



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

---

Fakulta stavební  
Katedra mechaniky

**Verifikace modelu existujícího mostu pomocí  
experimentální dynamické analýzy**

The verification of the existing bridge model using  
experimental dynamic analysis

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Tomáš Vaníček

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Michal Polák, CSc.

Praha, 2021

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vaníček Jméno: Tomáš Osobní číslo: 460438Zadávací katedra: K132 - katedra mechanikyStudijní program: SI - stavební inženýrstvíStudijní obor: KD - konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Verifikace modelu existujícího mostu pomocí experimentální dynamické analýzyNázev diplomové práce anglicky: The verification of the existing bridge model using experimental dynamic analysis

Pokyny pro vypracování:

Součástí diplomové práce bude sestavení teoretického 3D modelu existujícího mostu na základě jeho dostupné projektové dokumentace. Dále bude provedena příprava, realizace a vychodnocení dynamického experimentu zaměřeného na základní charakteristiky vlastního a vynuceného kmitání předmětného mostu a verifikace sestaveného teoretického modelu na základě získaných výsledků experimentu.

Seznam doporučené literatury:

ČSN 736209 Zatěžovací zkoušky mostních objektů.

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.

Pirner, M. - Fischer, O.: Dynamika ve stavební praxi.

Maia a kolektiv: Theoretical and Experimental Modal Analysis.

Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Michal Polák, CSc.Datum zadání diplomové práce: 26.2.2021Termín odevzdání diplomové práce: 16. 5. 2021*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“.*

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou prací s názvem „Verifikace modelu existujícího mostu pomocí experimentální dynamické analýzy“ napsal samostatně a výhradně s použitím uvedených zdrojů dle Metodického pokynu č. 1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

.....  
Bc. Tomáš Vaníček

V Praze dne 30. května 2021

## **Anotace**

Diplomová práce se zabývá dynamickým experimentem provedeným na mostě ve Valech a tvorbou 3D modelu, jehož chování co nejlépe odpovídá skutečnému chování mostu.

Nejprve byl vytvořen model mostu dle dokumentace skutečného provedení stavby. Po sestavení modelu se provedla příprava dynamického experimentu.

Samotný experiment se uskutečnil dne 23. dubna 2021 za běžného provozu, byla při něm měřena dynamická odezva mostu na přejezd vozidel, přechod chodců a vandalismus. Naměřená data se posoudila, zda nepřekračují limity stanovené normami.

Podle výsledků experimentu se model mostu upravil, aby splňoval normové požadavky z hlediska odchylky vlastních frekvencí a aby dynamická odezva a maximální zrychlení vybuzeného simulovaným zatížením co nejlépe odpovídaly naměřeným hodnotám.

## **Klíčová slova**

Most, model, experiment, vlastní frekvence, vlastní tvary, dynamická odezva konstrukce, vynucené kmitání

## **Abstract**

The master thesis deals with a dynamic experiment made on the bridge in the town of Vally and the creation of a 3D model, whose results are as similar to the measured results as possible.

First was created the model of the bridge due to the documentation of the actual execution of the construction. After that was made a preparation of the dynamic experiment.

The experiment took place on April 23, 2021 during regular traffic, the vibration response was measured to vehicle passages, pedestrian passages and vandalism. The measured data were assessed to see if they did not exceed the limits set by the standards.

According to the results of the experiment, the bridge model was modified to meet the standard requirements in terms of deviation of natural frequencies and to approximate the results made by simulated forces to the measured values.

## **Key words**

Bridge, model, experiment, natural frequencies, natural modes of vibration, dynamic response of the construction, forced vibration

## Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat mému vedoucímu práce prof. Ing. Michalovi Polákovi, CSc. za čas, který mi věnoval při konzultacích a za odborné a zkušené rady, které mi pomohly, když jsem si nevěděl rady. Spolu s ním chci poděkovat i Ing. Tomášovi Plachýmu, Ph.D. za pomoc během dynamického experimentu.

Poděkování patří i doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, Ph.D. za poslání dokumentace skutečného provedení stavby a Ing. Petru Dupačovi za poskytnutí otevřených dat projektové dokumentace pro provádění stavby.

Na závěr chci poděkovat firmě PUDIS a.s., která mi umožnila využít jejich licenci na program Midas Civil, ve kterém byl model vytvářen.

# Obsah

1	Experimentální mechanika .....	9
1.1	Úvod .....	9
1.2	Co je experimentální mechanika a k čemu je užitečná? .....	9
1.3	Co vše se pomocí experimentální mechaniky zkoumá? .....	10
1.4	Dělení experimentů ve stavebnictví.....	11
1.5	Zatěžovací zkoušky a jejich dělení.....	11
2	Statické zatěžovací zkoušky .....	12
2.1	Příprava statické zatěžovací zkoušky.....	12
2.2	Požadavky na provádění zkoušek .....	12
2.3	Průběh statické zatěžovací zkoušky .....	13
2.4	Zatěžovací postup .....	14
2.5	Hodnocení výsledků zatěžovací zkoušky.....	15
3	Dynamické zkoušky .....	17
3.1	Druhy dynamických zkoušek .....	17
3.2	Příprava dynamické zkoušky.....	18
3.3	Program dynamické zkoušky.....	18
3.4	Vyhodnocení dynamických zkoušek .....	19
3.4.1	Vyhodnocované veličiny podle typu zkoušky .....	19
3.4.2	Charakteristiky popisující kmitání v časovém intervalu...19	
4	Zatěžovací zkoušky na mostech.....	22
4.1	Co se zjišťuje pomocí zatěžovacích zkoušek na mostech? ....	22
4.2	Druhy zkoušek na mostech .....	22
4.3	Příprava zkoušky na mostním objektu.....	23
4.4	Provádění dynamické zkoušky .....	23
4.5	Vyhodnocování dynamické zkoušky .....	24
5	Prohlídky mostů pozemních komunikací .....	26
5.1	Druhy prohlídek.....	26
5.1.1	Běžná prohlídka .....	26
5.1.2	Hlavní prohlídka .....	27
5.1.3	První hlavní prohlídka.....	27
5.1.4	Mimořádná prohlídka .....	28

5.1.5	Kontrolní prohlídka .....	28
5.1.6	Technická prohlídka .....	28
5.1.7	Prohlídka podjezdu .....	28
5.2	Klasifikace mostů.....	28
5.2.1	Hodnocení spolehlivosti mostu .....	29
5.2.2	Hodnocení bezpečnosti provozu .....	29
6	Informace o mostu.....	31
7	Experiment před uvedením mostního objektu do provozu .....	33
8	Tvorba prutového modelu zkoumaného mostního objektu .....	42
8.1	Geometrický model mostního objektu sestavený v AutoCADu 42	
8.2	Model sestavený v programu Midas Civil .....	43
8.3	Zatížení modelu.....	48
8.4	Výpočet dynamických charakteristik mostu.....	50
9	Průběh a uspořádání dynamického experimentu .....	54
9.1	Zkouška pro zjištění dynamických charakteristik mostu.....	56
9.1.1	První část zkoušky zaměřená na stanovení charakteristik vlastního kmitání mostu .....	56
9.1.2	Druhá část zkoušky zaměřená na parametry vynuceného kmitání mostu od standardní dopravy.....	57
9.2	Zkouška pro ověření odezvy konstrukce na dynamické účinky chodců 59	
9.3	Výsledky experimentu .....	60
9.3.1	Charakteristiky vlastního kmitání mostu .....	60
9.3.2	Odezva konstrukce na dynamické zatížení vozidly .....	64
9.3.3	Odezva konstrukce na zatěžování chodci .....	69
9.4	Vyhodnocení experimentu .....	72
10	Verifikace modelu.....	74
10.1	Úpravy prutového modelu pro zlepšení výsledků vlastních frekvencí svislých a kroutivých tvarů .....	74
10.1.1	Úprava hmotnosti desky .....	74
10.1.2	Úprava parametrů desky .....	75
10.1.3	Přidání veřejného osvětlení .....	76
10.1.4	Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků hlavního pole 78	

10.1.5	Změna zatížení vlastní tíhou středních příčníků ostatních polí	81
10.1.6	Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků za účelem přizpůsobení výsledků z modelu k experimentu .....	82
10.1.7	Zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků chodníků na obou stranách vozovky zároveň.....	84
10.1.8	Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků pravého chodníku .....	85
10.1.9	Změna aplikace zatížení vlastní tíhou chodníků .....	86
10.1.10	Úpravy prutového modelu pro zlepšení výsledků vlastních frekvencí vodorovných tvarů kmitání .....	87
10.1.11	Vliv tužšího připojení oblouků k hlavním nosníkům.....	87
10.2	Modelování betonové desky deskostěnovými prvky .....	90
10.2.1	Přidání ostatního stálého zatížení .....	91
10.2.2	Identifikace nového modelu.....	92
10.3	Výpočet vynuceného kmitání modelu vyvolaného přechody chodců a vandalismem .....	96
10.3.1	Výpočet odezvy prostého nosníku pro ověření spolehlivosti dynamického výpočtu v programu Midas Civil.....	99
10.3.2	Úprava modelu za účelem získání dynamické odezvy modelu mostu na zatížení chodci.....	103
10.3.3	Výpočet dynamické odezvy modelu na přechod chodců	106
11	Závěr .....	111
12	Bibliografie.....	113



# 1 Experimentální mechanika

## 1.1 Úvod

Stavební inženýrství je velmi důležité odvětví průmyslu, které z velké části ovlivňuje chod země (v České republice má na HDP vliv přibližně z 6 %) [1, s. 2]. Stavby jsou využívány každodenně velkým množstvím lidí, ať už se jedná o malé domky, kde bydlí jedna rodina, přes kancelářské budovy, které mohou využívat stovky lidí, až po například mosty na dálnici, přes které může za jeden den přejet i přes 100.000 aut (v roce 2017 přešlo přes Barrandovský most v Praze denně 142.000 aut) [2].

