění (vzájemné vzdálenosti podle délek přes nárazníky, vzdálenosti čepů a rozvorů podvozků) v podélném směru za sebou

bylo vytvořeno na základě podkladů ze zatěžovací zkoušky. V rámci zatěžovací zkoušky byly vozy řazeny v pořadí: lokomotiva, vůz Bmz 226 a restaurační vůz WRmz 817.



Obrázek 64: Schéma rozmístění sil reprezentující nápravové zatížení v modelu

8.1.3 Identifikace modelu

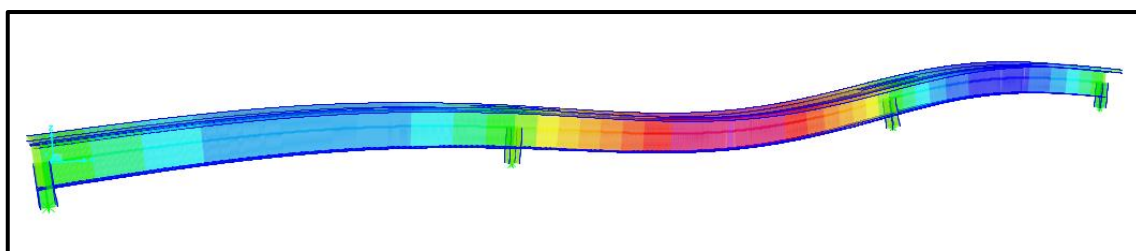
Identifikace modelu, jinými slovy ladění modelu změnami různých parametrů pro dosažení co největší shody s výsledky experimentu, bylo prováděno na základě porovnávání prvních tří frekvencí a příslušných tvarů pro svislé ohybové kmitání. Nebyla tedy snaha, aby všechny frekvence a jejich tvary (pro vodorovné kmitání, kroucení, apod.) splňovaly podmínky mezních odchylek. Důvodem byl fakt, že model byl následně využit pro zkoumání odezvy mostní konstrukce v podobě svislého zrychlení na přejezd svislého zatížení.

Při výpočtu modelu, který byl popsán v předešlé podkapitole a kde bylo uvažováno podepření podle dokumentace, bylo dosaženo těchto výsledků:

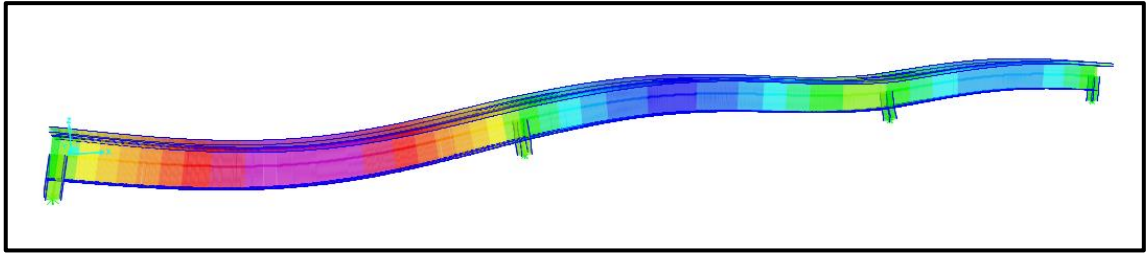
Tabulka 13: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (prvotní model)

Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,77	-24,9
4,82	3,95	-22,0
5,70	5,22	-9,2

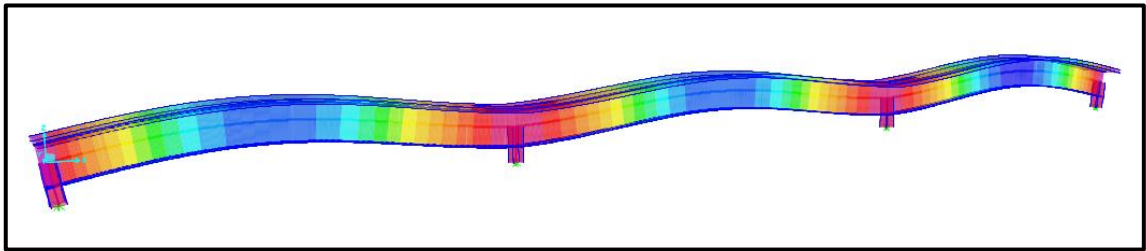
Z tabulky je možné vidět, že se změřené vlastní frekvence velmi liší od vypočtených. Ve všech jsou vypočtené nižší než změřené a model je tedy méně tuhý než je most ve skutečnosti. Vlastní tvary vypadají takto:



Obrázek 65: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 2,77 Hz



Obrázek 66: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,95 Hz



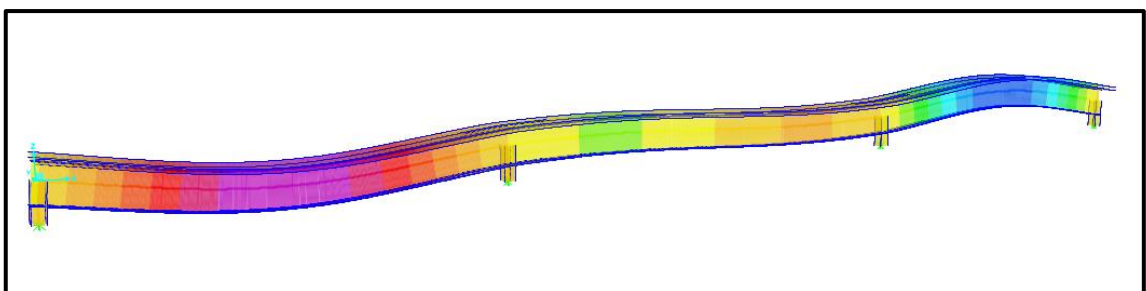
Obrázek 67: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,22 Hz

Charakter prvního a třetího tvaru odpovídá charakteru tvarů z dynamické zkoušky. Druhý tvar však má jiný počet uzlových bodů oproti tvaru změřenému při experimentu. Důvodem je s největší pravděpodobností skutečnost, že posuvná ložiska jsou pro dynamickou analýzu nevhodná. Díky nim se totiž model chová tak, že dochází při kmitání k viditelným posunům podpor. V reálu ale tento jev při kmitání zpravidla nenastává, a proto jsou posuvná ložiska při dynamických analýzách často brána jako pevná. Tato změna podepření byla realizována a výsledky je možné vidět v následující tabulce.

Tabulka 14: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pevná ložiska)

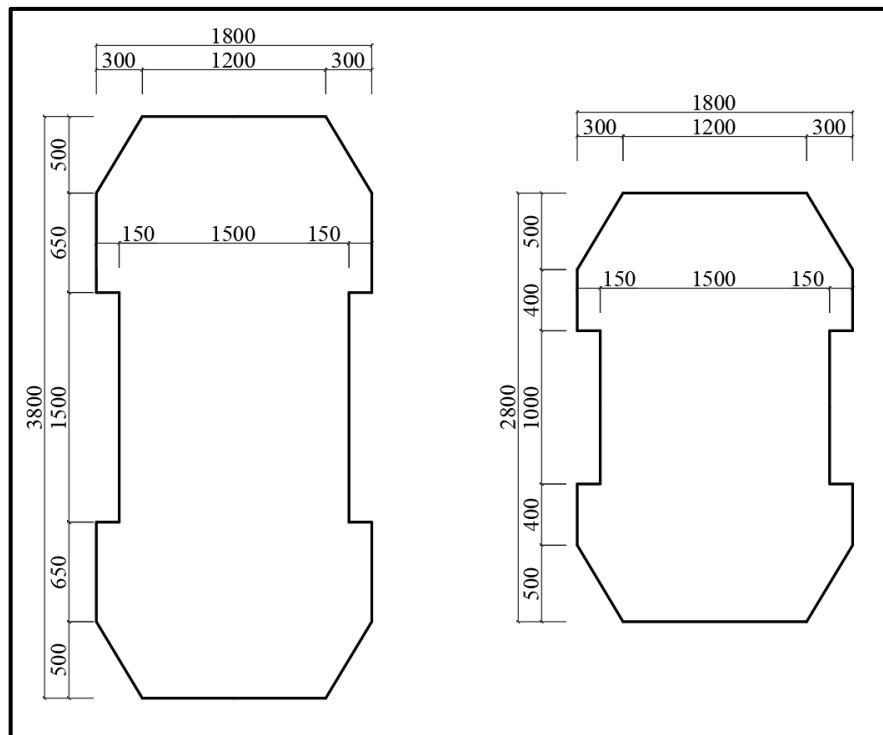
Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,77	3,76	8,0
4,82	3,95	5,11	5,7
5,70	5,22	5,56	-2,5

Vlastní frekvence v modelu s pevnými ložisky na všech podporách se oproti skutečnosti u 1. a 2. tvaru zvýšily a nedošlo k přiblížení ke skutečnosti. Konstrukce vykazovala v modelu větší tuhost, než kterou ve skutečnosti disponovala. Chybný průběh druhého vlastního tvaru byl ale touto změnou opraven.



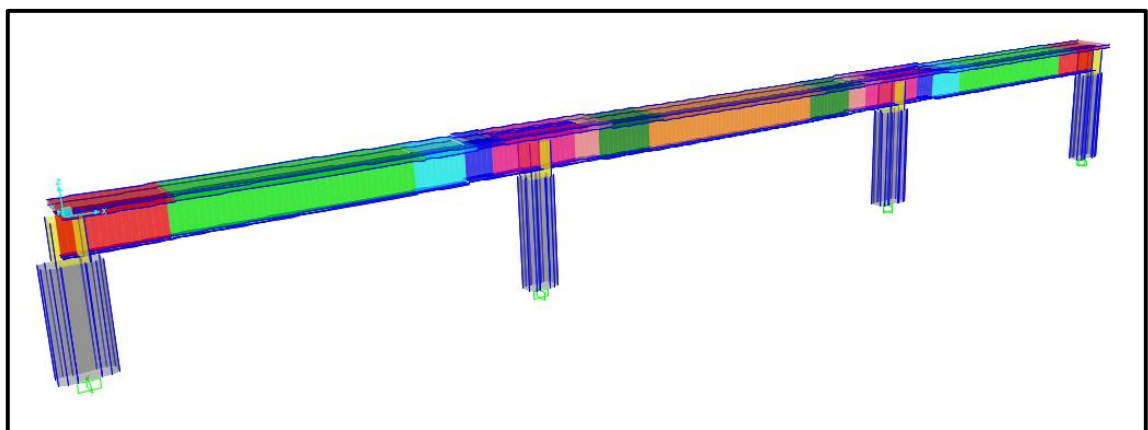
Obrázek 68: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,11 Hz

Nicméně tato změna modelu nepřinesla kýžené přiblížení vypočtených frekvencí ke změřeným. Proto bylo v identifikaci modelu pokračováno. Bylo rozhodnuto o zohlednění tuhosti pilířů. Z tohoto důvodu byly pilíře v programu domodelovány. Jejich různé výšky byly stanoveny podle projektové dokumentace jako vzdálenosti od ložiska k hornímu líci monolitického základu. Výška prvního pilíře P1 byla tedy 8,4 m, výška P2 10,1 m, dále výška P3 10,4 m a výška posledního pilíře P4 byla 10,9 m. Průřezy byly v programu vytvořeny také podle projektové dokumentace, jak je možné vidět na následujícím obrázku.



Obrázek 69: Geometrie pilířů podle projektové dokumentace

Vlevo je vykreslen průřez pro pilíře P1, P3 a P4 a vpravo průřez pro pilíř P2. U pilíře P3 je důvodem většího rozměru pevné ložisko, kdy je potřeba větší tuhost pilíře ve vodorovném směru pro zachycení vodorovných sil. U pilířů P1 a P4 je geometrie zvětšena kvůli umístění ložisek sousedních nosných konstrukcí (NK1 a NK3). Pilířům byl přidán materiál C 30/37 podle projektové dokumentace.



Obrázek 70: Pohled na extrudovaný model po dodání pilířů

Pilíře byly v patě vetknuty a nebyla zohledněna tuhost základu a základové půdy. V hlavě pilířů byly vytvořeny vnitřní klouby, které umožňovaly natočení v podélném směru, zachycovaly natočení v příčném směru a zamezovaly vzájemné svislé i vodorovné posunutí hlavního nosníku a pilíře. Průřezy fiktivních prutů zajišťující propojení nosníku a pilířů byly pro jistotu zvětšeny.

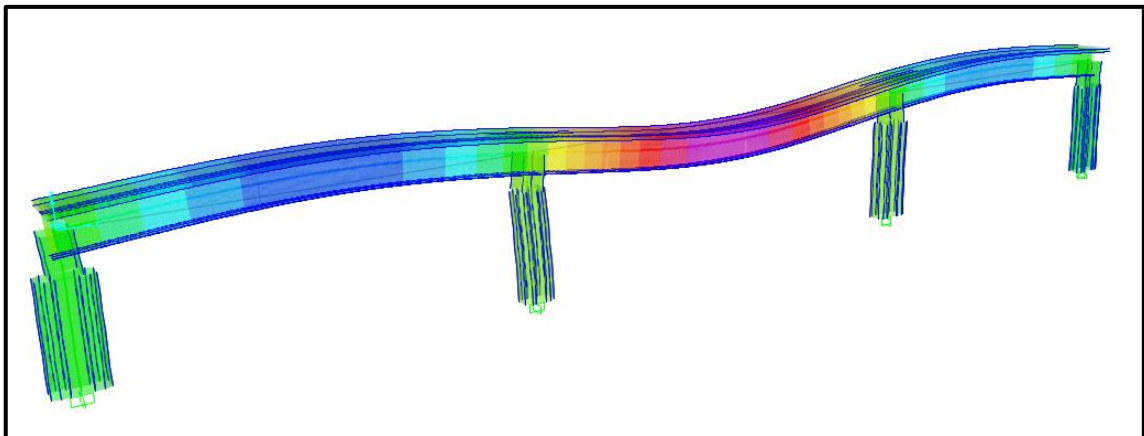
Pro takto upravený model vyšly vlastní frekvence podle následující tabulky.

Tabulka 15: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pilíře)

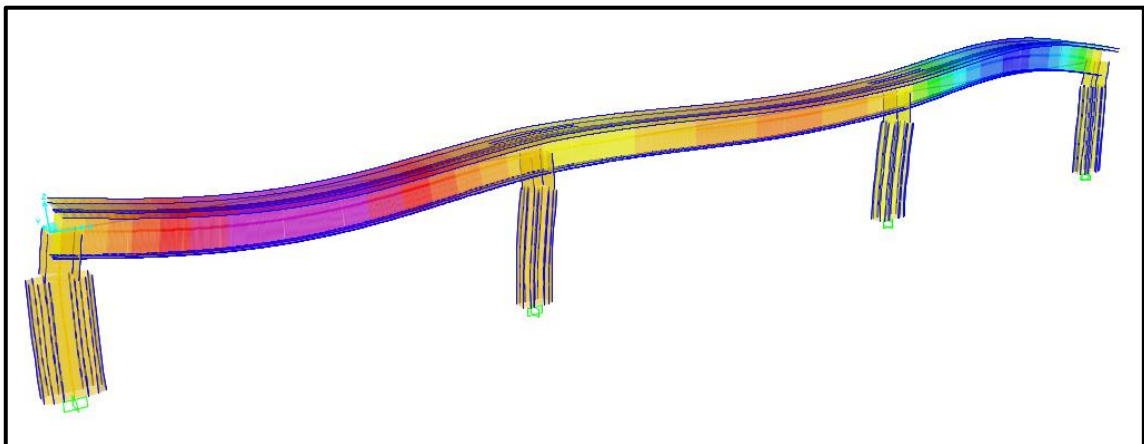
Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Pilíře [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,77	3,76	3,30	-4,8
4,82	3,95	5,11	4,42	-9,0
5,70	5,22	5,56	5,48	-4,0

Z tabulky je patrné, že díky přidání pilířů se odstoupilo od extrémů frekvencí při uvažování buď posuvných, nebo pevných ložisek a bylo dosaženo přiléhavějších výsledků. Ve vlastních tvarech svislého oběhového kmitání ke změně nedošlo, tedy jejich charakter a průběh zůstal zachován. Nicméně díky vodorovné tuhosti pilířů bylo umožněno kmitání mostu v modelu ve vodorovném příčném směru v souladu s tvary změřenými v rámci experimentu.