Všichni tito lidé spoléhají na to, že jimi využívané stavby budou fungovat tak, jak mají, a že nebudou muset řešit náhlé problémy, kdyby tomu tak nebylo. Je velice nepříjemné, když se v rodinném domě objeví trhliny způsobené nerovnoměrným sedáním podloží nebo nadměrnými účinky technické seizmicity. Nicméně mnohem horší dopad na chod celé země by byl, kdyby došlo k závažné poruše na dálničním mostu a tento úsek dálnice by musel být uzavřen nebo zúžen. Nedej bože, aby se stavba zhroutila v době, kdy je využívána uživateli, ti pak bohužel mohou dokonce přijít i o život. K tomu bohužel v nedávných letech došlo, 2. prosince roku 2017 se zřítila Trojská lávka a čtyři lidé se přitom zranili [3]. Hůře dopadlo zřícení dálničního mostu v Janově dne 14. srpna 2018, které si vyžádalo smrt 43 lidí a dalších 16 vážně zraněných [4].

Tomuhle všemu se snaží stavební inženýři zabránit. Proto je potřeba neustále vědět, v jakém stavu se významnější stavební konstrukce nacházejí, jak se chovají a zda se náhodou s nimi neděje něco, co by mohlo následně vést k problémům s velkými dopady. Zkoumání stavby je však s ní samou spojeno už od vytváření projektu přes samotnou výstavbu až po celou dobu provozu.

Experimentálním zkoumáním neboli zkoumáním pomocí různých zkoušek, se zabývají převážně dva obory, experimentální geotechnika, která se zabývá podložím nebo založením, a experimentální mechanika, která řeší chování všech ostatních částí nosné konstrukce.

Tato diplomová práce se zabývá převážně tím druhým oborem, a to experimentální mechanikou.

## 1.2 Co je experimentální mechanika a k čemu je užitečná?

Experimentální mechanika je obor, kde se pomocí experimentů zjišťují různé parametry celých stavebních konstrukcí nebo stavebních hmot, ze kterých jsou postaveny. Jedná se například o hmotnost konstrukce, tuhost materiálu nebo třeba tepelná vodivost prvku [5, s. 11, 13, 14]. Díky nim se poté dokáže lépe určit chování celé konstrukce, menších konstrukčních částí anebo i materiálů ke stavbě využívaných.

Lidé pracující v tomto oboru se zabývají návrhem, prováděním a vyhodnocováním těchto experimentů, které mohou probíhat buď v laboratoři, ale častěji i in-situ, tedy v terénu na místě stavby.

### 1.3 Co vše se pomocí experimentální mechaniky zkoumá?

Jak postupují fáze, ve kterých se stavební konstrukce nachází, tak se mění i experimenty, které se na ní provádějí. Na začátku se zkoumají jednotlivé malé součásti, ke konci už se zkoumá převážně chování celé konstrukce.

V první fázi začíná vznikat stavební objekt na papíře (dnes už v počítači) u projektanta při statickém výpočtu a tvorbě výkresů. Ten pro svůj návrh využívá různých předpisů, norem, kterými se řídí. Aby ale takovéto normy mohly být zveřejněny, je potřeba nejen teoretických výpočtů, ale i jejich ověření pomocí experimentů, zda skutečně fungují tak, jak je od nich očekáváno. Každá nová teoretická metoda musí být důkladně prověřena, než se podle ní bude moct projektant řídit [6].

Některé údaje o zatížení stavby pro její statický výpočet jsou závislé na klimatických podmínkách lokality, ve které je stavěna, a je možné je získat pouze dlouhodobým zkoumáním těchto parametrů. Jedná se například o množství srážek na daném místě, které je potřeba z místa stavby odvést pomocí kanalizace nebo rigolů, průměrná i extrémní teplota, na které je potřeba konstrukci navrhnout, rychlost a s ní spojená síla větru, výška sněhu, anebo průtok řek a s ním spojená výška hladiny vodního toku. To vše jsou data, která závisí na lokalitě stavební konstrukce, a je potřeba je dlouhodobě měřit, statisticky zpracovávat a vyhodnocovat. O to se v České republice stará Český hydrometeorologický ústav zřízený ministerstvem životního prostředí [7, s. 9, 16, 17] [6].

Projektant může též využít experimentu pro zjištění některých konkrétních parametrů, které následně využije k vytvoření či optimalizaci složitého výpočetního modelu. Jsou i speciální laboratoře, kde se dá fyzikální model stavební konstrukce ve zmenšeném měřítku posuzovat na jednotlivé formy zatížení. Příkladem je větrný tunel, ve kterém se může zkoumat proudění vzduchu kolem stavby a tím zjistit, jaký to bude mít na ni dopad [6].

Nejvíce experimentů je prováděno v průběhu výstavby. Firma, která staví, musí přesně vědět, jaké materiály jsou na stavbu přiváženy. K tomu musí být vždy s dodávkou přiložen i protokol, který například uvádí, jaká je čára zrnitosti dovezeného kameniva, garantovaná pevnost betonu po 28 dnech, nebo duktilita oceli.

Zpravidla po dokončení stavby před jejím uvedením do provozu, občas i v průběhu její výstavby, se provádí různé statické a dynamické zkoušky, které ověřují, zda daná část stavby dosahuje potřebných hodnot únosnosti a použitelnosti. Jedná se například o statické průhyby, plastické deformace nebo úroveň vibrací. Zároveň se před uvedením do provozu

na významných konstrukcích provádí ověření spolehlivosti nosné konstrukce, čímž se zjistí, zda je stavba postavena řádně a vyhoví všem požadavkům. Až po jejich provedení se může stavba prohlásit za provozuschopnou [8, s. 9 - 12].

Tím ale starost o stavbu nekončí, právě naopak. U významnějších staveb se dnes stále častěji osazuje monitorovací systém, který bez přestání měří různé hodnoty (průhyby, protažení, ...) a ty posílá přes internetovou síť na úložiště, aby správce, který se o stavbu v průběhu její životnosti stará, mohl zjišťovat, jak se konstrukce chová, zda měřené veličiny nepřekračují stanovené meze či zda se dlouhodobě nezhoršují některé parametry její nosné konstrukce. Ostatní stavby nejsou kontrolovány nepřetržitě, ale prochází pravidelnými prohlídkami a kontrolami (viz kap. 4.1.3) [6].

Následně když se něco se stavbou stane, je zasažena povodní, narazí do ní auto, nebo si projde jiným mimořádným zatížením, je potřeba zkontrolovat, zda pořád řádně funguje. Proběhne diagnostika stavební konstrukce, která určí její skutečný stav, na základě získaných údajů se navrhnou opatření. A pokud je navržena podstatná oprava některé části, je po ní konstrukci vhodné znovu experimentálně prověřit [6].

Toto je jen malá část toho, čím vším se experimentální mechanika zabývá.

## 1.4 Dělení experimentů ve stavebnictví

Experimenty ve stavebnictví jde dělit podle různých měřítek. Jedno hledisko bylo uvedeno již v úvodu. Podle místa provádění se dělí na experimenty:

- v laboratoři,
- v místě stavby (in-situ) [9].

Dále jde experimenty dělit podle účelu zkoušky:

- průkazní – slouží k ověření spolehlivosti před uvedením do provozu,
- kontrolní výrobní zkoušky – ověřují spolehlivost v průběhu nebo po dokončení výroby,
- zkoušky již existujících konstrukcí,
- ostatní druhy zkoušek – například pro studijní účely, přejímací, úřední apod. [10].

Experimenty se dají dělit i podle délky trvání:

- krátkodobé,
- dlouhodobé.

## 1.5 Zatěžovací zkoušky a jejich dělení

Části experimentů ve stavebnictví se říká zatěžovací zkoušky. Jejich podstatou je, že se na konstrukci vnese zatížení, které vyvolá ou odezvu [10]. Ty se též dají dělit:

podle formy ukončení:

- do dosažení únosnosti zkoušené konstrukce,

- bez dosažení únosnosti zkoušené konstrukce [8, s. 3].

Poslední zde zmíněné dělení je podle typu použitého zkušebního zatížení:

- statické,
- dynamické [8, s. 8].

Toto poslední dělení bude podrobněji popsáno v dalších kapitolách.

## 2 Statické zatěžovací zkoušky

Statická zatěžovací zkouška (ve zkratce SZZ) je založena na měření odezvy konstrukce na statické zkušební zatížení. Její samotné provedení většinou zabere více času, jelikož je potřeba vyčkat na ustálení výsledné hodnoty.

### 2.1 Příprava statické zatěžovací zkoušky

Před provedením zkoušky se provede její plánování. Při něm je potřeba přihlédnout k cílům a účelu zkoušky, požadavkům a zvolené metodě provedení [10, s. 7]. Samotná příprava se skládá z následujících stupňů:

- Shromáždění údajů o konstrukci – jedná se o projektovou dokumentaci, certifikáty použitých materiálů a jejich kontrolní zkoušky, dokumentace skutečného provedení stavby a pokud je stavba již v provozu, tak i informace o změnách užívání, kterými si prošla, o mimořádných zatíženích či změnách konstrukčního systému.
- Podklady pro statickou zatěžovací zkoušku – zde je zahrnut účel a definice cílů zkoušky včetně způsobu jejího hodnocení, výsledky analýzy pro potřeby přípravy zkoušky, návrh zatěžování a očekávané chování konstrukce.
- Program zatěžovací zkoušky – ten zahrnuje veškeré informace potřebné k provedení a vyhodnocení zkoušky, její uspořádání, harmonogram nebo určení měřených veličin [10, s. 7].