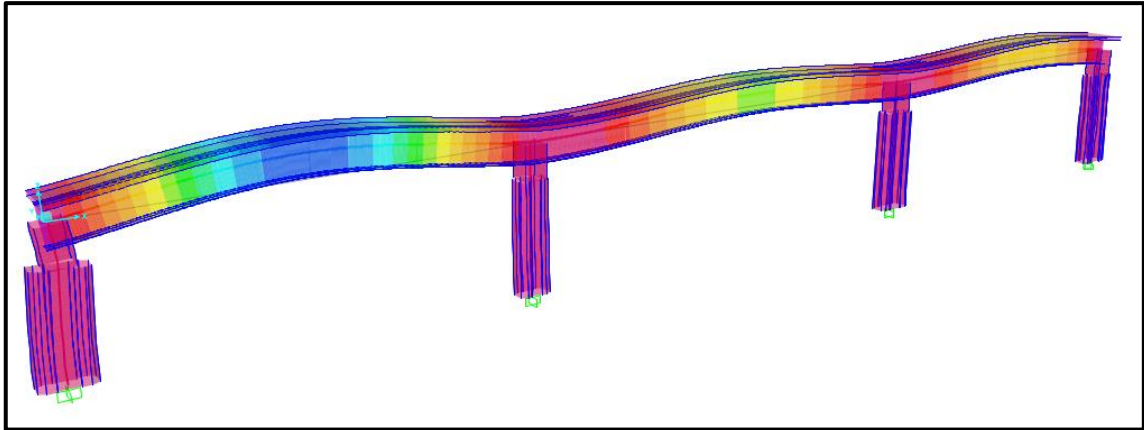
Na následujících obrázcích je jsou zobrazeny tvary svislého ohybového kmitání i se spolupůsobením pilířů:



Obrázek 71: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,30 Hz



Obrázek 72: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,42 Hz



Obrázek 73: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,48 Hz

Na základě doporučení vedoucího práce byl model dále upravován pomocí snížení objemové tíhy kolejového lože, která ve skutečnosti nedosahuje hodnoty 20 kN/m³, jež je obvykle využívána pro bezpečný návrh, nýbrž se pohybuje kolem hodnoty 17 kN/m³.

Tabulka 16: Stanovení celkové přídavné hmotnosti na běžný metr (po snížení objem tíhy kolej. lože)

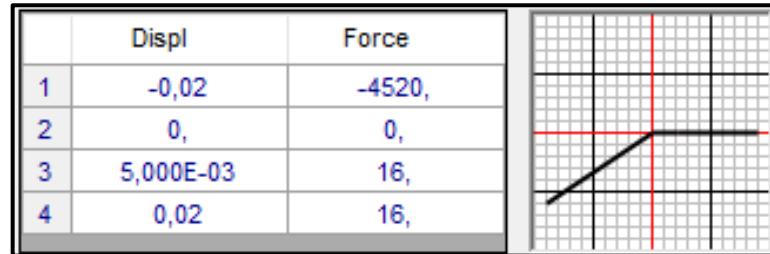
	plocha	objemová tíha	liniová tíha	hmotnost
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[t/m]
kolejové lože	2,869	17	48,768	4,877
ochranná asfalt vrstva 30 mm	0,150	23	3,450	0,345
římsa	0,235	25	5,878	0,588
kolejnice	-	-	1,200	0,120
přažce	-	-	4,800	0,480
zábradlí	-	-	0,500	0,050
CELKEM				6,460

Upravená hmota byla vložena do modelu. Cílem bylo snížit celkovou hmotu konstrukce s předpokladem, že dojde ke zvýšení vlastních frekvencí na základě obvyklých principů modální analýzy. V další tabulce je shrnut výsledek úpravy.

Tabulka 17: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (snížení hmoty)

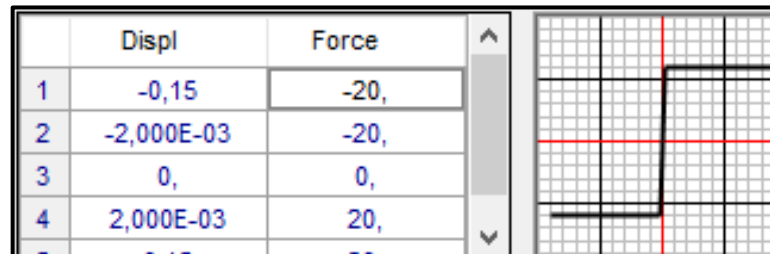
Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Pilíře [Hz]	Snížení hmoty [Hz]	chyba [%]
3,46	2,77	3,76	3,30	3,42	-1,2
4,82	3,95	5,11	4,42	4,58	-5,2
5,70	5,22	5,56	5,48	5,68	-0,4

Dále bylo rozhodnuto, že bude zohledněna interakce mostu a koleje, tedy že do modelu bude přidána kolej pomocí vazeb (linků). V programu byly nadefinovány nelineární linky. Pro svislou tuhost kolejového lože byl použit tento průběh tuhosti (dané posunutí v závislosti na velikosti síly) na základě předpisu Správy železnic [35]:



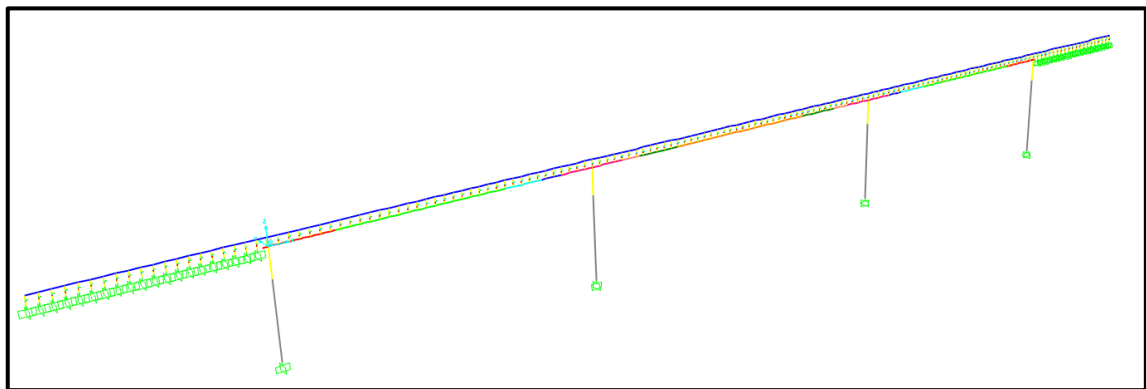
Obrázek 74: Průběh svislé tuhosti pro nelineární link

Pro vodorovnou tuhost, v případě prutového modelu v podélném směru, byl stanoven v souladu s normou [3] průběh tuhosti takto:



Obrázek 75: Průběh vodorovné tuhosti pro nelineární link

Jednotlivé nelineární linky byly v podélném směru umístěny v intervalu 1 m po celé délce mostu. Dále byly linky umístěny po 1 m i před a za most do vzdálenosti 20 m. Tyto linky situované mimo mostní konstrukci měly simulovat vzájemné spolupůsobení jednotlivých nosných konstrukcí (NK1, NK2, NK3) přes bezстыkovou kolej.



Obrázek 76: Vložení linků do modelu

Kolej byla zjednodušeně modelována jako dvě kolejnice přiřazené k sobě. Rozměry kolejnic podle definované geometrie kolejnice typu UIC 60 byly dodrženy. Jako materiál pro kolejnici byla zvolena ocel se smluvní mezí kluzu 528 MPa. Kolej byla z důvodu prutového modelu umístěna na osu hlavního nosníku, tedy bez skutečné excentricity.

Pro takto vytvořený model byl sestaven zatěžovací stav pro rychlost zatěžovací soupravy 200 km/h (podrobnější popis sestavování zatěžovacích stavů podle rychlostí bude v dalších podkapitolách práce). Byl proveden nelineární výpočet. V rámci hodnocení výsledků byly zkoumány posouvající síly na nelineárních linkách. Bylo zjištěno, že pro zatěžovací stav od vlastní tíhy i od přejezdu modelového vlaku rychlostí 200 km/h nebylo dosaženo takových vnitřních sil, aby se chování linků přesunulo z lineární větve na konstantní (plastickou) část křivky tuhosti linku. Z tohoto důvodu bylo možné konstatovat, že nelineární výpočet není nutný, celá konstrukce se chová pružně a nelineární linky byly změněny na lineární, u kterých byla zachována směrnice lineární části. Tato změna přispěla k nižší náročnosti výpočtu.

Nakonec byla ještě zohledněna tuhost kolejového lože. Do průřezu koleje byl v programu přidán centricky pod kolejnice ekvivalentní průřez kolejového lože s $E_{\text{def}} = 80 \text{ MPa}$. Této doplněné části reprezentující kolejové lože byla nastavena nulová objemová tíha, aby se hmota kolejového lože v modelu neduplikovala (byla již na začátku procesu zahrnuta do přídavné hmoty jako nespolutpůsobící prvek).

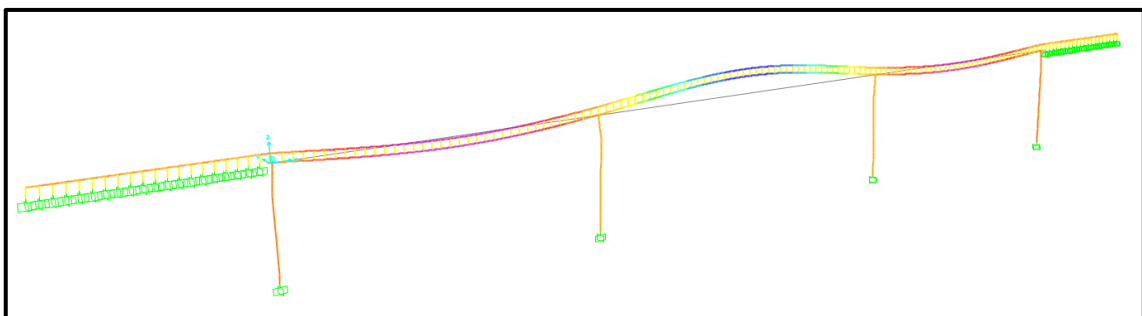
Tato finální úprava vedla k těmto výsledkům:

Tabulka 18: Porovnání vlastních frekvencí z modelu bez koleje a z modelu s kolejí

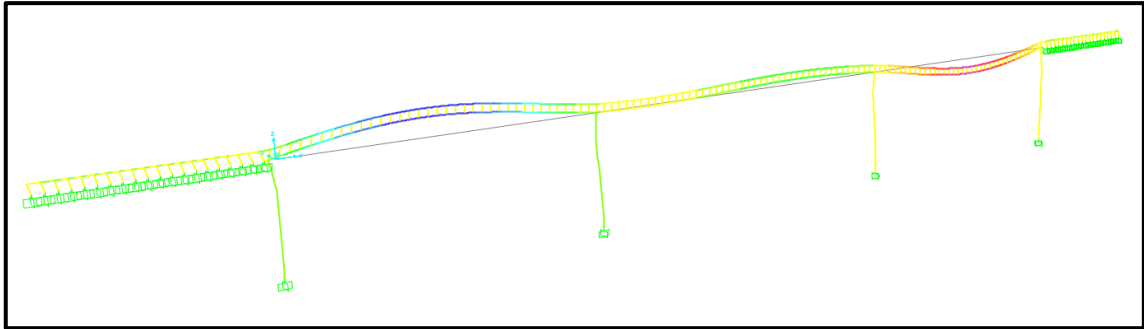
Změřené	Bez koleje	Chyba [%]	Kolej	Chyba [%]
3,46	3,42	-1,2	3,42	-1,2
4,82	4,58	-5,2	4,66	-3,4
5,70	5,68	-0,4	5,72	0,3

V tabulce je vidět vliv zohlednění koleje v modelu. U první vlastní frekvence nedošlo k žádné změně, ale u druhé a třetí lze sledovat ještě mírné zlepšení přesnosti modelu. Pokud by v linkách byly velké síly a výpočet by musel být nelineární, bylo by dobré zvažovat, jestli je potřebné přidávat kolej do modelu, ale z důvodu rychlosti lineárních výpočtů v programu byla kolej v modelu ponechána.

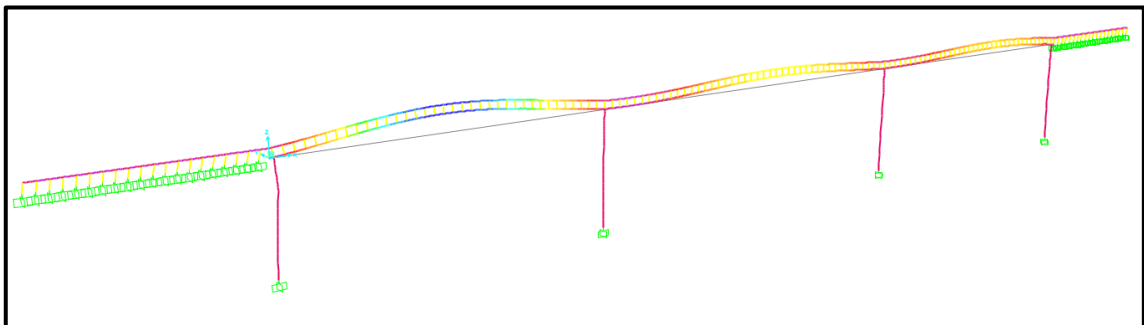
Průběh vlastních tvarů po namodelování koleje se nijak zásadně nezměnil a je zobrazen na následujících obrázcích:



Obrázek 77: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,42 Hz



Obrázek 78: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,66 Hz



Obrázek 79: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,72 Hz

Je možné konstatovat, že tvary velmi dobře odpovídají tvarům získaným z experimentu. Tvary se vzájemně shodují v charakteru, v uzlových bodech, ale také v amplitudách relativních deformací. Druhý vlastní tvar má vyšší amplitudy v krajních polích. Třetí vlastní tvar dosahuje nejvyšších relativních deformací v prvním poli a pak se amplitudy snižují.

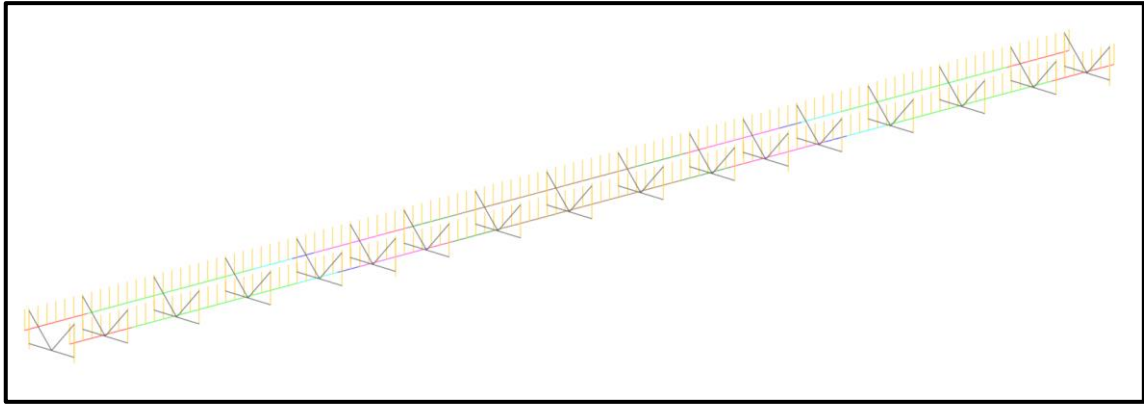
Výsledné modely po identifikaci budou v dalších podkapitolách využity rozděleně ve dvou stavech. Pro výpočty dynamické odezvy bude využit finální model bez zohlednění interakce koleje (model po úpravě objemové tíhy kolejového lože) a pak finální model s kolejí. Tím bude možné porovnávat odezvy v závislosti na tom, jestli byla modelována spolupůsobící kolej, či nikoli.