### 2.2 Požadavky na provádění zkoušek

Statická zatěžovací zkouška má v podkladech a programu určené statické zatížení, kterým má být zatížena. Jeho velikost se může při realizaci experimentu lišit maximálně o 3 % v laboratoři a o 5 % při zkoušce in-situ. Veškeré vedlejší vlivy je potřeba co nejvíce eliminovat, aby nezkreslily či jinak nezhodnotily výsledky.

Pokud je není možné eliminovat, je nutné tyto vlivy zaznamenávat a při vyhodnocování k nim přihlédnout. Jedná se například při zkoušce in-situ o vliv teploty, která se může v průběhu měnit.

Ve zkušebně se má zkoušený prvek vystavit co nejpodobnějším podmínkám, za kterých bude působit v provozu na reálné konstrukci. Jedná se například o uložení konstrukce [8, s. 17, 19, 21].

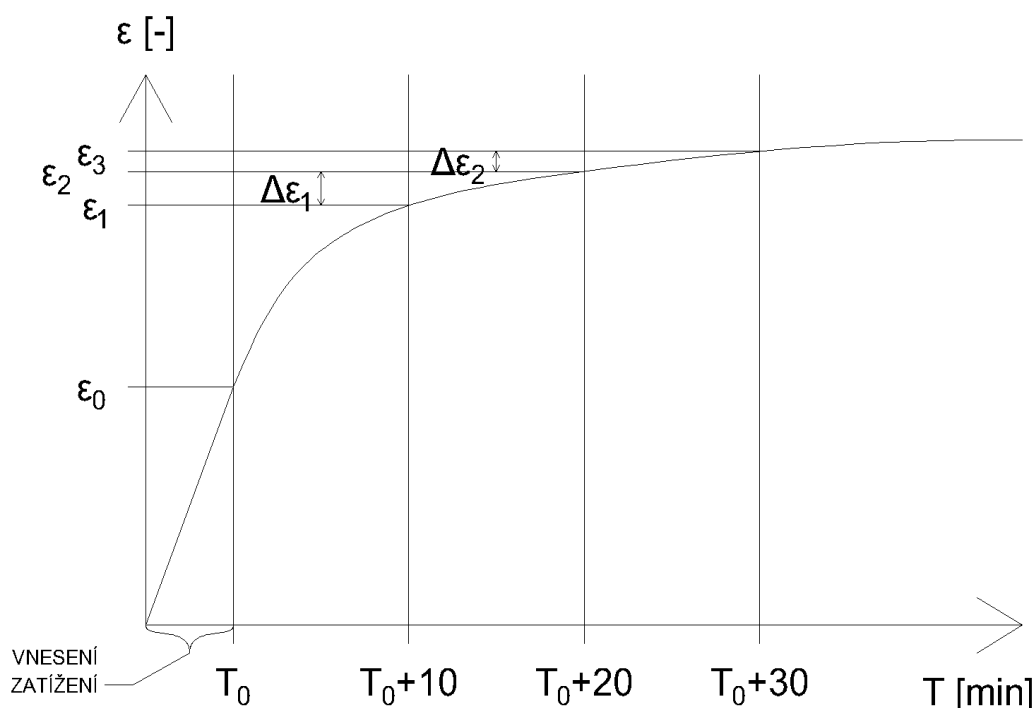
## 2.3 Průběh statické zatěžovací zkoušky

SZZ se skládá z jednoho či více zatěžovacích stavů. Ten je zaměřen na vyvolání extrémního účinku na konkrétním místě (zpravidla průřezu) konstrukce. Skládá se z rozmístění zatížení do předepsané polohy, vyčkání ustálení měřených veličin, jejich zaznamenání a následné odstranění zatížení. Pokud je statickou zatěžovací zkouškou plánováno změření extrémních účinků na různých místech konstrukce, musí se vyhodnotit, zda není potřeba více zatěžovacích stavů [8, s. 13].

Zatěžovací stav bývá rozdělen do více zatěžovacích stupňů. V každém zatěžovacím stupni je nanášeno zatížení a následně se vyčká na ustálení měřené veličiny a zároveň na uplynutí předepsaného časového intervalu [8, s. 14].

Ustálení se považuje odlišně u různých materiálů. U betonových stejně jako u ocelobetonových a zděných konstrukcí se za ustálení považuje stav, kdy chování konstrukce odpovídá alespoň jednomu z těchto bodů (pro lepší přehlednost je vše graficky znázorněno na obr. 1):

- po nejméně třiceti minutách působení zatížení je změna přetvoření za časový interval 10 minut menší než 20 % změny přetvoření za předcházející desetiminutový interval (viz obr. 1:  $\Delta\varepsilon_2 < 0,2 * \Delta\varepsilon_1$ ),
- po nejméně třiceti minutách je změna přetvoření v časovém intervalu 10 minut menší než 2 % příslušného zatěžovacího stupně (viz obr. 1:  $\Delta\varepsilon_2 < 0,02 * \varepsilon_3$ ),
- za ustálení je též považováno, když změna přetvoření je menší než chyba použitého měřicího zařízení, například změna už je menší než nejmenší jednotka měřicího přístroje [10, s. 14, 16, 17] [8, s. 27].



Obrázek 1: Ustálení při zatěžovacím stupni u betonové konstrukce

Definice ustálení měřených veličin u ocelových konstrukcí funguje na stejném principu jako u betonových, jen se liší doba ustálení. Intervaly zde nejsou po desíti minutách, ale po pěti minutách, a pro celkové ustálení stačí místo 30 minut jen 15 minut. Jinak procentuální poměry zůstávají stejné [10, s. 16].

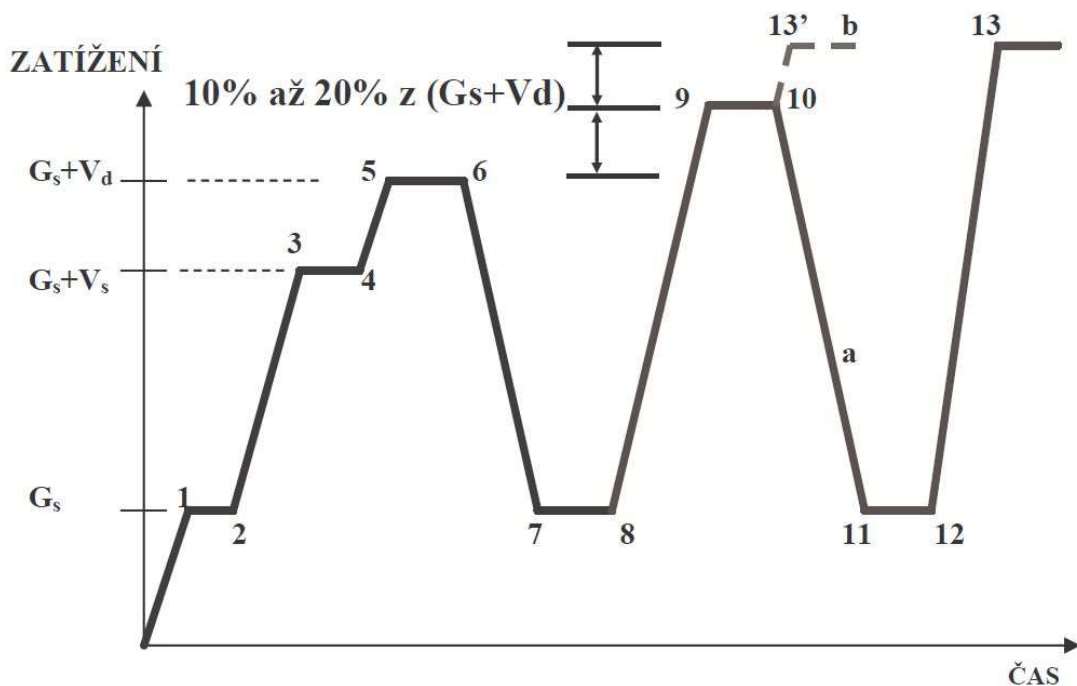
## 2.4 Zatěžovací postup

Základní zatěžovací postup při SZZ prováděné dle ČSN 73 2030 se skládá z následujících kroků:

- Na začátku SZZ je konstrukce zatížena jen výchozím zatížením  $E_0$ .
- Konstrukce se zatíží zkušebním zatížením, které odpovídá charakteristické hodnotě stálého zatížení.
- Zatížení se zvýší na hodnoty rovné kombinaci charakteristických hodnot stálého a proměnného zatížení.
- Ve třetím stupni se zatížení zvýší na kombinaci návrhových hodnot stálého a proměnného zatížení.
- Následně se zatížení sníží na charakteristickou hodnotu stálého zatížení.

V případě zatěžovací zkoušky bez dosažení únosnosti konstrukce zde SZZ končí. U zkoušky do dosažení únosnosti konstrukce následují další kroky zatěžování:

- Zatížení se zvýší na 110 % hodnoty zatížení od kombinace návrhových hodnot stálého a proměnného zatížení.
- Odtížení na charakteristické hodnoty stálého zatížení (v opodstatněných případech je možné těchto odtěžovacích kroků vynechat).



Obrázek 2: Základní zatěžovací postup SZZ [10, s. 10]

Toto se nadále opakuje až do dosažení únosnosti s tím, že při zvýšení zatížení se vždy přidá 10 % až 20 % hodnoty zatížení od kombinace návrhových hodnot stálého a proměnného zatížení, při odtížení se vždy odtíží až na hodnotu charakteristického stálého zatížení [10, s. 9, 10].

Únosnost je dosažena, pokud je splněn alespoň jeden z následujících bodů:

- ztráta stability konstrukce,
- ztráta stability části konstrukce,
- neustálé přetváření konstrukce při neměnném zatížení,
- pro ohýbané prvky je limitní průhyb větší jak  $1/50$  rozpětí,
- jiné trvalé porušení konstrukce.