8.2 Deskostěnový model

Po dokončení zjednodušeného prutového modelu bylo pokračováno v modelování prostorového deskostěnového modelu. V některých částech vytváření tohoto modelu bylo postupováno shodně jako v případě modelu prutového. V některých dílčích postupech bylo možné lépe vystihnout skutečnost, tudíž se modelování zpřesnilo.

8.2.1 Popis modelu

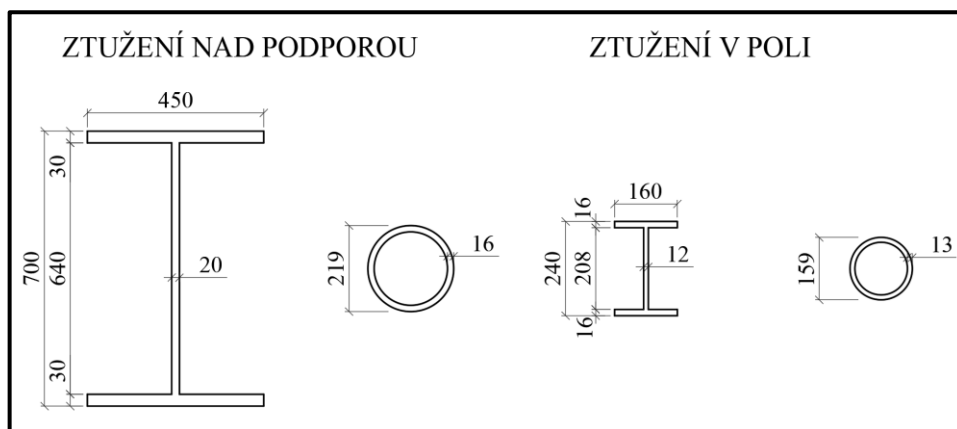
Jako u prutového modelu, byl na začátku postupu vytvořen geometrický podklad v programu Autocad.



Obrázek 80: Geometrický podklad pro numerický model

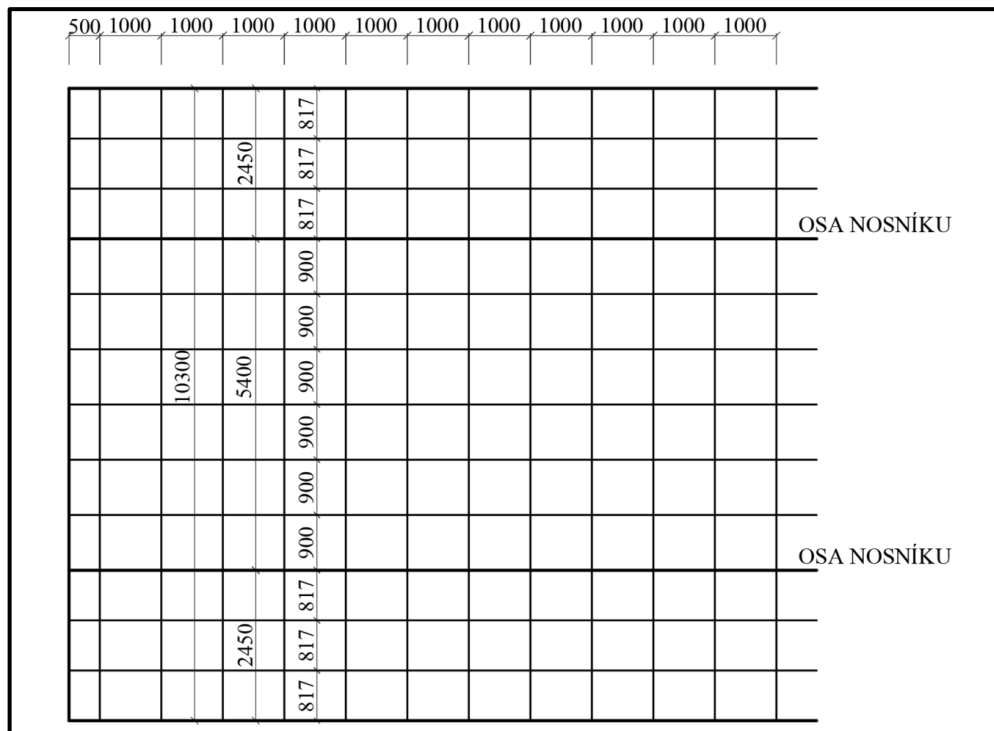
Oproti prutovému modelu se jedná o prostorový geometrický podklad. Na obrázku jsou barevně rozlišeny jednotlivé průřezy hlavních nosníků. Fiktivní pruty zajišťující propojení nosníku a podpor byly zachovány v souladu s prutovým modelem. Byly však doplněny další fiktivní pruty. První skupina dodatečných fiktivních prutů zajišťuje spolupůsobení železobetonové desky mostovky a hlavních nosníků. Jejich délka byla stanovena vzdáleností od těžišové osy nosníku do poloviny tloušťky desky, tedy 1,7725 m. V podélném směru mostu byly tyto fiktivní pruty rozmístěny po 1 m, pouze na krajích NK byl zvolen interval 0,5 m. Druhou skupinou fiktivních prutů jsou pak ty, co zajišťují spolupůsobení hlavních nosníků s příčnými ztužidly, která jsou v podkladu zobrazena šedivou barvou. Diagonály ztužení jsou zjednodušeně (v souladu se zjednodušením z projektové dokumentace) nahoře ukotveny do těžiště desky mostovky. U příčlí je pak zachována jejich svislá excentricita tak, aby dolní hrana lícovala s dolní hranou hlavního nosníku, jak je tomu ve skutečnosti.

Tento geometrický podklad byl naimportován do programu CSI Bridge a jednotlivým prutům byly vytvořeny dané průřezy podobně jako u prutového modelu. Průřezy pro ztužení se podle projektové dokumentace na základě polohy ztužení dělily na průřezy pro nadpodporovou část a na průřezy v poli. Tyto průřezy se lišily jak v geometrii diagonál (trubky), tak v geometrii příčle (I profily). V modelu nebyla zohledněna celá výztužná diafragmata ale pouze dolní příčle a diagonály.



Obrázek 81: Průřezy ztužujících prvků

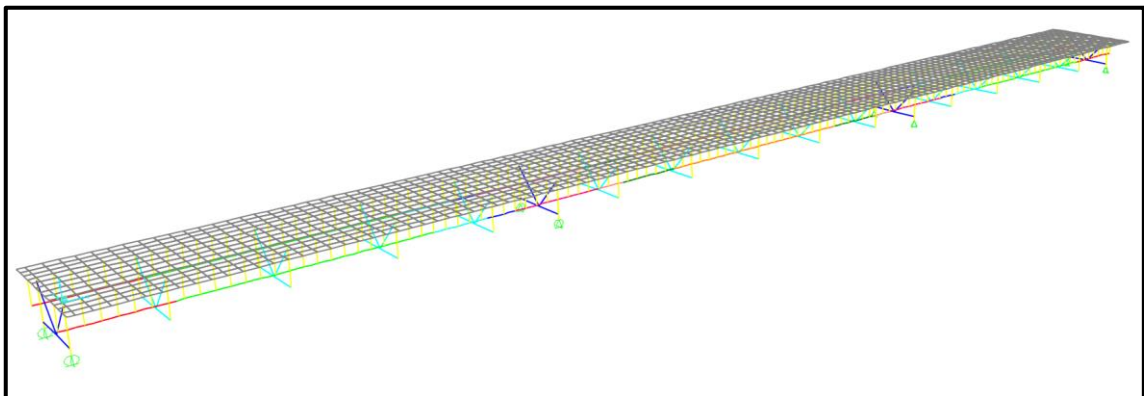
Následně byla v programu vytvořena železobetonová deska jako deskostěna. Rozdělení desky na jednotlivé plošné prvky bylo provedeno tak, aby v podélném směru měly prvky délku 1 m (stejně jako vzdálenost fiktivních prutů). V příčném směru byly délky stanoveny podle vzdálenosti hlavních nosníků a délky konzol. Dělení na prvky v příčném směru bylo s ohledem na snahu o dodržení zhruba čtvercových rozměrů prvků.



Obrázek 82: Vytvořená síť plošných prvků pro modelování železobetonové mostovky

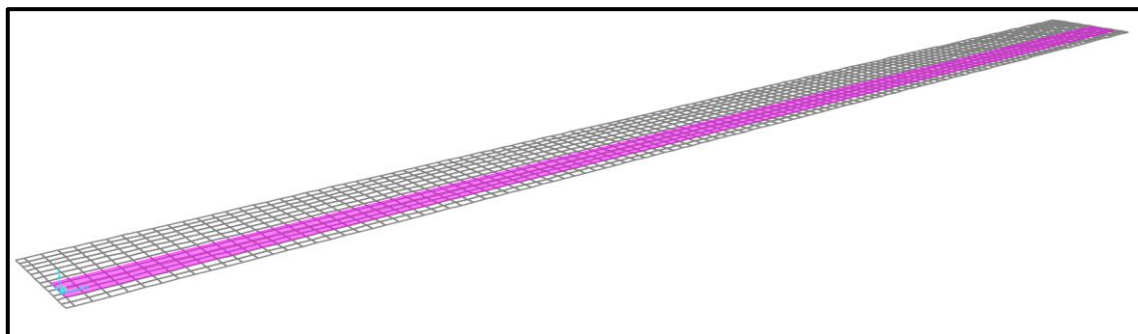
Díky zachování hranice plošných prvků přesně v ose hlavních nosníků bylo docíleno spolupůsobení desky mostovky s hlavními nosníky přes fiktivní pruty. Všem prvkům byl přiřazen materiál a tloušťka 0,38 m, která byla stanovena vydělením celkové plochy desky v příčném směru (změřené v programu Autocad) šířkou desky 10,3 m.

Podpěření konstrukce v deskostěnovém modelu bylo definováno analogicky jako u modelu prutového. Na pilířích P1, P3 a P4 byla umístěna podélně posuvná ložiska. Konstrukce byla v případě pilíře P2 uložena na pevné ložisko. Dle dokumentace byla všechna využitá ložiska příčně neposuvná.



Obrázek 83: Pohled na finální model

Dráha pro přejezd modelových vlaků byla z důvodu velkého poloměru oblouků napříměna, a to i kvůli zanedbání půdorysného zakřivení hlavních nosníků a celé nosné konstrukce v modelu. Excentricita koleje vůči hlavnímu nosníku je podle projektové dokumentace konstantní o hodnotě 0,7 m. S touto excentricitou byla vytvořena dráha pro vozidla. Ve svislém směru byla dráha umístěna do místa napojení fiktivních prutů na desku mostovky.

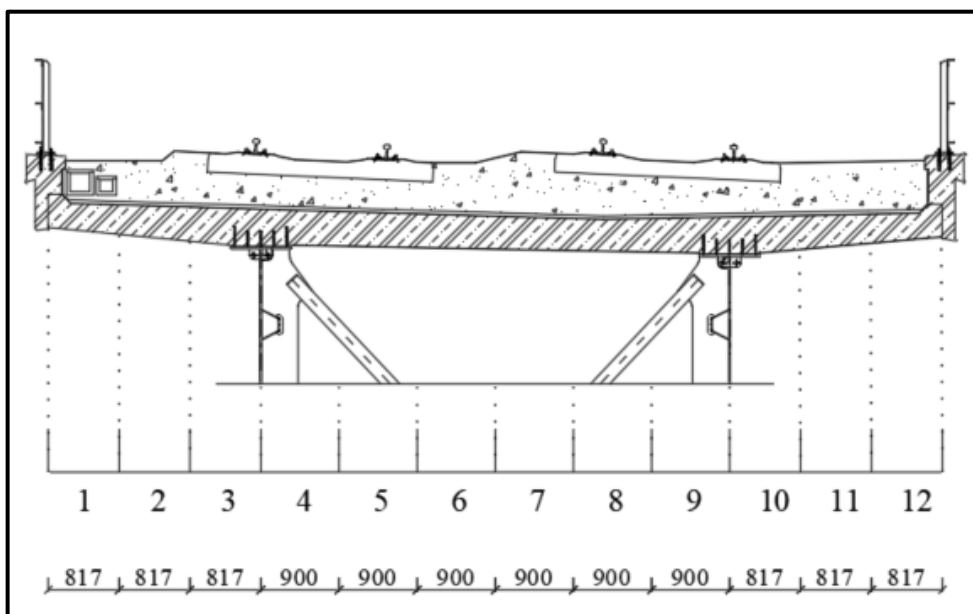


Obrázek 84: Umístění dráhy vozidel

8.2.2 Rozbor zatížení

Stejně jako u prutového modelu, program vlastní tíhu nosné konstrukce automaticky zahrnuje do výpočtu na základě stanovených geometrií a objemových tíh. Jako ostatní stálé zatížení byly brány stejné části mostu jako u prutového modelu.

Ostatní stálé zatížení bylo v případě deskostěnového modelu nutné pro aplikování v modelu rozpočítat na přídavné hmoty připadající jednotlivým plošným prvkům. Z tohoto důvodu byl příčný řez mostu rozdělen na části podle dělení příčného řezu na plošné prvky v modelu.



Obrázek 85: Rozdělení konstrukce na dílce

Následně byly v programu Autocad změřeny v příčném řezu mostu celkové plochy kolejového lože, asphaltové ochranné vrstvy, pravé a levé římsy. Tyto plochy byly pak vyděleny počtem dílců, na kterých se v příčném řezu nacházejí.

Tabulka 19: Přepočítání ploch na jeden díl

část konstrukce	Celková plocha	počet dílců	plocha 1 dílce
	[m ²]	[ks]	[m ²]
kolejové lože	6,184	11	0,562
ochranná asfaltová vrstva	0,309	12	0,026
levá římsa	0,235	1	0,235
pravá římsa	0,272	1	0,272

Kolejové lože bylo rozpočítáno na 11 dílců tak, že na dílec 1 a dílec 12 (krajní dílce) byla přidána polovina plochy kolejového lože připadající jednomu dílci.

Objemové tíhy jednotlivých materiálů byly brány se shodnými hodnotami jako u prutového modelu.

Tabulka 20: Uvažované části mostu a jejich tíhy

kolejové lože	20	kN/m ³
ochranná asfalt vrstva 30 mm	23	kN/m ³
římsa	25	kN/m ³
kolejnice 2x	1,2	kN/m
pražce	4,8	kN/m
zábradlí	0,5	kN/m

Déle bylo postupováno tak, že na základě příčného řezu mostu bylo stanoveno, jaké všechno zatížení připadá na daný dílec. S využitím tabulek s plochami na 1 dílec a s objemovými tíhami materiálů byla dopočítána přídatná hmota připadající na jednotlivé dílce. V následující tabulce je ukázáno sestavení tabulky pro dílce 3,5,8 a 10. Zatížení od pražců je zjednodušeně rozděleno na třetiny mezi tři dílce, zatížení na jeden dílec tedy pak vychází 1,6 kN/m.

Tabulka 21: Příklad vyčíslení celkové přídatné hmoty na dílec

Díl 3,5,8,10	plocha	zatěž. délka	objemová/liniová tíha	tíha	hmotnost
	[m ²]	[m]	[kN/m ³]/[kN/m]	[kN]	[t]
kolejové lože	0,562	1,000	20,00	11,244	1,124
ochranná asfaltová vrstva	0,026	1,000	22,00	0,567	0,057
pražce		1,000	1,60	1,600	0,160
kolejnice	-	1,000	0,60	0,600	0,060
Celková hmotnost					1,401

Takovým způsobem byly stanoveny přídatné hmotnosti pro jednotlivé dílce. Krajním dílcům se zatěžovací délkou 0,5 m pak byly jednoduše dopočteny příslušné hmoty vydělením původních hmot dvěma.

Tabulka 22: Vyčíslení přídatných hmot

Mezilehlé dílce		Krajní dílce	
Dílec	hmotnost [t]	Dílec	hmotnost [t]
1	1,257	1	0,628
2	1,181	2	0,591
3	1,401	3	0,701
4	1,341	4	0,671
5	1,401	5	0,701
6	1,181	6	0,591
7	1,181	7	0,591
8	1,401	8	0,701
9	1,341	9	0,671
10	1,401	10	0,701
11	1,181	11	0,591
12	1,292	12	0,646

Tyto hodnoty přídatných hmot byly následně vneseny do numerického modelu po celé délce železobetonové desky mostovky. První a poslední řada plošných prvků o poloviční zatěžovací délce byla zatížena polovinou hmoty připadající na jednotlivý dílec se zatěžovací délkou 1 m.