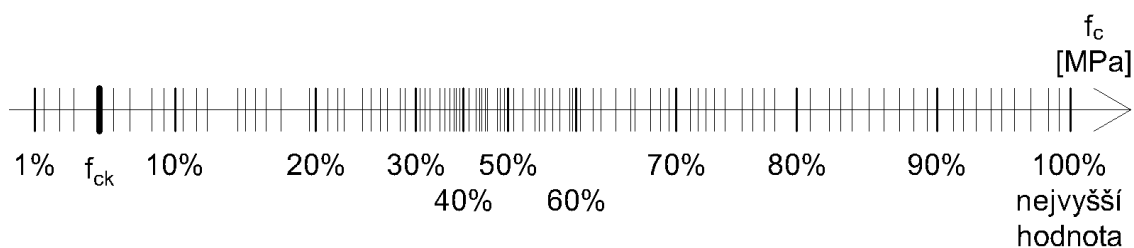
Zároveň jsou podmínky dosažení únosnosti různé pro odlišné materiály:

- U betonových konstrukcí jde o:
  - drcení betonu,
  - přetržení či vybočení výztuže,
  - posun ve smykových trhlinách.
- U ocelových konstrukcí se jedná o:
  - trhliny ve stycích a ostatních prvcích,
  - prokluz třecích spojů.
- U zděných konstrukcí můžeme mluvit o dosažení únosnosti při:
  - drcení či jiném porušení materiálu,
  - vytvoření průběžných svislých trhlin v materiálu.
- Dřevěné konstrukce dosahují únosnosti při:
  - nadměrných posunech či trhlinách ve stycích a spojích,
  - uvolnění spojovacích prostředků [8, s. 4, 5, 6, 7] [10, s. 13, 16, 17, 18].

## 2.5 Hodnocení výsledků zatěžovací zkoušky

Vyhodnocení každé zkoušky závisí na již předem stanovených cílech, účelech a metodách provedení zkoušky [10]. Například pokud se provádí zkouška měření průhybu konstrukce pod daným zatížením (MSP, bez dosažení únosnosti), nemůže se vyhodnocovat stejně jako zkouška ověřující, jaký maximální tlak vody vydrží fyzikální model protipovodňové zdi (MSÚ, do dosažení únosnosti).

Z výsledků zkoušek do dosažení únosnosti se experimentálně zjištěná maximální odolnost konstrukce vypočítá jako charakteristická hodnota  $R_{ek}$  měřené veličiny  $R_e$ . Výpočet musí být v souladu s normou ČSN EN 1990 [10, s. 10]. Například u betonových konstrukcí se pevnost určí jako dolní 5% kvantil z naměřených výsledků. To znamená, že 95 % naměřených hodnot je větších než výsledná charakteristická pevnost a 5 % je menších. Graficky je to znázorněno na Obr. 3.



Obrázek 3: Grafické znázornění pětiprocentního kvantilu

Zkoušené konstrukce hodnocené z hlediska MSÚ jsou považovány za spolehlivé, pokud únosnost stanovená zkouškou vychází větší nebo rovna únosnosti spočtené pomocí platných norem. Zároveň musí být splněna podmínka poměru mezi trvalým a celkovým deformačním účinkem. Tento vztah je dán rovnicí:

$$\frac{S_{r,ULS}}{S_{tot,ULS}} \leq \lambda_i \quad (1)$$

kde  $S_{r,ULS}$  je rovno rozdílu ustálených hodnot deformací mezi body 6 a 2 základního zatěžovacího postupu (viz Obr. 1),  $S_{tot,ULS}$  se rovná rozdílu mezi body 8 a 2. Hodnota  $\lambda_1$  záleží na materiálu konstrukce, pohybuje se od 0,10 pro ocelové svařované konstrukce po 0,35 pro zděné konstrukce [10, s. 11, 16, 17].

Pokud je poměr z předešlé rovnice vyšší než  $\lambda_1$ , ale menší než  $2 \cdot \lambda_1$ , může se zkouška opakovat s tím, že při druhém měření už je potřeba, aby byl poměr menší než  $\lambda_2$ . Pro  $\lambda_2$  stejně jako případně i pro  $\lambda_3$  při třetí zkoušce platí vztah:

$$\lambda_i = 0,5 \cdot \lambda_{i-1} \quad (2)$$

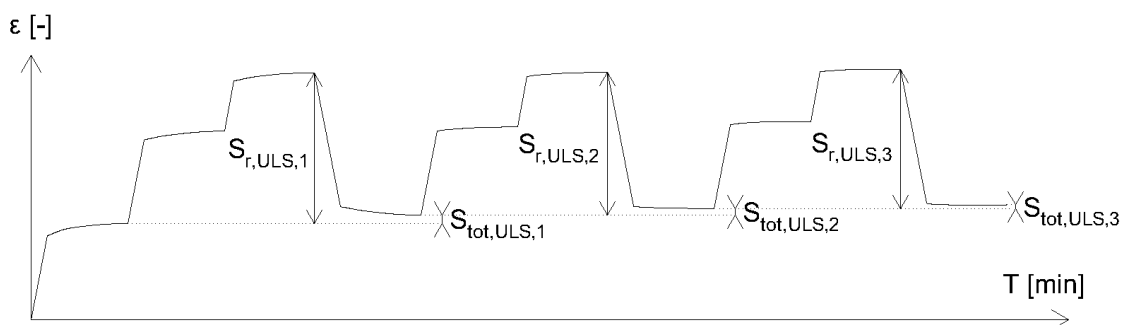
Pokud ani potřetí není tato podmínka splněna, je zkouška prohlášena za neplatnou [10, s. 11].

Pro lepší pochopení to vysvětlí následující příklad. Graficky je znázorněn na Obr. 4. Prvek z ocelobetonové konstrukce je zatěžován ve třech krocích a následně odtížen zpět na charakteristickou hodnotu stálého zatížení. Po ustálení je možné vypočítat hodnoty  $S_{r,ULS,1}$  a  $S_{tot,ULS,1}$ . Podělí se a výsledek se porovná s hodnotou  $\lambda_1$ , která pro ocelobetonovou konstrukci činí 0,20. Je-li poměr menší než 0,20, zkouška je prohlášena za zdárnou (i se splněním ostatních podmínek). Je-li větší než 0,40, je prohlášena za neúspěšnou. Pokud je poměr mezi hodnotami 0,20 a 0,40, zkouška se může opakovat.

Jak ukazuje Obr. 4, znovu se určí hodnoty  $S_{r,ULS,2}$  a  $S_{tot,ULS,2}$ , jen s jiným indexem. Tentokrát se ale budou porovnávat s hodnotou  $\lambda_2$ , která je rovna polovině  $\lambda_1$ , tedy 0,10. Pokud opět platí, že poměr nových veličin leží mezi  $\lambda_2$  a  $2 \cdot \lambda_2$ , tedy mezi 0,10 a 0,20, zkouška může ještě jednou být zopakována.

Po třetím zatěžování se stanoví hodnoty  $S_{r,ULS,3}$  a  $S_{tot,ULS,3}$  a jejich poměr se porovná s  $\lambda_3 = 0,05$ . Pokud poměr není nižší jak 0,05, musí být zkouška prohlášena za neplatnou.





Obrázek 4: Průběh zatěžovací zkoušky podle ČSN 73 2030 při nesplnění podmínky pro zbytková přetvoření

Pro hodnocení zkoušky z hlediska mezního stavu použitelnosti je potřeba mít vypočtenou teoretickou hodnotu  $S_{\text{teor,ULS}}$ , která odpovídá očekávané změně ustálených hodnot mezi body 2 a 4, neboli rozdíl před a po zatížení charakteristickými hodnotami proměnného zatížení a ustálení měřených veličin.

Poté se dá zkouška prohlásit za platnou, jestliže podíl mezi naměřenou hodnotou  $S_{\text{tot,ULS}}$  a vypočítanou se neliší od čísla 1 o více jak o hodnotu  $\mu$ . Ta opět závisí na materiálu, pohybuje se od 0,20 pro ocelové konstrukce do 0,40 pro železobetonové, zděné i dřevěné konstrukce. Zároveň naměřená hodnota nesmí být větší jak mezní hodnota stanovená normami [10, s. 11, 13, 16, 17, 18].

## 3 Dynamické zkoušky

Dynamické zkoušky zkoumají chování konstrukce na dynamické zatížení. Tím se rozumí libovolné zatížení proměnné v čase. Jako příklad může posoužit vítr, který vane v průběhu času odlišnou silou, pohyb osob na pěších lávkách, či mechanický budič fungující na principu rozkmitávání konstrukce na předem stanovené frekvenci [11, s. 8] [12, s. 30].

Dynamické zkoušky se používají pro prověření dynamických vlastností nebo stavu konstrukce či její části, dále pro ověření spolehlivosti konstrukce z hlediska mezních stavů, taktéž pro získání podkladů pro statický nebo dynamický výpočet [13, s. 6].

### 3.1 Druhy dynamických zkoušek

V normě ČSN 73 2044 jsou definovány čtyři následující druhy dynamických zkoušek:

- dynamická zkouška informativní – slouží k vybuzení požadovaných tvarů kmitání pomocí budícího zařízení a následnému změření vlastních frekvencí při volném kmitání;
- dynamická zkouška zatěžovací – konstrukce je podrobena vynucenému kmitání, které se snaží co nejvíce přiblížit reálnému užitému zatížení, nejen působící silou či kombinací sil, ale také místem a dobou působení;

- dynamická zkouška zatěžovací dlouhodobá – jejím cílem je zjištění odezvy konstrukce na dané zatížení po stanovenou dobu a sledování změn u určitých hodnot dynamického chování;
- dynamická zkouška zatěžovací na únavu –užití tohoto druhu je převážně u výzkumu, vývoje, či kontroly nových atypických tvarů konstrukce [13, s. 6, 7].

### 3.2 Příprava dynamické zkoušky

Na úvod musí vyzývateľ vydat podklady zahrnující dostatečně podrobnou dokumentaci stavby pro přípravu zkoušky, dále musí specifikovat druh zkoušky a případně další potřebné podklady či požadavky.

Uchazeči na základě toho vypracují stručný program pro nabízenou zkoušku. Ten musí zahrnovat i očekávaný rozsah kooperace v průběhu zkoušky.

Z uchazečů se vybere dodavatel, který vypracuje podrobný program zkoušky. K ní mu pomůže dynamický výpočet zkoušené konstrukce a výpočet odezvy na zkušební zatížení, které mu zajistí objednatel. Ten poté musí i celý program schválit [13, s. 8].

### 3.3 Program dynamické zkoušky

V programu dynamické zkoušky nesmí chybět následující body:

- Při dynamické zkoušce informativní je třeba uvést způsob buzení, zda bez budiče kmitání (pomocí větru, přejezdu vozidlem, ...), anebo s budičem.
- Při dynamické zkoušce zatěžovací by měl být uveden typ budiče, charakter buzení a jeho poloha na konstrukci.  
Budiče lze rozdělit dle zdroje energie na mechanické (s využitím gravitační, pružinové, lidské síly), elektrické (elektromotory a elektrodynamické budiče), pneumatické a hydraulické [14, s. 4, 7, 15, 20].  
Zároveň jde budiče dělit i podle typu zatížení vyvozeného na konstrukci. Může se jednat o harmonickou budící sílu, sweep (lineárně proměnná budící síla), nahodilá budící síla či VCS (systém s kontrolovaným řízením vibrací) [12, s. 35].
- Určení sledovaných veličin a způsob jejich měření, polohy umístění snímačů kmitání – snímače musí být umístěny do míst, kde je předpokládána dostatečně vysoká úroveň měřeného kmitání pro co nejvíce vybuzených vlastních tvarů při dynamické zkoušce informativní; snímače se umístí do bodů konstrukce s očekávanou nejvyšší úrovní vynuceného kmitání.
- Popis prací potřebných k přípravě zkoušky – zde se může jednat o užití jeřábu pro osazení snímačů, ale i potřebné zastavení provozu na konstrukci.
- Harmonogram zkoušky.
- Metoda vyhodnocení – viz kapitola Vyhodnocení dynamických zkoušek.
- BOZP (Bezpečnost a ochrana zdraví při práci) [13, s. 8, 9].

### 3.4 Vyhodnocení dynamických zkoušek

Při dynamické zkoušce se získá soubor záznamů naměřeného kmitání konstrukce. Záznamy obsahují časové průběhy kmitání v měřených bodech. Mohou být zapsány do tabulky nebo formou grafu v závislosti na čase. To samotné o naměřeném kmitání mnoho neřekne, proto existují charakteristiky zjednodušující popis naměřeného kmitání do přehledné podoby. Díky nim je možné nepřehledný záznam převést na snadno pochopitelné výsledky.

Tyto charakteristiky nám můžou dát informace buď z jednoho časového okamžiku, anebo z určitého časového intervalu [12, s. 2, 3].

#### 3.4.1 Vyhodnocované veličiny podle typu zkoušky

Při dynamické zkoušce se dají měřit různé hodnoty. Záleží na typu zkoušky.

Dynamická zkouška informativní:

- vlastní frekvence a jim příslušející vlastní tvary,
- logaritmický dekrement útlumu [13, s. 11].

Dynamická zkouška zatěžovací se zatížením užitným či jemu podobným:

- maximální výkmity měřených veličin,
- frekvenční spektra,
- další amplitudové a frekvenční charakteristiky odezvy konstrukce na zkušební zatížení.

Dynamická zkouška zatěžovací s harmonickým budícím zatížením:

- frekvence a tvary vynuceného kmitání,
- amplitudy vynuceného ustáleného kmitání [13, s. 12].

Příkladem dalších běžně používaných charakteristik popisujících zaznamenané kmitání v jednom časovém okamžiku mohou být rozkmit nebo dynamický součinitel [12, s. 2].

#### 3.4.2 Charakteristiky popisující kmitání v časovém intervalu

Tyto metody můžeme rozdělit na statistické metody a třídící metody.

##### 3.4.2.1 Statistické metody

Statistické metody převádí celý dlouhý záznam dynamické zkoušky do jedné přehledné hodnoty. Dvě z mnoha metod jsou zde uvedeny:

Efektivní hodnota (RMS hodnota) – tato metoda popisuje naměřené kmitání na určitém časovém intervalu  $T$ , z něž vyvodí výslednou RMS hodnotu [13, s. 11].

Pro efektivní hodnotu zrychlení platí rovnice:

$$a_{RMS} \cong a_{EF} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (3)$$

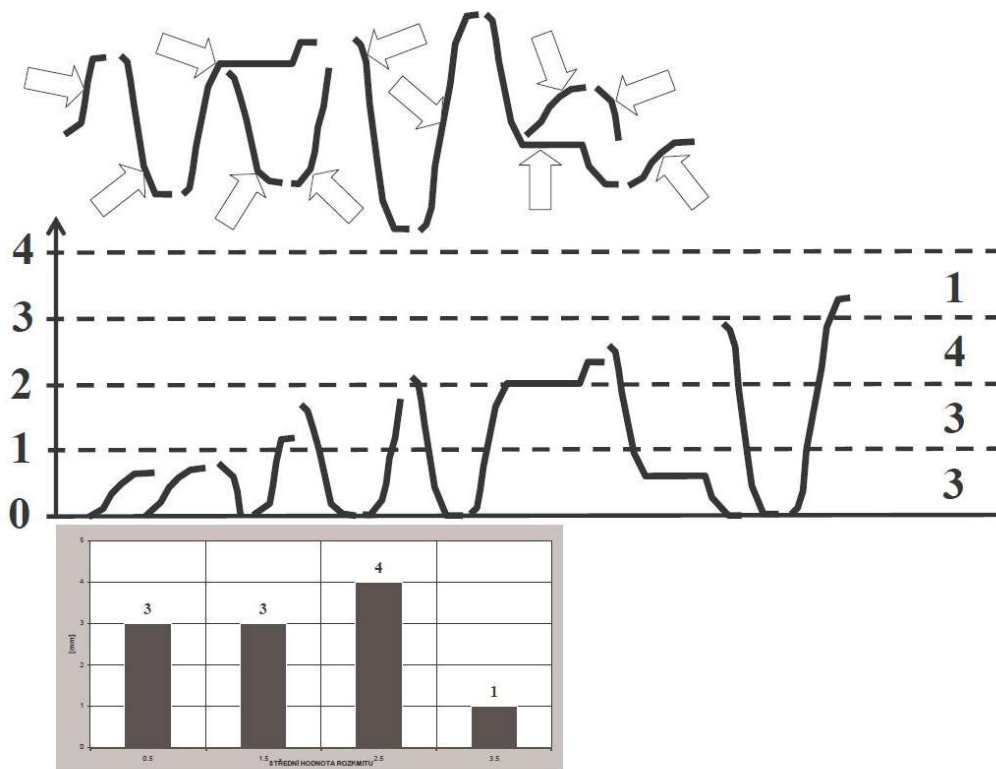
Hladina – ta zařazuje naměřený výsledek pomocí RMS hodnoty do určité hladiny měřené v dB. Rozdělení hladin je pomocí logaritmického měřítka [13, s. 12].

$$L_{a,EF} = 20 \log \frac{a_{EF}}{a_0}; \text{ kde } a_0 = 10^{-6} \text{ m/s}^2 \quad (4)$$

### 3.4.2.2 Třídící metody

Třídící metody slouží k rozdělení záznamu podle svého klíče a vyhodnotí díky němu potřebné výsledky. Sem se dá zařadit:

- Metoda stékajícího deště – tato metoda si rozdělí grafický záznam závislosti měřené veličiny na čase na dílčí rozkmity. Metoda postupuje od začátku záznamu a pro jednotlivé lokální extrémy hledá hodnotu největšího rozdílu měřené hodnoty na intervalu od času tohoto lokálního extrému do času, kdy naměřená veličina dosáhne stejné hodnoty. Výsledkem je soubor těchto rozkmitů měřené veličiny, který se zpracuje do histogramu četnosti rozkmitů v závislosti na jeho velikosti. Postup je vysvětlen graficky na obrázku 5 [15, s. 3-7] [12, s. 13-16] [16, s. 27, 28].



Obrázek 5: Příklad použití metody stékajícího deště [12, s. 15]

- Palmgren–Minerova teorie kumulace poškození – teorie slouží k určení příspěvků pro vznik únavového lomu. Jednotlivé rozkmity napětí se roztřídí podle jejich velikosti, četnost jednotlivých tříd rozkmitů se označí  $n_i$ . Pro každou třídu je přiřazena hodnota  $N_f$  určující počet cyklů, které teoreticky způsobí lom konstrukce. Palmgren–Minerova teorie říká, že lom nastane za následující podmínky:

$$\sum \frac{n_i}{N_f^i} = 1 \quad (5)$$

V praxi však platí, že lom může nastat, když levá strana rovnice se nachází v rozmezí 0,7 až 12 [16, s. 28].

- Fourierova transformace – Tato metoda dokáže získat ze záznamu kmitání konstrukce v průběhu dynamické zkoušky frekvenční spektrum dané dynamické odezvy konstrukce. Využívá k tomu složitých matematických funkcí. Samotná Fourierova transformace potřebuje pracovat se spojitou funkcí. Na digitální záznam se využívá diskrétní Fourierova transformace (DFT), která počítá jen s určitým počtem členů řady. [12, s. 20 - 24].