Zatížení dopravou u deskostěnového modelu bylo oproti prutovému jednodušší z důvodu, že nebylo nutné redukovat nápravová zatížení na základě příčného roznosu zatížení na hlavní nosníky.

Tabulka 23: Nápravové síly zatěžovací soupravy

Lokomotiva Siemens Vectron		
celková hmotnost	90	t
na 1 nápravu	225	kN
Vůz Bmz 226		
celková hmotnost	48	t
na 1 nápravu	120	kN
Vůz WRmz 817		
celková hmotnost	50	t
na 1 nápravu	125	kN

Zatímco u prutového modelu byly nápravové síly prezentovány v příčném směru jen jednou celkovou silou, nápravové síly u tohoto modelu byly v příčném směru definovány dvojicí sil (ve skutečnosti roznos nápravových sil na dvě kola vozu), protože v modelu bylo možné zatěžovat železobetonovou desku v kterémkoliv místě příčného řezu.

8.2.3 Identifikace modelu

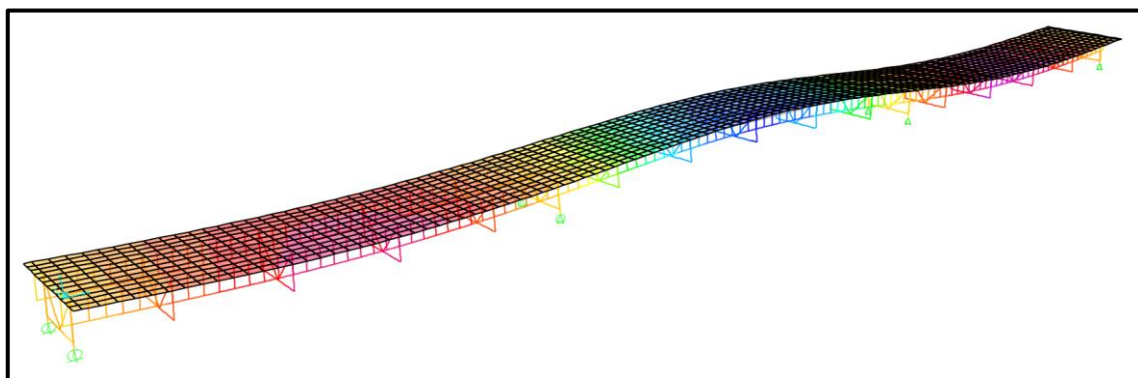
Identifikace deskostěnového modelu probíhala na základě zkušeností z modelu prutového. Jednotlivé kroky byly tedy vykonávány velmi podobným způsobem. Odlišnosti budou popsány. Bylo shodným způsobem postupováno tak, aby se při ladění modelu k sobě přibližovaly změřené a vypočtené vlastní frekvence pro svislé ohybové kmitání.

Začátkem identifikace byl výpočet prvotního modelu, který byl popsán v předchozí podkapitole a jež byl vytvořen v souladu s dokumentací. Výsledné frekvence jsou k dispozici v následující tabulce:

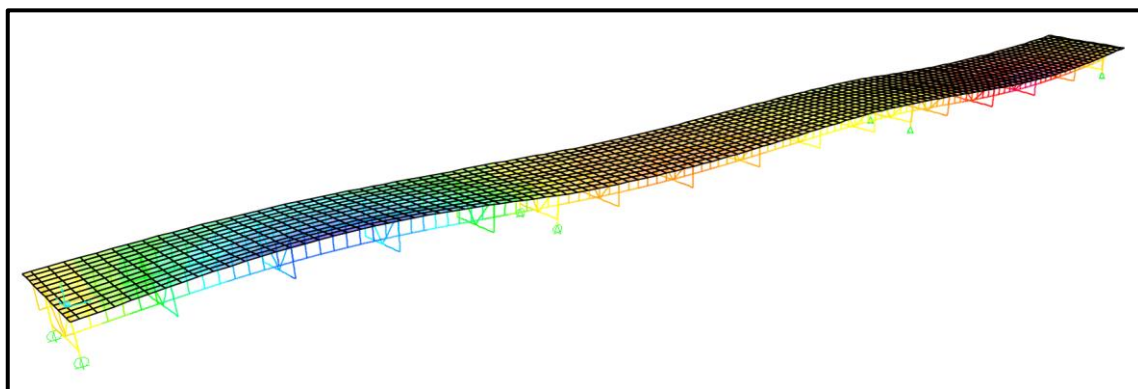
Tabulka 24: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (prvotní model)

Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,70	-28,1
4,82	4,02	-19,9
5,70	5,08	-12,2

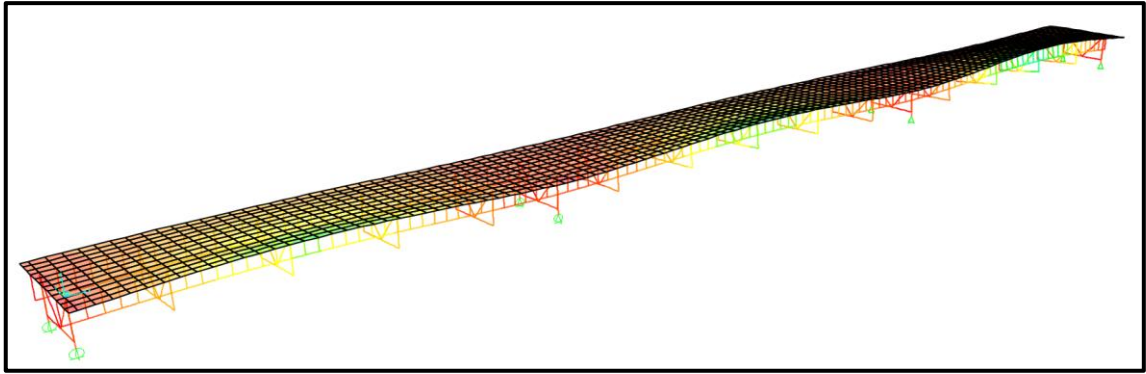
Výsledky byly v souladu s předpokladem, že znovu vypočtené vlastní frekvence budou nižší než vlastní frekvence vyhodnocené z experimentu. První tři vlastní tvary svislého ohybového kmitání mostu pro takto sestavený model vypadají podle následujících obrázků:



Obrázek 86: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 2,70 Hz



Obrázek 87: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,02 Hz



Obrázek 88: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,08 Hz

Ve všech třech případech se tvary prvotního modelu shodují s tvary určenými z experimentu. Zde je tedy rozdíl oproti prutovému modelu, kde se charakter druhého tvaru pro prvotní model a pro realitu podle experimentu lišil.

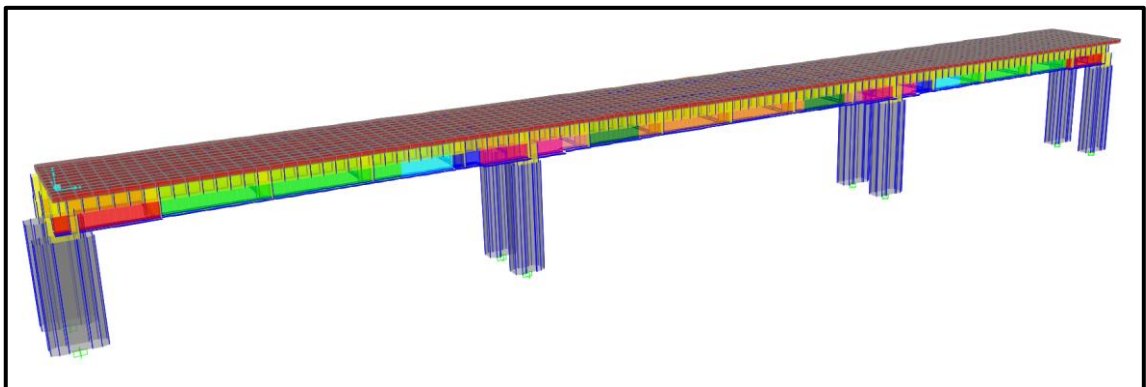
Dalším krokem identifikace byla změna podepření, kdy podélně posuvná ložiska byla nahrazena pevnými.

Tabulka 25: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pevná ložiska)

Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,70	4,35	20,5
4,82	4,02	5,76	16,3
5,70	5,08	5,97	4,5

Jako u prutového modelu, nasazení pevných ložisek překlopilo hodnoty vypočtených vlastních frekvencí do opačného extrému a k přiblížení frekvencí nedošlo. Kladné chyby (odchylky) extrémů byly dokonce oproti prutovému modelu podstatně vyšší.

Proto bylo dále postupováno zohledněním tuhosti pilířů. Pilíře byly se stejnou geometrií, se stejnými materiálovými vlastnostmi a stejným řešením uložení jako u prutového modelu vloženy do míst všech ložisek.



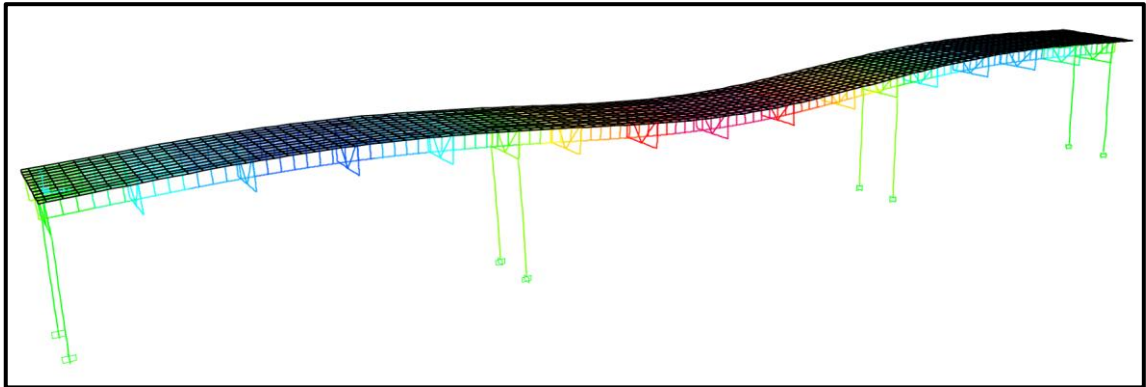
Obrázek 89: Pohled na extrudovaný model po dodání pilířů

Model se zohlednění tuhosti pilířů vedl k výsledným frekvencím, které jsou shrnuty v tabulce:

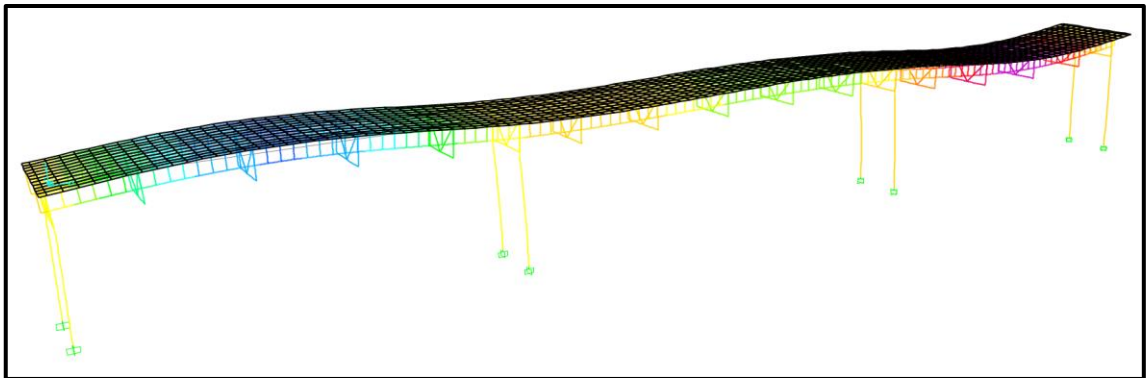
Tabulka 26: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pilíře)

Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Pilíře [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,70	4,35	3,13	-10,5
4,82	4,02	5,76	4,34	-11,1
5,70	5,08	5,97	5,46	-4,4

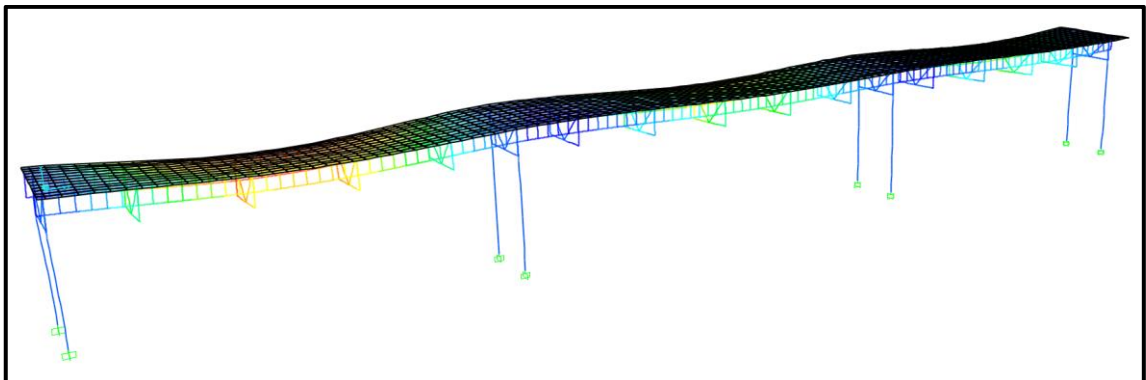
Pro úplnost jsou dále přidány i vlastní tvary, kde je možné sledovat zahrnutí pilířů do kmitání.



Obrázek 90: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,13 Hz



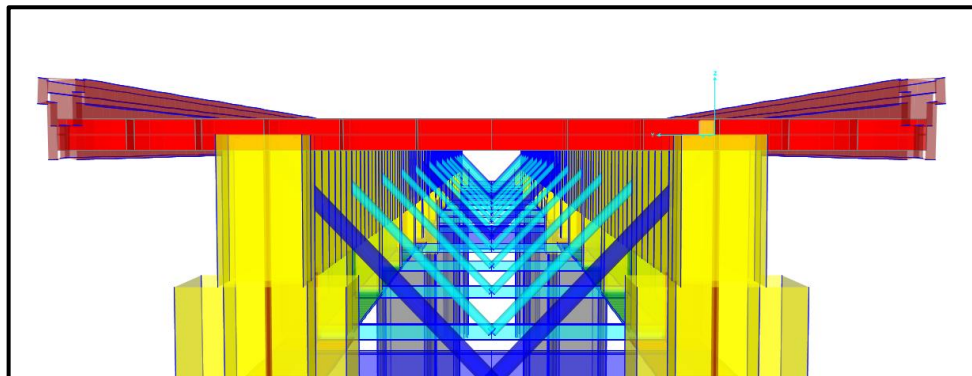
Obrázek 91: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,34 Hz



Obrázek 92: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,46 Hz

Dále byl proti prutovému modelu vyzkoušen efekt spolupůsobení betonových říms, které jsou ve skutečnosti připojeny k hlavní nosné konstrukci, a tudíž i ony se nějakým způsobem podílejí

na výsledné tuhosti konstrukce. Do programu byly tedy naimportovány průřezy říms. Byl jim přiřazen materiál o tuhosti betonu C 30/37. Vlastní tíha materiálu byla ale nulová, protože hmota říms byla v modelu zohledněna již dříve. Římsy byly do modelu umístěny jako prutové prvky na jejich skutečné pozice pomocí excentricity vůči vnějším hranám krajních plošných prvků desky.



Obrázek 93: Přidání spolupůsobících říms do modelu

Díky zapojení železobetonových říms do tuhosti konstrukce došlo ke zvýšení vlastních frekvencí a výsledné vlastní frekvence se přiblížily ke skutečným z experimentu. Charakter tvarů svislého ohybového kmitání se nijak podstatně nezměnil.

Tabulka 27: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (spolupůsobení říms)

Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Pilíře [Hz]	Římsy [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,70	4,35	3,13	3,21	-7,8
4,82	4,02	5,76	4,34	4,43	-8,8
5,70	5,08	5,97	5,46	5,62	-1,4

Dalším krokem při identifikaci bylo stejně jako u prutového modelu snížení objemové tíhy kolejového lože z 20 kN/m³ na 17 kN/m³. Byly proto upraveny tabulky s přidavnými hmotami.