## 4 Zatěžovací zkoušky na mostech

Zatěžovací zkoušky na mostech jsou specifické, a to hned z několika důvodů:

- Mosty jsou velké drahé stavby, které nelze zkoušet do meze únosnosti, ani se nestaví zkušební most, na kterém by se dala únosnost stavby ověřit experimenty. Proto se stanovuje smluvní mez únosnosti [17, s. 6].
- Většinou jsou mosty umístěny ve venkovním prostředí, kde jsou neustále zatěžovány měnícími se klimatickými podmínkami. Ty je potřeba v průběhu experimentu sledovat a měřit.
- Mosty slouží k dopravnímu spojení dvou míst, tudíž se očekává, že se po nich bude pohybovat dopravní zatížení. To svým pohybem může způsobit výrazné dynamické účinky, kterým je potřeba se věnovat [17, s. 11].

### 4.1 Co se zjišťuje pomocí zatěžovacích zkoušek na mostech?

Mostní objekty jsou experimentálně zkoumány za účelem ověření:

- statického či dynamického chování zkoušené konstrukce,
- dostatečné spolehlivosti při zatížení podobným zatížením při mezním stavu použitelnosti,
- potřebných dat pro ověření a upřesnění výpočetních modelů [17, s. 5].

### 4.2 Druhy zkoušek na mostech

Stejně jako u rozdělení zatěžovacích zkoušek v kapitolách 1.5 a 3.1, na mostních objektech mohou být taktéž provedeny:

- Statické zkoušky, které slouží k vyvolání maximálních přetvoření od časově stálého zatížení. Tím bývají u drážních mostů lokomotivy, kolejové jeřáby, u mostů pozemních komunikací a lávek pro chodce a cyklisty se používají nákladní vozy a jiná kolová vozidla nebo ve zvláštních případech i zásobníky s vodou [8, s. 40] [17, s. 5, 8].
- Dynamické informativní zkoušky, při kterých se zjišťují charakteristiky vlastního kmitání mostního objektu. Mezi ně patří vlastní frekvence, vlastní tvary kmitání a útlum konstrukce. Konstrukce se zpravidla zatěžuje budičem kmitání o potřebném frekvenčním rozsahu, dále může být zatěžována silovými impulzy či jiným dynamickým časově proměnným zatížením, jako je např. projíždějící doprava, vanoucí vítr nebo proudění vody [17, s. 5, 11].
- Dynamické zatěžovací zkoušky, při nichž se zjišťuje dynamická odezva na experimentální zatížení, které se snaží co nejlíže napodobit návrhové nebo provozní zatížení. Tím může být přejezd vlaku, silničního vozidla nebo přechod skupiny osob [17, s. 5, 9] [12, s. 60, 63].
- Dynamické zatěžovací zkoušky dlouhodobé, při kterých se v dlouhém časovém intervalu sledují dynamické charakteristiky mostu a jejich změny. Zde je využíváno rozkmitávání konstrukce mostu běžným

provozem, jehož změny se též mohou zjišťovat, a určuje se, zda v časovém intervalu nedošlo ke změně odezvy mostního objektu [17, s. 5].

- Dlouhodobé sledování odezvy mostu, při těchto zkouškách se dlouhodobě sleduje a zaznamenává provozní i klimatické zatížení a účinky jejich působení [17, s. 5, 11].
- Zkoušky studijního charakteru, které slouží k zjišťování parametrů pro výpočetní modely existujících mostů, na kterých se následně provádí statický a dynamický výpočet. Mohou též v některých případech nahradit tento výpočet [17, s. 5, 11, 12].

### 4.3 Příprava zkoušky na mostním objektu

U mostních objektů se příprava zkoušky nijak zvlášť neodlišuje oproti přípravě na jiných stavebních konstrukcích, skládá se ze shromažďování údajů o konstrukci, přípravy podkladů pro zkoušku a vytvoření programu zkoušky.

Mezi shromážděné údaje o mostu patří projektová dokumentace nejnovějšího stupně, pro již postavený most se jedná o DSPS (dokumentaci skutečného provedení stavby), statický nebo dynamický výpočet z dané dokumentace, informace o stavu konstrukce v době zkoušky, zda nedošlo ke změně geometrie, poškození, výskytu trhlin či vzniku koroze [17, s. 6].

K podkladům pro zkoušku patří navržené zkušební zatížení, jeho poloha na mostě, postup zatěžování, metoda měření charakteristik konstrukce a způsob vyhodnocování zkoušky [17, s. 6].

Projekt zkoušky obsahuje účel a cíle zkoušky, dále údaje o stavu konstrukce a uspořádání zkoušky, harmonogram a způsob snímání měřených veličin [17, s. 6, 7].

Před samotným experimentem je potřeba výškově zaměřit důležité body nosné konstrukce (např. podpěry a středy rozpětí po obou stranách podélné osy) a poloha koleje mostu [17, s. 7].

### 4.4 Provádění dynamické zkoušky

Samotná zkouška musí být provedena tak, aby neohrozila funkčnost a použitelnost mostu.

Při dynamické zkoušce se zaznamenává časový průběh zatěžování včetně působící síly při zatížení budičem, odezva konstrukce na dynamické zatěžování, dále klimatické podmínky v průběhu experimentu a případně i další přetvárné veličiny [17, s. 9].

Zkušební zatížení je použito takové, které vyvodí na konstrukci účinek menší nebo rovný účinku charakteristické hodnoty svislého pohyblivého proměnného krátkodobého zatížení [17, s. 9].

Dynamická zkouška informativní se provádí metodou experimentální modální analýzy. Pomocí zkušebního zatížení se rozkmitá konstrukce tak, aby bylo dobře zjištělé dynamické chování konstrukce.

U dynamické zatěžovací zkoušky se při využití zatížení vozidla přejíždí konstantní rychlostí po mostě střídavě v jednom a ve druhém směru. Na začátku se jezdí rychlostí 5 km/h, dále stoupá rychlost jízdy vždy o 5 km/h až do rychlosti 20 km/h. Další zvyšování je již o 10 km/h až do maximální dosažitelné rychlosti. Minimální počet přejezdů je 10. Taktéž je možné využít pro zkušební zatížení budiče kmitání, brždění vozidel, přechodu chodců. odstřel v blízkém lomu a další zatížení.

Lávky pro chodce se mohou vybudit náhodnými přechody chodců na očekávané hustotě provozu, synchronním přechodem dvou chodců o frekvenci chůze vyvolávající extrémní odezvu nosné konstrukce lávky nebo též přejezdem lehkého nákladního vozidla.

## 4.5 Vyhodnocování dynamické zkoušky

Dynamická zkouška informativní je při vyhodnocování porovnávána s výsledky dynamického výpočtu mostu. Bere se v potaz minimálně 5 nejnižších vlastních frekvencí, zároveň však mezi posuzovanými musí být alespoň dvě vlastní frekvence svázané se svislými ohybovými tvary kmitání a alespoň jedna příslušná ke kroutivému vlastnímu tvaru [17, s. 14] [12, s. 46].

Porovnání experimentálních charakteristik vlastního kmitání s vypočtenými vlastními frekvencemi a vlastními tvary probíhá pomocí následujících metod, kterými se ověřuje míra shody. Shody je dosaženo, pokud jsou splněny všechny následující podmínky:

- Odchylka mezi vlastními frekvencemi  $\Delta(j)$  musí být v rozmezí +10 až -15 % pro nejnižší vlastní frekvenci příslušné k globálnímu vlastnímu tvaru  $s$  (dominantně) svislými pořadnicemi a pro vlastní frekvence o nižších hodnotách, nebo v rozmezí +14 +  $x$  až -14 -  $x$  pro vlastní frekvence o vyšších hodnotách, kde  $x$  je rovno poměru zohledňované vlastní frekvence k minimální vl. frekvenci s vlastním tvarem kmitajícím dominantně ve svislém směru, maximálně však  $x = 9$ .

Odchylka se počítá podle vzorce:

$$\Delta(j) = \frac{f_{(j) cal} - f_{(k) obs}}{f_{(j) cal}} * 100\% \quad (6)$$

kde

$f_{(j) cal}$  je ověřovaná vypočtená vlastní frekvence,

$f_{(k) obs}$  je odpovídající změřená vlastní frekvence [17, s. 14] [12, s. 48].

- Změřené a vypočtené vlastní tvary mají stejný počet uzlových linií a ty se nacházejí ve shodných polích konstrukce, což znamená, že si jsou porovnávány tvary podobné. Pokud toto nejde snadno rozlišit, využije se koeficientů korelace modální analýzy  $MAC_{(j,k)}$ . Pokud je  $MAC$  u posuzovaných vlastních tvarů roven minimální hodnotě 0,85 a zároveň s ostatními vlastními tvary má hodnotu menší než 0,4, tak se



dá předpokládat, že se jedná o shodný tvar kmitání. Koeficienty  $MAC_{(j,k)}$  se určí podle rovnice:

$$MAC_{(j,k)} = \frac{(\{r_{(j)}\}_{cal}^T \{r_{(k)}\}_{obs})^2}{(\{r_{(j)}\}_{cal}^T \{r_{(j)}\}_{obs})(\{r_{(k)}\}_{cal}^T \{r_{(k)}\}_{obs})} \quad (7)$$

kde

$\{r_{(j)}\}_{cal}$  je vektor amplitud pořadnic stanovený výpočtem,

$\{r_{(j)}\}_{obs}$  je vektor amplitud pořadnic zjištěný měřením [17, s. 15] [12, s. 47].

- Logaritmický dekrement útlumu stanovený z měření je větší než logaritmický dekrement použitý při dynamickém výpočtu [17, s. 15].

Výsledky dynamické zatěžovací zkoušky se porovnávají s vypočtenými hodnotami vynuceného kmitání nebo s přípustnými mezními hodnotami. Určují se následující údaje:

- frekvence a tvary vynuceného kmitání a jejich průběhy v dostatečném počtu bodů konstrukce,
- dynamické přírůstky,
- rezonanční křivky,
- dynamický součinitel,
- výkmity a rozkmity,
- útlum a další charakteristiky [12, s. 51, 52] [17, s. 15, 16].

Výkmity se berou za shodné, pokud poměr mezi při zkoušce naměřenými hodnotami a výpočtem zjištěnými hodnotami nepřesahuje hodnotu 1,1 [17, s. 16].

Za spolehlivý z hlediska mezního stavu použitelnosti se může mostní objekt považovat, pokud naměřené hodnoty dynamické odezvy nepřekračují mezní hodnoty stanovené příslušnými předpisy [17, s. 16].

U lávek pro chodce je taktéž potřeba posoudit účinek vibrací na lidský organismus, který je posuzován na základě maximálních hodnot zrychlení. Ta nesmí pro dané frekvence přesahovat hodnoty zobrazené na Tab. 1 [17, s. 16] [12, s. 70].

Směr kmitání	$a_{w,max}$ [m/s <sup>2</sup> ]
Svislé kmitání	0,70
Vodorovné kmitání	0,20
Vodorovné kmitání při výjimečném zatížení davem lidí	0,40

Tabulka 1: Maximální povolené hodnoty zrychlení v různých směrech dle ČSN EN 1990, článku A2.4.3.2

U drážních mostů se posuzuje navíc dynamický součinitel podle vzorce:

$$(\delta_{obs} - 1)k_{dyn} \leq \delta - 1 \quad (8)$$

kde

$\delta_{obs}$  je změřený dynamický součinitel,

$\delta$  je dynamický součinitel předepsaný normou pro výpočet

$k_{dyn}$  je dynamická účinnost zatížení, která se určí poměrem hodnoty statického účinku od zkušebního zatížení ku statickému účinku od charakteristické hodnoty zatížení.

Toto musí být splněno alespoň u 90 % měření, u zbylých měření musí být pravá strana maximálně 1,1x větší [17, s. 17] [12, s. 67 - 69].

## 5 Prohlídky mostů pozemních komunikací

Nejjednodušší experimentální metodou zkoumající mostní konstrukce je vizuální prohlídka. Každý mostní objekt musí být kontrolován po celou dobu své životnosti. K tomuto účelu slouží prohlídky mostů pozemních komunikací společně s pravidelnou údržbou. Tato povinnost platí od povolení k uvedení mostu do provozu až do jeho demolice, a to i při vyloučení mostu z provozu [18, s. 7].

### 5.1 Druhy prohlídek

Prohlídek mostů je více druhů, neboť ne vždy je potřeba dopodrobna prozkoumat celou stavbu. Dělí se na:

- běžné,
- hlavní,
- první hlavní,
- mimořádné,
- kontrolní,
- technické,
- podjezdu [18, s. 8].

#### 5.1.1 Běžná prohlídka

Běžná prohlídka patří mezi pravidelné prohlídky, která se provádí v intervalech závislých na klasifikaci mostu, nejméně jedenkrát do roka u mostů ve stupni I-IV a nejméně dvakrát do roka u mostů se stupněm V-VII (o klasifikačních stupních bude podrobněji pojednáno v části 5.2 Klasifikace mostů) [18, s. 8].

Jejím cílem je provést v běžných relacích kontrolu stavu a bezpečnosti mostu. Tím se myslí revize údajů v mostním listu, všeobecná kontrola přístupných částí včetně označení, mostního vybavení a

příslušenství, kontrola pravidelné údržby a návrh následných opatření vycházející z prohlídky [18, s. 8, 11].

Při této prohlídce se neklasifikuje mostní objekt, ale při zjištění závad, které mohou ovlivnit stav mostu, se žádá o provedení mimořádné prohlídky [18, s. 11].

### 5.1.2 Hlavní prohlídka

Jedná se taktéž o pravidelnou prohlídku, ovšem většího rozsahu. Intervaly jejího provedení se liší nejen v závislosti na klasifikaci, ale zároveň i na typu a materiálu stavby.

Minimálně jednou za deset let se musí hlavní prohlídka provést u propustků a staveb jim podobným, které jsou v klasifikačním stupni nejvýše III.

V intervalu maximálně šesti let se provádí hlavní prohlídky na trvalých mostech z materiálů beton, ocel, ocelobeton anebo na zděných mostech, které jsou klasifikovány stupněm I-III.

Nejméně každé čtyři roky proběhne hlavní prohlídka na trvalých betonových, ocelových, ocelobetonových a zděných mostech klasifikace IV, nebo na propustcích a jim podobným stavbám klasifikace IV-V.

Hlavní prohlídky mostů pro sdružený provoz, mostů tramvajových nebo mostů metra se provádí minimálně jednou za tři roky.

Zbylé mosty mají projít pravidelnou hlavní prohlídkou nejméně každé dva roky. Mezi ně patří všechny dřevěné mosty, prozatímní mosty, trvalé mosty klasifikace V-VII a propustky a jim podobné stavby stupně VI-VII [18, s. 9].

Hlavní prohlídky slouží k podrobnému prozkoumání stavu mostu s ohledem na jeho spolehlivost, bezpečnost, odolnost, stabilitu a použitelnost. Její součástí je podrobná kontrola všech částí mostu, popis aktuálního stavu včetně všech závad, pokud se již objevily při předchozích prohlídkách, tak se přidá porovnání závad s předchozími výsledky, zkontroluje se provádění pravidelné údržby, navrhnou se nová opatření, pokud jsou potřeba, a most se klasifikuje podle klasifikačních stupňů. Toto se provede na konstrukci, kde musí být zpřístupněna potřebná místa ke kontrole [18, s. 9, 11, 12].

Hlavní nebo mimořádná prohlídka musí předcházet zatěžovací zkoušce, pokud je zkouška vyžadována [18, s. 9].

### 5.1.3 První hlavní prohlídka

První hlavní prohlídka se provádí při uvádění mostu do provozu. Podle postupu dokončování může mít několik etap či být prováděna opakovaně [18, s. 9, 10].

Při této prohlídce musí být odkryty všechny části konstrukce, jejíž odkrytím nebude narušena užitnost konstrukce. Skládá se z kontroly provedení všech částí mostu, popisu aktuálního stavu a hodnocení mostu podle výsledků zatěžovací zkoušky, zatížitelnosti, funkčnosti a spolehlivosti při jeho uvádění do provozu. Kontroluje dokumentaci skutečného provedení, mostní list a přiřazuje mostu klasifikační stupeň [18, s. 14].

#### 5.1.4 Mimořádná prohlídka

Mimořádná prohlídka se provádí, když je podezření o možném poškození mostu. Provádí se hlavně po přírodních katastrofách, dopravních nehodách, při neočekávaném chování konstrukce v podobě velkých deformací či znatelných kmitání, nebo po zjištění jiných zásadních problémů, které mohly konstrukci ovlivnit. Stejně tak může být vyžádána správcem, když ji uzná za potřebnou, což může být například před koncem záruční doby [18, s. 10].

Tato prohlídka se svou podrobností podobá hlavní prohlídce, bere však větší ohled na část, která byla důvodem jejího provedení. Stejně jako hlavní i mimořádná prohlídka stanovuje mostu klasifikační stupeň [18, s. 14].

#### 5.1.5 Kontrolní prohlídka

Tato prohlídka se provádí jen dle potřeby. Jejím cílem je kontrola správného provádění běžných a hlavních prohlídek, což zahrnuje kontrolu dozoru mostního objektu, kvalitu jeho provádění, sepisování dokumentace a pravidelné údržby [18, s. 10, 15].

#### 5.1.6 Technická prohlídka

Jedná se o prohlídku, která zjišťuje skutečný technický stav mostu, jeho závady, poruchy či nedodělky. Může sloužit například jako podklad pro přejímku mostu. Rozsahem může být na úrovni jak běžné, tak hlavní prohlídky, záleží na jejím zadání [18, s. 10, 15].

#### 5.1.7 Prohlídka podjezdu

Prohlídka podjezdu slouží k revizi přemostované komunikace. Je na úrovni běžné prohlídky, avšak nenahrazuje prohlídku mostu tvořící podjezd, tudíž most tvořící podjezd je kontrolován častěji. Výkon této prohlídky nemusí být pravidelný, avšak běžně se tak děje v intervalech odpovídající hlavní prohlídce [18, s. 10, 11, 15].

### 5.2 Klasifikace mostů

Hodnocení mostu se provádí při hlavní, první hlavní a při mimořádné prohlídce a kategorizuje se podle dvou měřítek:

- spolehlivost mostu,
- bezpečnost mostu [18, s. 15].

### 5.2.1 Hodnocení spolehlivosti mostu

Při hodnocení spolehlivosti mostu se zvláště hodnotí nosná konstrukce a zvláště spodní stavba tím, že se jim přiřadí jeden ze sedmi klasifikačních stupňů stavebního stavu. V Tab. 2, ve které byly hodnoty převzaty z ČSN 73 6221 [18, s. 17], jsou napsána kritéria pro zařazení konstrukce do daných klasifikačních stupňů [18, s. 16].