Tabulka 28 Vyčíslení přidavných hmot po snížení objemové tíhy kolejového lože

Mezilehlé dílce		Krajní dílce	
Dílec	hmotnost [t]	Dílec	hmotnost [t]
1	1,172	1	0,586
2	1,012	2	0,506
3	1,232	3	0,616
4	1,172	4	0,586
5	1,232	5	0,616
6	1,012	6	0,506
7	1,012	7	0,506
8	1,232	8	0,616
9	1,172	9	0,586
10	1,232	10	0,616
11	1,012	11	0,506
12	1,208	12	0,604

Tabulka 29: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (snížení hmoty)

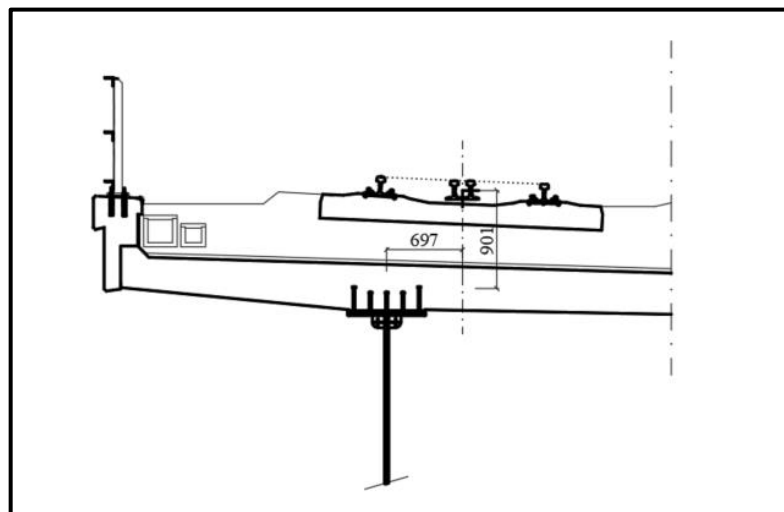
Změřené [Hz]	Prvotní model [Hz]	Pevná ložiska [Hz]	Pilíře [Hz]	Římsy [Hz]	Snížení hmoty [Hz]	Chyba [%]
3,46	2,70	4,35	3,13	3,21	3,32	-4,2
4,82	4,02	5,76	4,34	4,43	4,57	-5,5
5,70	5,08	5,97	5,46	5,62	5,80	1,7

Tyto vlastní frekvence byly brány jako výsledné pro model bez zahrnutí interakce koleje. Dále je zobrazena výsledná zkrácená tabulka:

Tabulka 30: Stanovení chyby pro finální frekvence pro model bez koleje

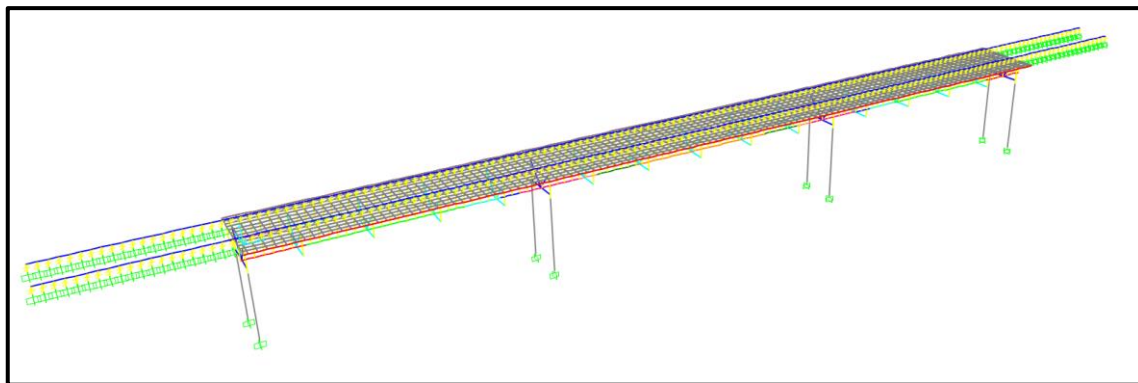
Změřené [Hz]	Bez koleje [Hz]	Chyba [%]
3,46	3,32	-4,2
4,82	4,57	-5,5
5,70	5,80	1,7

Následně byl vytvořen model, který zohledňuje spolupůsobení koleje a kolejového lože. Podobným způsobem jako u prutového modelu, byl ke konstrukci přidán zjednodušený průřez koleje pomocí linků jak na mostě tak 20 m před a za mostem. Byly modelovány obě koleje. Byla stanovena jejich poloha vůči hlavním nosníkům.



Obrázek 94: Poloha koleje vůči hlavnímu nosníku

Délka linků byla zaokrouhlena na 0,9 m a koleje byly do modelu vloženy s excentricitou 0,7 m směrem od svislých os hlavních nosníků k ose mostu. Průběhy odporu kolejového lože v závislosti na síle (tuhosti nelineárních linků) byly použity shodně jako u prutového modelu. Oproti prutovému modelu, kde byl pohyb linku v příčném směru fixován, byla pro příčný vodorovný směr zjednodušeně využita stejná funkce jako pro podélný vodorovný směr.



Obrázek 95: Vložení linků a koleje do modelu

Byl proveden nelineární výpočet a byl splněn předpoklad daný prutovým model. Posouvající síly linků (vnitřní síly ve vodorovném směru) nedosahovaly při daných zatěžovacích stavech takových hodnot, aby se aktivovalo nelineární chování ve funkcích linků. Proto bylo možné nelineární linky změnit na lineární. To vedlo k výraznému snížení časové náročnosti výpočtu. Do průřezu koleje bylo dále doplněno stejným způsobem jako u prutového modelu kolejové lože, které přispívalo pouze svou tuhostí k tuhosti průřezu koleje.

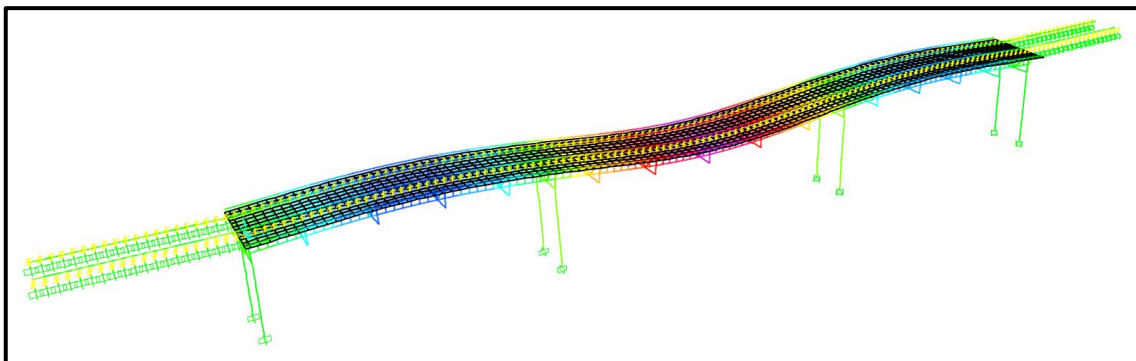
Přidání koleje takovýmto způsobem vedlo k nepatrnému přiblížení vypočtených vlastních frekvencí:

Tabulka 31: Porovnání vlastních frekvencí z modelu bez koleje a z modelu s kolejí

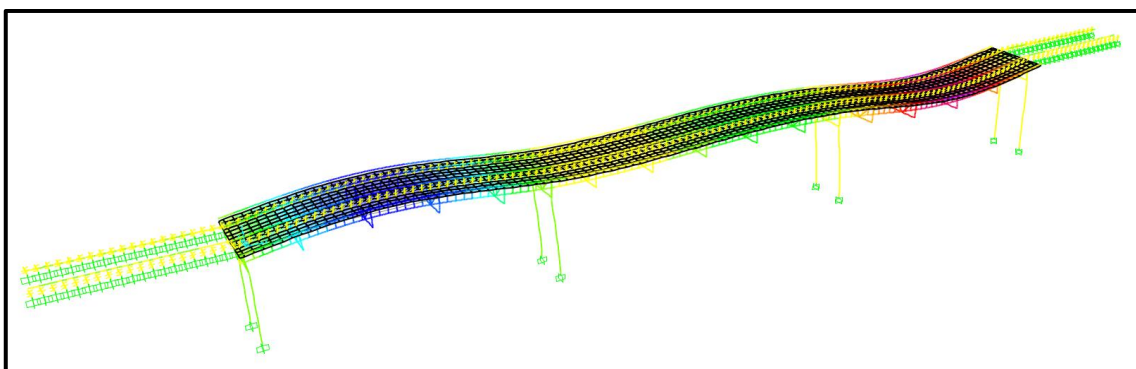
Změřené	bez koleje	chyba [%]	kolej	chyba [%]
3,46	3,32	-4,2	3,33	-3,9
4,82	4,57	-5,5	4,66	-3,4
5,70	5,80	1,7	5,85	2,6

Z tabulky je patrné, že zlepšení frekvencí proběhlo pouze u prvního a druhého vlastního tvaru. U třetího tvaru došlo k oddálení od reality. Třetí vlastní frekvence od fáze identifikace, kdy byla snížena hmota, byla vždy vyšší než změřená třetí vlastní frekvence. Důvodem by mohl být fakt, že průběh třetího vlastního tvaru má nejvyšší křivost nad podporami, zatímco u prvního a druhého tvaru jsou v místě podpor inflexní body. Díky velké křivosti může mít konstrukce kvůli potrhání betonu nad podporou nižší tuhost. Tento jev ale v modelu zohledněn není.

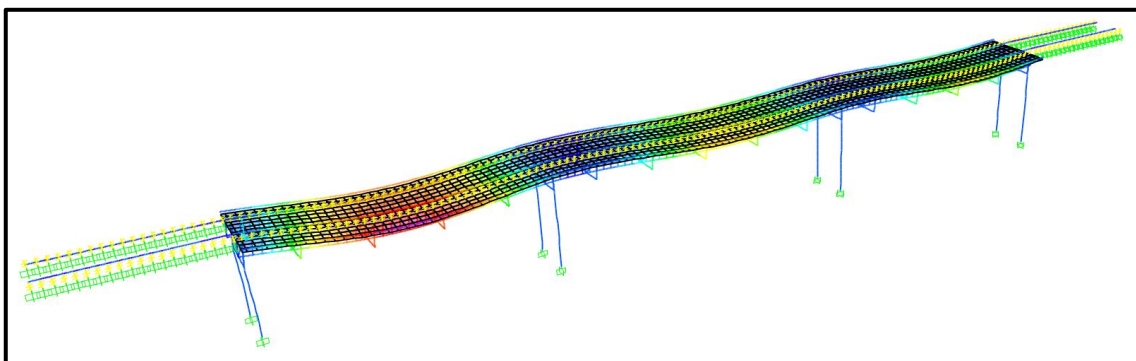
Dále je ukázán průběh vlastních tvarů pro model s kolejí, aby bylo dokázáno, že charakter tvarů byl i po zohlednění interakce zachován.



Obrázek 96: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,33 Hz



Obrázek 97: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,66 Hz



Obrázek 98: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,85 Hz

8.3 Stanovení zatěžovacích stavů

Zatěžovací stavy byly vytvářeny stejným způsobem pro oba představené typy modelu, tedy jak pro prutový, tak pro deskostěnový. Oba modely byly zatěžovány stejnou zatěžovací soupravou na základě dynamické zatěžovací zkoušky. Jednotlivé zatěžovací stavy byly definovány podle rychlosti přejezdu mostu zatěžovací soupravou. Prověřování odezvy konstrukce na dynamické zatížení různě rychle jedoucím vlakem je důležité z toho důvodu, že při určité konkrétní rychlosti by se mohla budící frekvence pohybujícího se vlaku přiblížit k vlastní frekvenci mostu. Tím by mohlo nastat rezonanční chování, které by vedlo k vyšším hodnotám zrychlení či průhybů při kmitání konstrukce.

Při sestavování zatěžovacích stavů podle rychlosti byly využity změřené rychlosti z dynamické zatěžovací zkoušky. Tyto stavy byly ještě doplněny o další stavy s vyššími rychlostmi pro prověření chování konstrukce při rychlostech vlaku do 300 km/h. Norma udává,

že v rámci dynamické analýzy je zapotřebí prověřit chování konstrukce pro rychlost až 1,2x vyšší než je maximální traťová rychlost [3]. V případě tohoto mostu je maximální rychlost (podle zkoušky) stanovená na hodnotu 200 km/h. 1,2násobek této rychlosti pak činí 240 km/h. Jako maximální zkoumaná rychlost přejezdu vlaku však byla zvolena rychlost 300 km/h z důvodu, že bylo zajímavé zkoumat chování takovéto typické konstrukce, která možná bude v určitých modifikacích využívána při projektování vysokorychlostních tratí.

V následující tabulce jsou shrnuty všechny zatěžovací stavy definované rychlostmi přejezdů. Všechny tyto stavy budou následně ve všech typech modelů použity.

Tabulka 32: Stanovení zatěžovacích stavů podle rychlosti

Zatěžovací stav	rychlost vlaku [km/h]	rychlost vlaku [m/s]
ZS1	4,8	1,33
ZS2	80,6	22,39
ZS3	100,7	27,97
ZS4	120	33,33
ZS5	161,7	44,92
ZS6	172,9	48,03
ZS7	195,5	54,31
ZS8	182,8	50,78
ZS9	179,9	49,97
ZS10	191,3	53,14
ZS11	200,3	55,64
ZS12	200,2	55,61
ZS13	220	61,11
ZS14	240	66,67
ZS15	260	72,22
ZS16	280	77,78
ZS17	300	83,33

Zatěžovací stavy ZS1 až ZS12 reprezentují stavy dané dynamickou zkouškou zatěžovací. Hodnoty jejich rychlostí jsou brány na základě skutečných rychlostí zatěžovací soupravy, které byly v rámci experimentu měřeny pomocí GPS lokátoru a které se nepatrně odchylovaly od plánovaných rychlostí daných programem zkoušky. Výsledky pro tyto zatěžovací stavy budou v rámci vyhodnocování modelů porovnávány s výsledky naměřenými při zatěžovací zkoušce. Zatěžovací stavy ZS13 až ZS17 jsou pak doplněné stavy pro zkoumání účinků vyšších rychlostí na konstrukci, které nebude možné nijak porovnávat s experimentem, kde nejvyšší rychlost vlaku byla zhruba 200 km/h.

8.4 Specifikace výpočtu dynamické analýzy v programu

V programu CSI Bridge byla pro výpočet dynamické odezvy na přejezdy vlaků využita možnost Time History. Řešení výpočtu bylo provedeno pomocí modální analýzy, tedy rozkladem do vlastních tvarů. Tento způsob řešení je obecně rychlejší. Hlavním důvodem, proč byl ale využit tento způsob řešení, je možnost přiřazování hodnot poměrného útlumu jednotlivým vlastním tvarům, resp. vlastním frekvencím. Hodnoty útlumu ze zatěžovacích zkoušek byly stanovovány pro jednotlivé vlastní frekvence a jím příslušné vlastní tvary. Všechny tyto hodnoty budou využity pro výpočet. Pokud by se postupovalo při výpočtu přímou integrací pohybových rovnic, bylo by možné využít pouze jednu hodnotu poměrného útlumu. Modální analýza tedy umožňuje lepším způsobem postihnout reálné dynamické chování dané konstrukce s rozdílným poměrným útlumem pro jednotlivé vlastní frekvence.

Pro modální analýzu je zásadní určit softwaru počet vlastních tvarů, které se budou podílet na odezvě konstrukce na dynamické zatížení. Bylo tedy nutné provést analýzu vlivu vyšších vlastních tvarů na výsledná zrychlení konstrukce při přejezdech vlaků. Tato analýza byla provedena zvlášť pro prutový a zvlášť pro deskostěnový model. Pro prutový model bylo postupováno v souladu s normou [34], kdy je nutné při výpočtu špičkových hodnot zrychlení uvážit frekvence až do 30 Hz. Bylo zjištěno, že pro 26. vlastní tvar je tato podmínka splněna. Pro výpočet byl tedy určen počet 26 podílejících se vlastních tvarů. U deskostěnového modelu bylo postupováno jinak z důvodu, že počet vlastních tvarů splňující podmínku normy by byl velmi vysoký a mělo by to za následek výrazné zvýšení časové náročnosti výpočtu. V programu byl postupně po krocích zvyšován počet tvarů a bylo zkoumáno maximální svislé zrychlení v určitém bodě od určitého zatěžovacího stavu. Pokud se zrychlení při dalším kroku dostatečně shodovalo se zrychlením z kroku předchozího, byl počet potřebných tvarů z předchozího kroku považován za finální. Takovýmto způsobem bylo zjištěno, že pro modální analýzu je zapotřebí uvažovat 22 vlastních tvarů.

Při specifikaci výpočtu bylo pro potřeby programu nutné stanovit další parametry. Nutná dráha pro přejetí celého vlaku přes most byla stanovena součtem délky zatěžovací soupravy a délky mostu na hodnotu 182,9 m. Dále bylo důležité určit dobu, kterou zatěžovací souprava potřebuje pro přejetí celého mostu. K této době byly ještě přidány 2 sekundy pro dokmitávání konstrukce a výsledkem byla doba trvání zatížení. Dalším parametrem byl časový interval určující, jak často má program diskretizovat zatížení. Tento interval byl vypočítán tak, aby diskretizace probíhala v délkových intervalech 1 m (délka plošného prvku desky mostovky). Časový interval byl pak určen vydělením délkového intervalu 1 m rychlostí vlaku při daném zatěžovacím stavu. Pokud byl již známý časový interval pro daný zatěžovací stav, bylo jednoduché dopočítat pomocí doby trvání zatížení počet výstupních časových kroků. Celý tento postup je pro jednotlivé zatěžovací stavy shrnut v následující tabulce:

Tabulka 33: Stanovení parametrů pro jednotlivé zatěžovací stavy

Zatěžovací stav	Rychlost vlaku [m/s]	Délka trvání zatížení [s]	Časový interval [s]	Délkový interval [m]	Počet výstupních časových kroků [ks]
ZS1	1,33	138,57	0,750	1	185
ZS2	22,39	10,13	0,045	1	227
ZS3	27,97	8,51	0,036	1	238
ZS4	33,33	7,46	0,030	1	249
ZS5	44,92	6,05	0,022	1	272
ZS6	48,03	5,79	0,021	1	278
ZS7	54,31	5,35	0,018	1	291
ZS8	50,78	5,59	0,020	1	284
ZS9	49,97	5,64	0,020	1	282
ZS10	53,14	5,43	0,019	1	288
ZS11	55,64	5,27	0,018	1	293
ZS12	55,61	5,27	0,018	1	293
ZS13	61,11	4,98	0,016	1	304
ZS14	66,67	4,73	0,015	1	315
ZS15	72,22	4,52	0,014	1	327
ZS16	77,78	4,34	0,013	1	338
ZS17	83,33	4,19	0,012	1	349

Všechny tyto parametry byly definovány pro jednotlivé zatěžovací stavy ve všech typech modelů. Tyto parametry se v závislosti na typu modelu nelišily, protože zatěžovací stavy pro všechny typy modelů byly shodné.

8.5 Celkový přehled výpočtů

V této podkapitole bude souhrnně popsán celkový rozsah výpočtů. Cílem výpočtů bylo vždy určit maximální svislé zrychlení konstrukce. Celkem bylo vytvořeno 20 různých modelů, u kterých bylo toto zrychlení pro jednotlivé zatěžovací stavy zjišťováno. 20 sestavených modelů se vůči sobě lišilo v tom, jestli se jednalo o prutový či deskostěnový model, dále v tom jestli bylo uvažováno spolupůsobení koleje a kolejového lože. Tím byly rozděleny modely do čtyř skupin: prutové bez koleje, prutové s kolejí, deskostěnové bez koleje a deskostěnové s kolejí. V každé této skupině bylo pět modelů s různě uvažovaným útlumem. První model využíval hodnoty poměrného útlumu stanovené normou, druhý pak hodnoty na základě dynamické zkoušky informativní. Poměrný útlum pro třetí model byl stanoven podle výsledků dynamické zkoušky zatěžovací. Čtvrtý model využíval konstantní poměrný útlum určený metodikou popsanou v kapitole *Problematika útlumu stavebních konstrukcí*. Pátý model pracoval s hodnotami poměrného útlumu podle analýzy útlumu mostů v této práci.

Poměrný útlum pro druhý a třetí model je zřejmý z předchozích částí práce. Poměrný útlum podle normy [3] je pro ocelové a sprážené mosty s rozpětím polí větším než 20 m dán hodnotou 0,5 %. Metodika pak sčítá jednotlivé příspěvky poměrného útlumu, jak je vidět níže.

steel	0,08
composite bridge	0,64
ballast	0,32
sliding bearing	0,24
celkem	1,28

Most, který je předmětem této práce, je ocelový, sprážený, kolejnice jsou uloženy do kolejového lože a na mostě jsou použita standartní ložiska. Proto poměrný útlum podle této metodiky vychází 1,28 %. Příspěvek 0,64 % k celkovému poměrnému útlumu z důvodu, že most je sprážená konstrukce, se ale jeví jako poměrně vysoký a nadhodnocený. Přesto je zohledněn a výsledný poměrný útlum je brán podle postupu metodiky. Další nejasností je, zda se má uvažovat zároveň příspěvek od typu mostu (svažovaný, nýtovaný, sprážený, apod.) a od kolejového lože. Tento rozpor dokument blíže neupřesňuje. Je tedy otázkou, zde by nebylo blíže skutečnosti využití pouze jednoho tohoto příspěvku. Pak by ale nebylo jasné, který z nich má být vybrán.

Pro stanovení hodnoty poměrného útlumu podle analýzy byly využity trendy z grafů *ocelobetonové mosty* a *železniční mosty*, které byly v rámci analýzy vytvořeny. Tyto dva grafy byly vybrány proto, že zkoumaný most je železniční a ocelobetonový a také proto, že tyto trendy vykazovaly poměrně dobrou míru kvality regresní křivky a korelace. Do těchto dvou trendů (resp. jejich matematických funkcí) bylo dosazeno rozpětí zkoumaného mostu, tedy 44 m. Na základě grafu *ocelobetonové mosty* byla získána hodnota poměrného útlumu 1,14 %. Pro graf *železniční mosty* byla spočtena hodnota poměrného útlumu 1,13 %. Pro výpočet byla zvolena hodnota poměrného útlumu 1,13 %.

V následující tabulce jsou shrnuty hodnoty poměrného útlumu pro jednotlivé modely v závislosti na zdroji dat o poměrném útlumu:

Tabulka 34: Hodnoty poměrného útlumu podle zdroje dat o útlumu

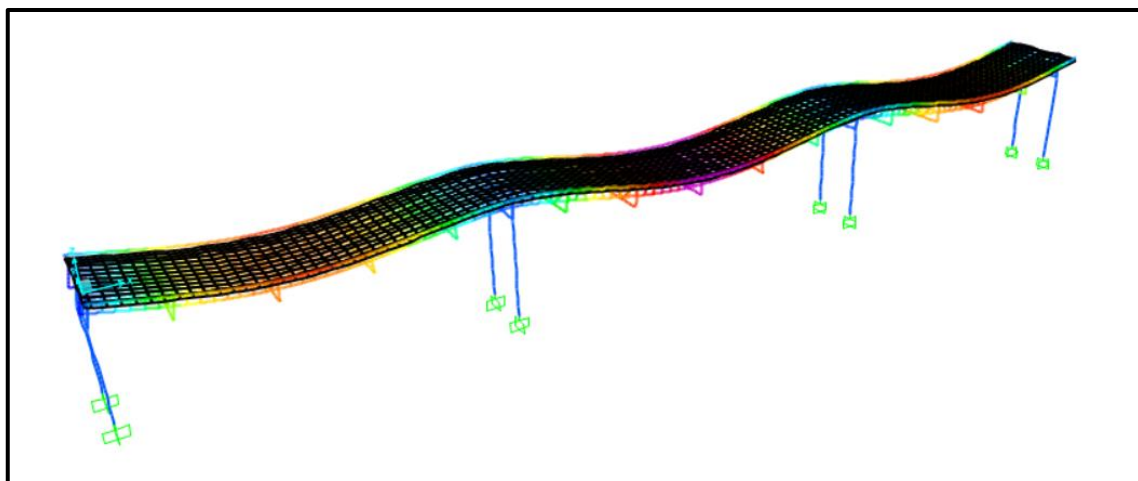
Zdroj dat o útlumu	Vlastní frekvence [Hz]	Poměrný útlum [%]
Norma	-	0,5
Dynamická zkouška informativní	3,46	2,12
	3,64	1,21
	4,82	1,24
	5,39	0,97
	5,7	2,26
Dynamická zkouška zatěžovací	3,50	0,73
	3,69	0,64
	4,92	0,92
	5,07	0,94
	5,52	0,75
	5,78	0,82
Metodika	-	1,28
Vlastní analýza	-	1,13

9 Výstupy z numerických modelů

Cílem výpočtů bylo stanovení maximálních hodnot svislého zrychlení konstrukce při přejezdech zatěžovací soupravy. Výpočty byly provedeny pro 20 různých numerických modelů, jejichž rozdílnost byla popsána v předchozí kapitole.

9.1 Kontrola modelů

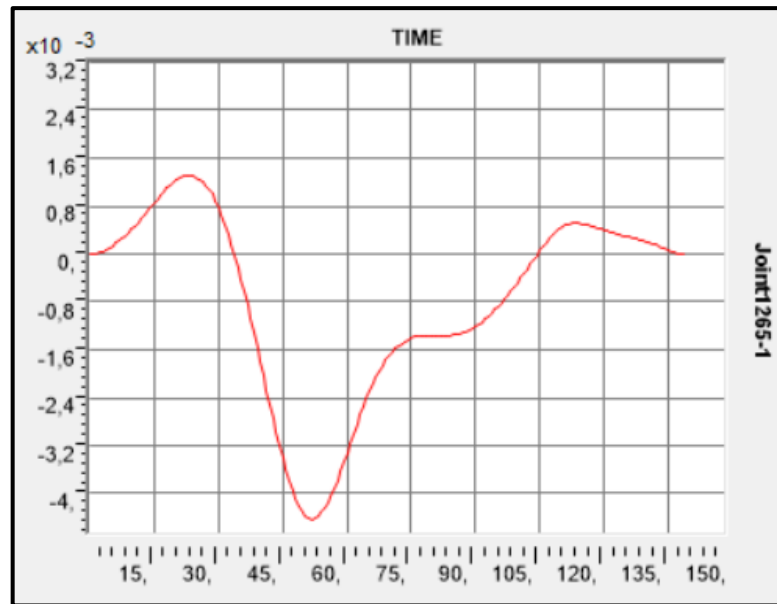
Kontrola modelů byla prováděna různými způsoby. První kontrolou bylo chování mostní konstrukce při zatížení vlastní tíhou. Průběh průhybu mostu od vlastní tíhy vypadal podle očekávání a maximální hodnoty průhybu pouze od vlastní tíhy dosahovaly uprostřed hlavního pole 6 mm. Rozdíl v hodnotě maximálního průhybu od vlastní tíhy pro deskostěnový a zjednodušený prutový byl 0,15 mm.



Obrázek 99: Průběh průhybu od vlastní tíhy pro deskostěnový model bez koleje

Dále byly prověřovány reakce a reálnost jejich hodnot. Byly vizuálně zkoumány průběhy vnitřních sil zda odpovídají klasickým průběhům na základě zkušeností.

Kontrolovány byly i přejezdy vlaků v rámci zatěžovacích stavů. Program umožňuje vykreslování deformované konstrukce pod zatížením v časových krocích. Bylo možné sledovat pozici modelového vlaku na základě posunu maximálního průhybu na konstrukci. Tím bylo potvrzeno, že most je v modelu vlakovým zatížením opravdu zatěžován. Následně byly prověřovány i průběhy průhybu. Uprostřed hlavního pole byl průběh průhybu od zatěžovacího stavu s rychlostí 4,8 km/h (v podstatě statické zatížení bez velkých dynamických účinků) vygenerován takovýto:



Obrázek 100: Průběh průhybu uprostřed hlavního rozpětí při rychlosti 4,8 km/h

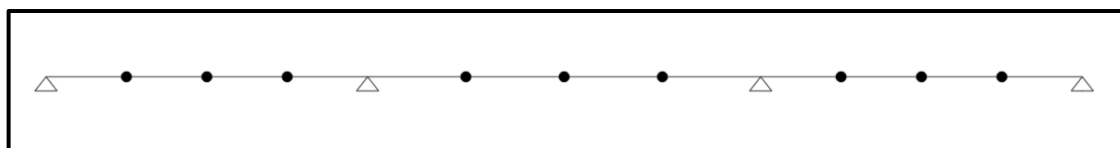
Průběh průhybu v grafu z numerického modelu byl porovnán s průběhem na základě dat ze snímače dráhy umístěného v rámci dynamické zatěžovací zkoušky ve stejném místě. Průběhy měly totožný charakter. Byly zkontrolovány i časové okamžiky, kdy docházelo k extrémním průhybům. Tyto okamžiky odpovídaly časům, kdy zatěžovací souprava byla uprostřed prvního či druhého pole. U průběhů průhybu při zatěžovacích stavech s vyššími rychlostmi bylo možné sledovat i dynamickou složku. Byly porovnávány amplitudy průhybu pro vybrané zatěžovací stavy mezi experimentem a numerickým modelem a rozdíly byly do 1 mm. Bylo prověřeno, že průhyby od nižších rychlostí dosahují nižších hodnot z důvodu menšího podílu dynamické složky a bylo sledováno dokmitávání konstrukce.

Dynamické chování konstrukce bylo na základě ladění modálních charakteristik, tedy vlastních frekvencí a vlastních tvarů, kontrolováno a porovnáváno s realitou již v předchozích kapitolách.

9.2 Výsledky zrychlení

V rámci výpočtů numerických modelů bylo zkoumáno svislé zrychlení mostu pro jednotlivé zatěžovací stavy. Byly získávány hodnoty zrychlení v závislosti na typu modelu (prutový x deskostěnový, s kolejí x bez koleje a hodnoty uvažovaného útlumu).

Hodnoty zrychlení byly sledovány v modelu jen ve stanovených bodech na konstrukci. Poloha částí těchto bodů v podélném směru byla zvolena na základě umístění všech snímačů v rámci experimentu. Část bodů pak byla jako doplnění oproti zkoušce z důvodu rovnoměrného rozmístění bodů v modelu pro dostatečné postihnutí chování mostu.



Obrázek 101: Poloha bodů pro sledování zrychlení konstrukce

V následující tabulce jsou vyčísleny hodnoty maximálních svislých zrychlení mostu pro jednotlivé modely. Do této tabulky nejsou zahrnuty výsledky od přidáných zatěžovacích stavů nad rámec experimentu (zatěžovací stavy s rychlostmi 220 až 300 km/h). V posledním sloupci tabulky jsou přidány skutečné hodnoty ze zatěžovací zkoušky. U deskostěnových modelů byly extrémní zrychlení obvykle uprostřed prvního nebo třetího pole. U prutových modelů pak byly typicky v první třetině posledního pole.

Tabulka 35: Výsledná maximální zrychlení konstrukce v m/s^2 pro jednotlivé modely

Typ numerického modelu		Výsledná vypočtená zrychlení s hodnotami poměrného útlumu v numerickém modelu podle					Skutečná zrychlení z DZZ pro porovnání
		ČSN EN 1991-2	Dynamické zkouška informativní	Dynamické zkouška zatěžovací	Metodiky	Analýzy	
Bez koleje	prut	0,544	0,350	0,457	0,378	0,389	0,490
	deskostěn	0,346	0,258	0,301	0,272	0,278	0,240
S kolejí	prut	0,477	0,317	0,411	0,343	0,362	0,490
	deskostěn	0,342	0,246	0,302	0,276	0,283	0,240

Na základě výsledků maximálních zrychlení v tabulce lze učinit několik závěrů. Zprv je možné konstatovat, že ve všech případech modelů hodnoty maximálního zrychlení velmi bezpečně splnily podmínku normy, kde je stanovena mezní hodnota zrychlení $3,5 m/s^2$. Nejblíže k realitě vyšla hodnota maximálního zrychlení $0,246$ u deskostěnového modelu, ve kterém bylo uvažováno spolupůsobení koleje a ve kterém byly využity hodnoty poměrného útlumu z dynamické zkoušky informativní. Hodnoty zrychlení se v závislosti na použitém modelu obecně pohybovaly v rozmezí $0,246$ a $0,544 m/s^2$. Jejich rozdíl je tedy v porovnání s hodnotou mezního zrychlení velmi malý a i pro základní prutový model, kde je hodnota útlumu jednoduše stanovena pomocí normy, není v případě tohoto mostu problém s dodržением požadavku normy. Proto lze tvrdit, že v některých případech návrhu mostů je smysluplné použít pro toto posouzení nejjednodušší variantu modelu.

Druhým závěrem je fakt, že i přes podobnou přesnost naladění prutového a deskostěnového modelu na skutečné vlastní frekvence mostu stanovené zkouškou, bylo v případě deskostěnového modelu dosaženo při porovnání s realitou přiléhavějších výsledků hodnot zrychlení. Zatímco v případě deskostěnového modelu byla všechna vypočtená zrychlení na straně bezpečné, tedy vyšší než zrychlení změřená, u prutového modelu byly hodnoty ve většině případů nižší. Na druhou stranu je zajímavé, že pro prutové modely neměly hodnoty zrychlení při normově uvažovaném útlumu tak velkou odchylku od reality jako modely deskostěnové. Dále u prutových modelů uvažování přesnějších hodnot poměrného útlumu na základě zkoušek vedlo v rozporu s předpokladem k horším výsledkům. To by nasvědčovalo k použití deskostěnových modelů při informaci o reálném útlumu ze zkoušek.

Dále je dobré si všimnout, že hodnoty maximálního zrychlení u deskostěnových modelů při uvažování útlumu podle metodiky a analýzy z práce vyšly v podstatě velmi přesně (když je přihlédnuto k tomu, že mezní hodnota zrychlení je až $3,5 m/s^2$) i přes použití pouze jedné konstantní hodnoty poměrného útlumu pro všechny vlastní tvary. Jednoduché postupy pro

stanovení útlumu v rámci výpočtu tedy lze s určitou spolehlivostí využívat. Hodnota poměrného útlumu stanovená na základě grafů z analýzy v této práci je vcelku vypovídající.

Extrémy zrychlení vycházely ve všech případech modelů vyšší při uvažování útlumu z dynamické zkoušky zatěžovací než při využití hodnoty o útlumu na základě dynamické zkoušky informativní. Důvodem byly obecně menší hodnoty poměrného útlumu u zatěžovací zkoušky. Lze tedy předpokládat, že hodnoty poměrného útlumu stanovené experimentální modální analýzou jsou bližší skutečnosti a to i navzdory tomu, že zrychlení bylo určeno ze zatěžovací zkoušky. Tento závěr by mohl nasvědčovat tomu, že útlum vyhodnocený na základě informativní zkoušky je reálnější. Tento fakt byl i prověřen vnesením hodnot poměrného útlumu do grafů v kapitole *Analýza útlumu z experimentů*, kde bylo vidět, že poměrný útlum ze zatěžovací zkoušky mostu se nachází pod křivkou trendu.

Rozdíl ve výsledcích na základě zohlednění interakce mostu a koleje byl výraznější u prutových modelů. U deskostěnových modelů mělo modelování koleje jak na mostě, tak i za ním jen velmi malý vliv. Proto je možné tvrdit, že při takovém způsobu uvážení spolupůsobení koleje, který byl použit v této práci, nedochází k velkým změnám v hodnotách zrychlení. Je tedy otázkou, zda je toto spolupůsobení koleje a nosné konstrukce při dynamické analýze potřebné modelovat.

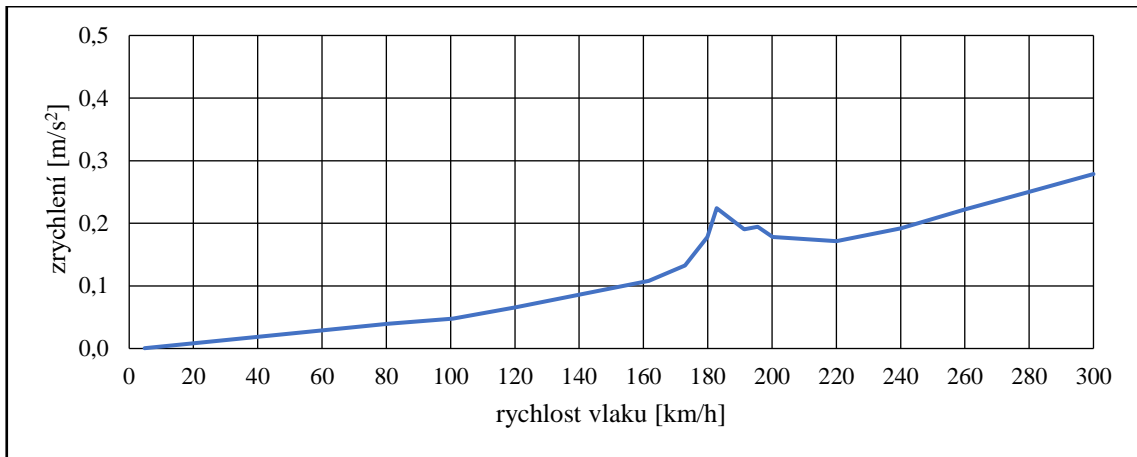
V rámci výpočtů byly analyzovány i zatěžovací stavy při rychlostech 220 až 300 km/h. Pouze pro některé modely to nemělo za následek zvýšení celkového maximálního zrychlení mostu. V následující tabulce jsou stanoveny hodnoty celkových extrémů zrychlení se zohledněním vyšších rychlostí, než kterých bylo dosaženo při zkoušce. Hodnoty označené zelenou barvou značí, že nedošlo k navýšení hodnoty zrychlení pro daný model vůči předchozí tabulce.

Tabulka 36: Výsledná maximální zrychlení pro jednotlivé modely pro zatěžovací stavy do 300 km/h

Typ numerického modelu		Výsledná vypočtená zrychlení s hodnotami poměrného útlumu v numerickém modelu podle				
		ČSN EN 1991-2	Dynamické zkouška informativní	Dynamické zkouška zatěžovací	Metodiky	Analýzy
Bez koleje	prut	0,608	0,569	0,600	0,589	0,593
	deskostěn	0,346	0,320	0,334	0,325	0,327
S kolejí	prut	0,477	0,369	0,411	0,376	0,382
	deskostěn	0,342	0,324	0,336	0,327	0,300

V případě této tabulky již výsledná zrychlení nejsou porovnávána s hodnotami z experimentu, protože maximální zrychlení byla ve většině modelů způsobena zatěžovacími stavy, které v rámci experimentu nenastaly. Všechna zrychlení ale i nadále bezpečně vyhovují požadavku normy.

Byly také graficky zkoumány průběhy zrychlení v konkrétním bodě v závislosti na rychlosti daného zatěžovacího stavu. Tímto postupem byly hledány špičky zrychlení vzniklé pravděpodobným naladěním budící frekvence jedoucího vlaku a vlastní frekvence mostu. Obecně lze říci, že k těmto špičkám docházelo při rychlostech mezi 180 a 200 km/h, nejčastěji při ZS8 s rychlostí zatěžovací soupravy 182,8 km/h.



Obrázek 102: Průběh zrychlení uprostřed prvního pole pro deskostěnový model s koleji, útlum podle dynamické zkoušky informativní

V grafu je možné vidět obecně postupný nárůst hodnot zrychlení se zvyšující se rychlostí modelového vlaku. Lze si ale dále všimnout špičky (lokálního extrému) zrychlení mostu při osmém zatěžovacím stavu, kdy rychlost zatěžovací soupravy byla 182,8 km/h. V tomto okamžiku je ale důležité si uvědomit, že pro posuzování dynamické odezvy na zatížení vlaků jedoucích vysokými rychlostmi (více než 200 km/h) by se správně měly využívat zatěžovací modely vysokorychlostních vlaků typu HSLM-A ve všech deseti variantách stanovené normou. Tyto vlaky mají velký počet vozů, celková délka souprav je tedy výrazně vyšší, což by zapříčinilo prodloužení doby dynamického zatížení mostu. S velkou pravděpodobností by tato skutečnost vedla k tomu, že by pro vysoké rychlosti byly nalezeny pro nějaké určité varianty modelového vlaku další a nebezpečnější špičky zrychlení.

10 Závěr

Předmětem této diplomové práce byl útlum stavebních konstrukcí. Tedy charakteristika stavební konstrukce, která do současné doby zatím není v normách počítána podle nějakých vzorců a postupů výpočtu. Na základě normy je při návrhu pouze stanovována dolní mez odhadu poměrného útlumu v závislosti na typu mostu, použitém materiálu a rozpětí.

V první části této práce byla provedena analýza útlumu stávajících mostů. Pro analýzu byla získána data o útlumu z dynamických zkoušek pro více než 400 mostů. Zdroje dat byly jak české (Fakulta stavební ČVUT v Praze, Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Akademie věd, firma INSET s.r.o.), tak zahraniční (vědecké články, výzkumné studie a další dokumenty výzkumného charakteru). Na základě dat byly sestaveny grafy závislosti poměrného útlumu na rozpětí. Grafy byly rozděleny podle různých parametrů. Byla sledována závislost dle typu použitého materiálu, dále dle typu převáděné dopravy a dle konstrukčního uspořádání mostu. Pro jednotlivé případy byly stanovovány korelační koeficienty, byly vytvářeny trendy hodnot, resp. regresní křivky a byla definována míra jejich spolehlivosti. Dále byly také definovány funkce těchto trendů pro případné možné využití při orientačním určování hodnoty poměrného útlumu v závislosti na rozpětí.

Na základě grafů je možné konstatovat, že hodnoty útlumu nějakým způsobem korelují s rozpětím mostu. S rostoucím rozpětím zpravidla klesá útlum. Tato závislost je funkcí klesající mocninou. Odchytky hodnot poměrného útlumu od trendů se snižují při zvyšujícím se rozpětí. Podle některých grafů je možné konstatovat, že Eurokód definuje dolní mez odhadu poměrného útlumu správně. Nejvyšší míra korelace útlumu na rozpětí je sledována u železničních mostů, kde lze závislost klasifikovat jako velmi silnou. Všechny grafy je doporučeno využívat jako souhrnný zdroj hodnot poměrných útlumů. Lze tedy při návrhu nového mostu sledovat, jaké hodnoty poměrného útlumu vycházejí na základě zkoušek provedených u podobných mostů, pokud by nízké hodnoty na základě normy vedly k nevyhovujícím posudkům. V rámci analýzy byla využita i data o vlastních frekvencích a byla zjištěna velmi dobrá závislost mezi 1. vlastní frekvencí svislého ohybového kmitání a rozpětím. Díky této skutečnosti byl definován vztah pro odhad této frekvence.

V druhé části této práce byl předmětem nedávno postavený železniční most na IV. koridoru u Soběslavy. Byly popsány dvě dynamické zkoušky, které byly na tomto mostě provedeny. První zkouška byla informativní. Druhá pak byla zatěžovací, kdy bylo prověřováno chování konstrukce při rychlostech vlaků až do 200 km/h. Na druhé zkoušce byl autor práce přítomen. Data o poměrném útlumu z obou zkoušek byla dále využita pro výpočty numerických modelů. Hodnoty poměrného útlumu pro jednotlivé vlastní frekvence byly ve všech případech z informativní zkoušky vyšší než ze zkoušky zatěžovací a v některých podstatně.

Dále byly vytvořeny numerické modely měřeného mostu v programu CSI Bridge. Celkem bylo sestaveno 20 různých modelů. Základním dělením bylo použití buď zjednodušeného prutového modelu, nebo prostorového deskostěnového. Následně pak bylo pro reálnější chování mostu zohledněno i spolupůsobení koleje a kolejového lože. Pro jednotlivé modely pak bylo využíváno pět různých hodnot útlumu: na základě normy, podle metodiky popsané v kapitole

Problematika útlumu stavebních konstrukcí a podle výsledků statistické analýzy, dále pak podle dat z dynamické zkoušky zatěžovací a informativní.

Při výpočtech numerických modelů bylo sledováno maximální zrychlení konstrukce, které bylo porovnáváno s výsledky zrychlení z dynamické zkoušky zatěžovací. Modely byly v programu zatěžovány soupravou podle podkladů z experimentu (tažná lokomotiva a dva vozy). Reálné zatížení mostu využití při zkoušce bylo modelováno také v programu. Zatěžovací stavy definované rychlostí přejezdu při zkoušce byly také použity pro výpočet v modelu.

Výsledná zrychlení byla shrnuta v tabulce podle typu modelu (prutový x deskostěnový, s kolejí x bez koleje, podle uvažovaného útlumu). Byl zkoumán vliv hodnot poměrného útlumu na odezvu konstrukce při dynamickém zatížení. Nejpřesnější hodnoty zrychlení mostu v porovnání s realitou dosahoval deskostěnový model se zohledněním interakce s kolejovým ložem a kolejí, kdy byly využity hodnoty poměrného útlumu pro jednotlivé vlastní frekvence z dynamické zkoušky informativní. Hodnoty zrychlení u deskostěnového modelu bez zohlednění interakce, který je v praxi využíván, byly nezávisle na uvažovaném útlumu v podstatě totožné jako při zohlednění. Lze tedy usuzovat, že pro běžnou praxi zohlednění kolejového lože způsobem využitým v této práci není nutné.

Výsledky zrychlení u modelů s použitým poměrným útlumem na základě statistické analýzy této práce byly reálné a nijak zvlášť se neodchylovaly od výsledků při uvažování jiných hodnot poměrného útlumu. I v případě, kdy byl ve výpočtu zohledněn útlum pomocí hodnot poměrného útlumu na základě normy, byla výsledná zrychlení konstrukce nízká a bezpečně vyhovovala mezním dovoleným hodnotám. Rozdíly ve zrychleních mostu pro jednotlivé typy modelů byly v porovnání s hodnotou mezního zrychlení malé.

11 Seznam literatury:

- [1] MÁČA, J. přednášky Dynamika stavebních konstrukcí 1. Praha: ČVUT, 2021 [citováno 2023 12.9.]; [online] Dostupné z: <https://mech.fsv.cvut.cz/student>.
- [2] PIRNER, M. a kolektiv, Dynamika stavebních konstrukcí TP33. 1989, Praha: Nakladatelství techn. lit.
- [3] ČSN EN 1991-2 ed. 2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [4] POLÁK, M. přednášky *Experimentální analýza a diagnostika*. Praha: ČVUT, 2023 [citováno 2023 18.9.]; [online] Dostupné z: <https://mech.fsv.cvut.cz/student>.
- [5] ČSN 73 2044 *Dynamické zkoušky stavebních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [6] ČSN 73 6209 *Zatěžovací zkoušky mostních objektů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [7] Fourier transform. [online]. AAVOS, 2014 [citováno 2022 19.9.]; [online] Dostupné z: <https://aavos.eu/glossary/fourier-transform/>.
- [8] POLÁK, M. přednášky Dynamika dopravních staveb. Praha: ČVUT, 2022 [neveřejné]
- [9] ČSN EN 1998-2 ed. 2. *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [10] Damping of Highway bridges [online]. NATIONAL ACADEMIES, 1977 [citováno 2023 26.10.]; [online] Dostupné z: <https://trid.trb.org/view/71918>.
- [11] O. Klingmüller, M. Lawo, G. Thierauf, G., Stabtragwerke: Matrizenmethoden Der Statik Und Dynamik, Braunschweig, Vieweg, 1983.
- [12] MÁČA, J. přednášky Dynamika stavebních konstrukcí 2. Praha: ČVUT, 2021 [citováno 2023 30.10.]; [online] Dostupné z: <https://mech.fsv.cvut.cz/student>.
- [13] MAJKA, Michal a HARTNETT, Michael. Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles. Online. *Computers & Structures*. 2008, roč. 86, č. 6, s. 556-572. ISSN 00457949. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.05.002>. [cit. 2023-10-31].

- [14] STOURA, Charikleia D. a DIMITRAKOPOULOS, Elias G. Additional damping effect on bridges because of vehicle-bridge interaction. Online. *Journal of Sound and Vibration*. 2020, roč. 476. ISSN 0022460X. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2020.115294>. [cit. 2023-10-31].
- [15] GLATZ, Bernhard a FINK, Josef. A redesigned approach to the additional damping method in the dynamic analysis of simply supported railway bridges. Online. *Engineering Structures*. 2021, roč. 241. ISSN 01410296. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112415>. [cit. 2023-10-31].
- [16] YAU, J.D.; MARTÍNEZ-RODRIGO, M.D. a DOMÉNECH, A. An equivalent additional damping approach to assess vehicle-bridge interaction for train-induced vibration of short-span railway bridges. Online. *Engineering Structures*. 2019, roč. 188, s. 469-479. ISSN 01410296. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.144>. [cit. 2023-10-31].
- [17] MÁCA, J. přednášky Seizmické inženýrství. Praha: ČVUT, 2021 [citováno 2023 14.11.]; [online] Dostupné z: <https://mech.fsv.cvut.cz/student>.
- [18] REITERER, Michael a BRUSCHETINI-AMBRO, Sebastian-Zoran. Dynamik von Eisenbahnbrücken: Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung. Online. *Bauingenieur*. 2019, roč. 94, č. 04, s. S 9-S 21. ISSN 0005-6650. Dostupné z: <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-04-41>. [cit. 2023-11-14].
- [19] STOLLWITZER, Andreas; FINK, Josef a MALIK, Tahira. Experimental analysis of damping mechanisms in ballasted track on single-track railway bridges. Online. *Engineering Structures*. 2020, roč. 220. ISSN 01410296. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110982>. [cit. 2023-11-14].
- [20] Autor neznámý. Development of new passenger and freight train load models for dynamic assessment of railway bridges. 2023, rozpracovaná verze dokumentu poskytnuta vedoucím práce
- [21] BROWNJOHN, J M W. ESTIMATION OF DAMPING IN SUSPENSION BRIDGES. Online. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 1994, roč. 104, č. 4, s. 401-415. ISSN 0965-0911. Dostupné z: <https://doi.org/10.1680/istbu.1994.27199>. [cit. 2023-11-14].
- [22] Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., & Shevitz, D. W. (1996). *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review*. [citováno 2023 14.11.]; [online] Dostupné z: <https://www.osti.gov/servlets/purl/249299>
- [23] SCHULTZ, Albert B. a WARWICK, David N. Vibration Response: A Non-Destructive Test for Fatigue Crack Damage in Filament-Reinforced Composites *. Online. *Journal of Composite Materials*. 1971, roč. 5, č. 3, s. 394-404. ISSN 0021-9983. Dostupné z: <https://doi.org/10.1177/002199837100500309>. [cit. 2023-11-14].

- [24] CURADELLI, R.O.; RIERA, J.D.; AMBROSINI, D. a AMANI, M.G. Damage detection by means of structural damping identification. Online. *Engineering Structures*. 2008, roč. 30, č. 12, s. 3497-3504. ISSN 01410296. Dostupné z: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.05.024>. [cit. 2023-11-14].
- [25] DAMMIKA, Abeykoon Jalath; KAWARAI, Kosuke; YAMAGUCHI, Hiroki; MATSUMOTO, Yasunao a YOSHIOKA, Tsutomu. Analytical Damping Evaluation Complementary to Experimental Structural Health Monitoring of Bridges. Online. *Journal of Bridge Engineering*. 2015, roč. 20, č. 7. ISSN 1084-0702. Dostupné z: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000691](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000691). [cit. 2023-11-14].
- [26] ANDERSSON Andreas, ALLAHVIRDIZADEH Reza, KAMALI Abbas Zangeneh, SILVA Artur, RIBEIRO Diogo, FERREIRE Goncalo, MONTENEGRO Pedro, MUSEROS Pedro. High speed low cost bridges. 2021, rozpracovaná verze dokumentu poskytnuta vedoucím práce
- [27] LI, Peng-Fei; WANG, Yuan-Feng; LIU, Bao-Dong a SU, Li. Damping Properties of Highway Bridges in China. Online. *Journal of Bridge Engineering*. 2014, roč. 19, č. 5. ISSN 1084-0702. Dostupné z: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000578](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000578). [cit. 2023-11-20].
- [28] Autor neznámý. Dynamic Interface between Bridges and Rolling Stock. 2020, rozpracovaná verze dokumentu poskytnuta vedoucím práce
- [29] Autor neznámý. Rail bridges for speeds >200 km/h. 1999, final report European Rail Research Institute, dokument poskytnut vedoucím práce
- [30] HENDL, J. *Přehled statistických metod zpracování dat*. 4.th ed. Praha: Portál, 2012. ISBN 978-80-262-0200-4.
- [31] WANGLER D., VLASÁK M., *Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor SO 52-20-03 most km 67,130*, Projekt. 2018, Praha: SUDOP PRAHA a.s.
- [32] POLÁK M. *Dynamická zkouška informativní mostu km 67,130*. 2022, Praha: Fakulta stavební ČVUT Praha
- [33] POLÁK M., RYJÁČEK P., *Dynamická zkouška zatěžovací při vyšších rychlostech mostu km 67,130*. 2023, Praha: Fakulta stavební ČVUT Praha
- [34] ČSN EN 1990 ed. 2. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021
- [35] Předpis Správy železnic: *S3-Železniční svršek*

12 Seznam tabulek

Tabulka 1: Hodnoty poměrného útlumu	21
Tabulka 2: Interpretace hodnoty korelace (De Vaus, 2002)	26
Tabulka 3: Přehled vlastních frekvencí a příslušných vlastních tvarů	52
Tabulka 4: Výsledný poměrný útlum pro určité vlastní tvary	58
Tabulka 5: Základní parametry vozů zatěžovací soupravy	59
Tabulka 6: Porovnání vlastních frekvencí z informativní a zatěžovací zkoušky	61
Tabulka 7: Tabulka výsledných zrychlení	61
Tabulka 8: Výsledný poměrný útlum pro vlastní frekvence	62
Tabulka 9: Skutečné rychlosti zatěžovací soupravy v zatěžovacích stavech	63
Tabulka 10: Uvažované části mostu a jejich tíhy	67
Tabulka 11: Stanovení celkové přídavné hmotnosti na běžný metr	68
Tabulka 12: Výsledné nápravové síly zatěžovací soupravy	68
Tabulka 13: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (prvotní model)	69
Tabulka 14: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pevná ložiska)	70
Tabulka 15: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pilíře)	72
Tabulka 16: Stanovení celk. přídavné hmot. na 1 bm (po snížení objem. tíhy kolej. lože) ..	73
Tabulka 17: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (snížení hmoty)	73
Tabulka 18: Porovnání vlastních frekvencí z modelu bez koleje a z modelu s kolejí	75
Tabulka 19: Přepočítání ploch na jeden díl	80
Tabulka 20: Uvažované části mostu a jejich tíhy	80
Tabulka 21: Příklad vyčíslení celkové přídavné hmoty na dílec	80
Tabulka 22: Vyčíslení přídavných hmot	81
Tabulka 23: Nápravové síly zatěžovací soupravy	81
Tabulka 24: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (prvotní model)	82
Tabulka 25: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pevná ložiska)	83
Tabulka 26: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (pilíře)	84
Tabulka 27: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (spolupůsob. říms) ..	85
Tabulka 28 Vyčíslení přídavných hmot po snížení objemové tíhy kolejového lože	85
Tabulka 29: Porovnání vlastních frekvencí změřených a vypočtených (snížení hmoty)	86
Tabulka 30: Stanovení chyby pro finální frekvence pro model bez koleje	86
Tabulka 31: Porovnání vlastních frekvencí z modelu bez koleje a z modelu s kolejí	87
Tabulka 32: Stanovení zatěžovacích stavů podle rychlosti	89
Tabulka 33: Stanovení parametrů pro jednotlivé zatěžovací stavy	91
Tabulka 34: Hodnoty poměrného útlumu podle zdroje dat o útlumu	92
Tabulka 35: Výsledná maximální zrychlení pro jednotlivé modely	95
Tabulka 36: Výsledná max. zrychlení pro jednotliv modely pro zatěž. stavy do 300 km/h ..	96

13 Seznam obrázků

Obrázek 1: Průběh výchylky podle typu útlumu	11
Obrázek 2: Rezonanční křivka-graf závislosti dynamického součinitele na naladění [1]	12
Obrázek 3: Průběh výchylky kmitání v čase.....	17
Obrázek 4: Špička vlastní frekvence pro odečtení šířky rezonančního pásma [8].....	18
Obrázek 5: Vyznačení jednotlivých časových úseků pro Fourierovu transformaci [8].....	19
Obrázek 6: Špičky vlastních frekvencí pro různá frekvenční spektra [8].....	19
Obrázek 7: Přídavný útlum jako funkce rozpětí [3].....	22
Obrázek 8: Souhrnný graf závislosti útlumu na rozpětí.....	26
Obrázek 9: Porovnání trendu hodnot útlumu a norem.....	27
Obrázek 10: Souhrnný graf zkoumaných mostů do 50 m.....	28
Obrázek 11: Souhrnný graf zkoumaných mostů od 50 m.....	28
Obrázek 12: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro betonové mosty.....	29
Obrázek 13: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelobetonové mosty	30
Obrázek 14: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelové mosty	31
Obrázek 15: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro ocelové a ocelobetonové ...	31
Obrázek 16: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro silniční mosty.....	32
Obrázek 17: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro železniční mosty	33
Obrázek 18: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro lávky pro pěší.....	33
Obrázek 19: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro lávky pro pěší.....	34
Obrázek 20: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro trémové mosty	34
Obrázek 21: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro zavěšené mosty	35
Obrázek 22: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro komorové mosty	36
Obrázek 23: Graf porovnání poměrného útlumu příslušejícímu 1. a 2. vlastnímu tvaru.....	37
Obrázek 24: Graf závislosti poměrného útlumu na rozpětí pro železniční mosty (2. vlastní tvar).....	37
Obrázek 25: Graf porovnání poměrného útlumu příslušejícímu 1. a kroutivému vlastnímu tvaru	38
Obrázek 26: Graf závislosti 1. vlastní frekvence na rozpětí	40
Obrázek 27: Graf závislosti 2. vlastní frekvence na rozpětí	41
Obrázek 28: Určení polohy mostu v mapě.....	42
Obrázek 29: Statické schéma mostu	43
Obrázek 30: Pohled na most	43
Obrázek 31: Příčný řez mostu.....	44
Obrázek 32: Změny průřezů hlavních nosníků po délce nosné konstrukce NK2 (NK3).....	45
Obrázek 33: Pohled pod mostem	46
Obrázek 34: Pohled na most proti směru staničení.....	46
Obrázek 35: Podélný řez mostu	47
Obrázek 36: Absolutní snímače zrychlení uchycené na přenosná ocelová závaží	48
Obrázek 37: Měřicí ústředna a řídicí počítač	49
Obrázek 38: Schéma použitého uspořádání měření.....	49

Obrázek 39: Poloha snímačů a budiče v příčném řezu	50
Obrázek 40: Pohled na budič kmitání	50
Obrázek 41: Zobrazení jednotlivých řezů a poloh budiče kmitu	51
Obrázek 42: Vlastní frekvence ve frekvenčním spektru	51
Obrázek 43: 1. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(1)} = 2,41$ Hz (1. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky)	52
Obrázek 44: 2. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(2)} = 2,64$ Hz (Lokální tvar – krouživé kmitání 2. pole – vliv portálu trakčního vedení)	53
Obrázek 45: 3. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(3)} = 2,78$ Hz (2. tvar vodorovného příčného kmitání mostovky)	53
Obrázek 46: 4. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(4)} = 3,46$ Hz (1. tvar svislého ohybového kmitání mostovky)	54
Obrázek 47: 5. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(5)} = 3,53$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím kmitáním ve vodorovném příčném směru)	54
Obrázek 48: 6. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(6)} = 3,64$ Hz (1. tvar krouživého kmitání) ..	55
Obrázek 49: 7. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(7)} = 3,82$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím svislým ohybovým kmitáním blízky 2. tvaru svislého ohybového kmitání) ..	55
Obrázek 50: 8. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(8)} = 5,01$ Hz (kombinovaný tvar s převažujícím krouživým kmitáním)	56
Obrázek 51: 9. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(9)} = 5,39$ Hz (tvar krouživého kmitání)	56
Obrázek 52: 10. tvar vlastního kmitání, kmitání, $f_{(10)} = 5,70$ Hz (3. tvar svislého ohybového kmitání)	57
Obrázek 53: Příklad záznam pro vyhodnocení útlumu	57
Obrázek 54: Tažná lokomotiva Siemens Vectron	59
Obrázek 55: Vůz Bmz 26	59
Obrázek 56: Poloha snímačů v podélném řezu	60
Obrázek 57: Umístění snímačů v řezu S32	60
Obrázek 58: Příklad záznam pro vyhodnocení útlumu	62
Obrázek 59: Geometrický podklad pro numerický model	64
Obrázek 60: Stanovení Le na základě rozpětí polí	65
Obrázek 61: Stanovení spolupůsobících šířek na základě geometrie	66
Obrázek 62: Příklad definovaného průřezu v programu	66
Obrázek 63: Pohled na extrudovaný finální model	67
Obrázek 64: Schéma rozmístění sil reprezentující nápravové zatížení v modelu	69
Obrázek 65: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 2,77 Hz	69
Obrázek 66: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,95 Hz	70
Obrázek 67: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,22 Hz	70
Obrázek 68: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,11 Hz	70
Obrázek 69: Geometrie pilířů podle projektové dokumentace	71
Obrázek 70: Pohled na extrudovaný model po dodání pilířů	71
Obrázek 71: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,30 Hz	72
Obrázek 72: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,42 Hz	72

Obrázek 73: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,48 Hz	73
Obrázek 74: Průběh svislé tuhosti pro nelineární link	74
Obrázek 75: Průběh vodorovné tuhosti pro nelineární link	74
Obrázek 76: Vložení linků do modelu	74
Obrázek 77: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,42 Hz	75
Obrázek 78: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,66 Hz	76
Obrázek 79: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,72 Hz	76
Obrázek 80: Geometrický podklad pro numerický model.....	77
Obrázek 81: Průřezy ztužujících prvků.....	77
Obrázek 82: Vytvořená síť plošných prvků pro modelování železobetonové mostovky	78
Obrázek 83: Pohled na finální model.....	78
Obrázek 84: Umístění dráhy vozidel	79
Obrázek 85: Rozdělení konstrukce na dílce.....	79
Obrázek 86: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 2,70 Hz	82
Obrázek 87: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,02 Hz	82
Obrázek 88: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,8 Hz	83
Obrázek 89: Pohled na extrudovaný model po dodání pilířů.....	83
Obrázek 90: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,13 Hz	84
Obrázek 91: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,34 Hz	84
Obrázek 92: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,46 Hz	84
Obrázek 93: Přidání spolupůsobících říms do modelu	85
Obrázek 94: Poloha koleje vůči hlavnímu nosníku	86
Obrázek 95: Vložení linků a koleje do modelu.....	87
Obrázek 96: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 3,33 Hz	88
Obrázek 97: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 4,66 Hz	88
Obrázek 98: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání, vlastní frekvence 5,85 Hz	88
Obrázek 99: Průběh průhybu od vlastní tíhy pro deskostěnový model bez koleje	93
Obrázek 100: Průběh průhybu uprostřed hlavního rozpětí při rychlosti 4,8 km/h.....	94
Obrázek 101: Poloha bodů pro sledování zrychlení konstrukce	94
Obrázek 102: Průběh zrychlení uprostřed prvního pole pro deskostěnový model s kolejí, útlum podle dynamické zkoušky informativní.....	97