Klasifikační stupeň	Stavební stav	Popis stavebního stavu	$\alpha$
I	Bezvadný	Bez závad nebo nedodělků.	1,00
II	Velmi dobrý	Lokální viditelné poruchy, most však neovlivní v následujících desíti letech na životnosti	1,00
III	Dobrý	Závady jsou i většího rozsahu, ale momentálně neovlivňují spolehlivost. Avšak v horizontu 10 let by mohly.	1,00
IV	Uspokojivý	Závady jsou i většího rozsahu, ale momentálně téměř neovlivňují spolehlivost. Avšak v horizontu 10 let by mohly.	0,80
V	Špatný	Závady nebo poruchy s citelným vlivem na spolehlivost konstrukce, ale dá se je odstranit bez velkého zásahu do nosné konstrukce.	0,60
VI	Velmi špatný	Už hodně velké závady, jejichž odstranění zasahuje výrazně do nosné konstrukce mostu.	0,40
VII	Havarijní	Poruchy konstrukce, které potřebují okamžité řešení, aby nedošlo k havárii. Může se jednat např. o přidání podpor nebo uzavření celého mostu.	0,20

Tabulka 2: Klasifikační stupně stavebního stavu podle ČSN 73 6221 a koeficienty pro stanovení zatížitelnosti mostu [18, s. 17].

Zatížitelnost mostu je možné stanovit odhadem, ale pouze na omezenou dobu, která je maximálně ohraničena následující hlavní prohlídkou. Použije se k tomu rovnice:

$$V_i = \alpha * V_{i,OR} \quad (9)$$

kde  $V_i$  je redukovaná hodnota zatížitelnosti mostu,  $\alpha$  je součinitel stavebního stavu mostu, který se buď odhadne, nebo stanoví podle Tab. 2,  $V_{i,OR}$  je zatížitelnost mostu bez závad.

Výsledný klasifikační stupeň mostu je horší z hodnot pro nosnou konstrukci a pro spodní stavbu [18, s. 16].

### 5.2.2 Hodnocení bezpečnosti provozu

Bezpečnost jednotlivých částí mostu se hodnotí na stupnici od 1 do 5 podle aktuálního stavu konstrukce. Bere se ohled nejen na bezpečnost na mostě, ale i pod ním a v jeho blízkém okolí. Tab. 3 popisuje zásady zatřídění do jednotlivých stupňů [18, s. 18].

Stupeň použitelnosti	Použitelnost	Popis stavu mostu nebo jeho části
1	Použitelný bez problémů	Bez závad, použitelnosti není ničím bráněno
2	Podmíněně použitelný	Objevují se malé závady, které však nemají vliv na použitelnost. Mohly by ale mít v horizontu pěti let.
3	Použitelný s výhradou	Závady již ovlivňují použitelnost, ale nepotřebují okamžité opatření.
4	Omezeně použitelný	Závady nebo poruchy, které mají velký vliv na použitelnost. Most může být provozován s dodržáním okamžitých opatření či omezení.
5	Nepoužitelný	Poruchy již nedovolují provozovat most do doby opravy.

Tabulka 3: Stupně použitelnosti mostu nebo jeho částí [18, s. 18]

Klasifikace bezpečnosti celého mostu odpovídá nejhoršímu stupni přiřazenému alespoň jedné z jeho částí [18, s. 18].

## 6 Informace o mostu

Silniční most přes Labe mezi Valey a Mělicemi, ev.č. 32219-2, byl vybudován a uveden do provozu v roce 2020 jako trvalý most převádějící komunikaci III/32219 přes řeku Labe v místech do té doby stojícího mostního provizoria. Hlavním důvodem pro postavení nového mostu byly požadavky na lodní dopravu v korytu řeky Labe, které mostní provizorium nesplňovalo [19, s. 4].

Nosnou konstrukci mostu tvoří spojitý nosník o pěti polích s rozpětími krajních polí 23,1 metrů, druhého a čtvrtého pole 31,5 metrů a hlavního středního pole 84,0 metrů. Délka mostu je 201,5 metrů, nosná konstrukce měří 194,4 metrů. Geometrie mostu je směrově přímá s vrcholovým obloukem o poloměru 2000 metrů, kde vrchol se nachází uprostřed středního pole. Převáděná komunikace III/32219 má šířkové uspořádání M6,5/50 a po obou stranách chodník šířky 2,5 metrů [19, s. 3].



Obrázek 6: Fotografie celého mostu ve Valey.



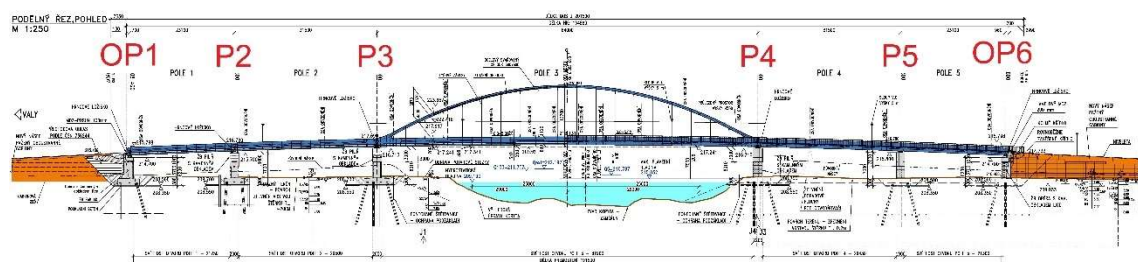
Obrázek 7: Hlavní pole mostu, foceno z pravého břehu řeky Labe.

Hlavní nosná konstrukce mostu je tvořena dvěma ocelovými trámy s osovou vzdáleností 8,3 metrů, které jsou v hlavním poli zesíleny ocelovými oblouky se vzepětím 12 metrů a tvoří zde Langerův trám. Oblouky jsou mezi sebou spojeny ocelovým ztužením tvaru X, mezi obloukem a trámy jsou ocelové závěsy po 4,2 metrech [20] [19, s. 3] [21, s. 9] [22] [23].

Dolní mostovka je spřažená, tvoří ji ocelové příčnice po 2,1 metrech proměnné výšky s maximální výškou uprostřed 340 mm a betonová deska výšky 250 mm. Na desce je v šířce 6,5 metrů nanesena vozovka výšky 90 mm, z obou stran ji lemuje železobetonová mostní římsa šířky 0,9 metrů se zábradelním svodidlem [20] [19, s. 7].

Z vnějších stran jsou na hlavní nosníky připojeny chodníky, tvoří je konzoly proměnné výšky, které jsou propojeny čtyřmi podélníky a římsou. Pochozí povrch chodníku tvoří kompozitní podlahové rošty, na vnějších stranách se nachází zábradlí výšky 1300 mm [20] [19, s. 8] [24, s. 8].

Nosná konstrukce mostu leží na hrncových ložiskách, na pilíři P3 je umístěno pevné ložisko a příčně posuvné ložisko, na ostatních podporách jsou jednosměrně posuvná a všesměrně posuvná ložiska. Průřez pilířů je tvaru obdélníku zakončený dvěma polokruhy v příčném směru mostu. Pilíře P3 a P4 jsou 8,11 metrů vysoké, pilíře P2 a P5 mají výšku 7,20 metrů. Pilíře i opěry jsou založeny na beraněných pilotách. [19, s. 8] [23] [25, s. 7] [26, s. 6]



Obrázek 8: Schéma podpěr v podélném řezu [22].



## 7 Experiment před uvedením mostního objektu do provozu

Když byla postavená převážná část mostu, proběhla dynamická zkouška, kterou realizovala Fakulta stavební ČVUT v Praze pod vedením doc. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D. a prof. Ing. Michala Poláka, CSc.. Dynamická zkouška sloužila k zjištění dynamických charakteristik mostu, vlastních frekvencí a vlastních tvarů a útlumu.

Pro dyn. zkoušku byla konstrukce rozkmitávána elektrodynamickým budičem TIRAVIB 5140, jenž působil budící silou náhodného charakteru, která obsahovala spojitě frekvence v intervalu od cca 0,3 Hz až do 20 Hz. [27]

Dynamické chování konstrukce bylo zaznamenáváno pomocí absolutních snímačů zrychlení 8344 vyráběných firmou Brüel & Kjær, jejichž pracovní frekvenční rozsah je v intervalu 0,2 Hz až 3 kHz. Snímače byly uchyceny na ocelové části nosné konstrukce pomocí neodymových magnetů, v prostorech vozovky byly snímače přichyceny magnetem na ocelová závaží. [27]

Signály ze snímačů byly přivedeny pomocí kabelů do měřicí ústředny Sirius 6ACC-2ACC+ od firmy DEWESoft, která byla řízena osobním počítačem. V průběhu zkoušky byla měřena teplota v zastíněné části levého hlavního nosníku digitálním teploměrem ALMEMO 2290-2 od firmy Ahlborn. Jeho sonda F.HA646-1 měřila s nejistotou měření 0,2 °C. [27]

Pro měření dynamických charakteristik mostu bylo na konstrukci vybráno mnoho bodů, do kterých byly postupně umisťovány snímače zrychlení. V příčném směru se jednalo o dva body na hlavním nosníku (č. 1 a 5), tři body pravidelně rozmístěné na vozovce (č. 2, 3 a 4) a dva body na obloucích (č. 6 a 7). Ve všech bodech bylo měřeno zrychlení ve svislém směru, v bodech 5 a 6 bylo zároveň měřeno i vodorovné zrychlení v příčném směru mostu.



Obrázek 9: Rozmístění snímačů zrychlení po příčném řezu konstrukce.

V podélném směru bylo zvoleno 27 řezu, ve kterých bylo měření provedeno. V prvním, druhém, čtvrtém a pátém poli se jednalo o podporové řezu a řezu ve čtvrtinách a v polovině rozpětí jednotlivých polí. V hlavním poli se v prostoru vozovky měřilo v řezech 2., 4., 6., 8., 11., 13., 15., a 17. závěsu a ve středu rozpětí, na oblouku se měřilo v místech příčného ztužení, dále v řezech 6. a 13. závěsu a uprostřed rozpětí. Řezu v podélném směru byly číslovány postupně ve směru staničení od bodu 1 na straně Valů po bod 27 na straně Mělic.

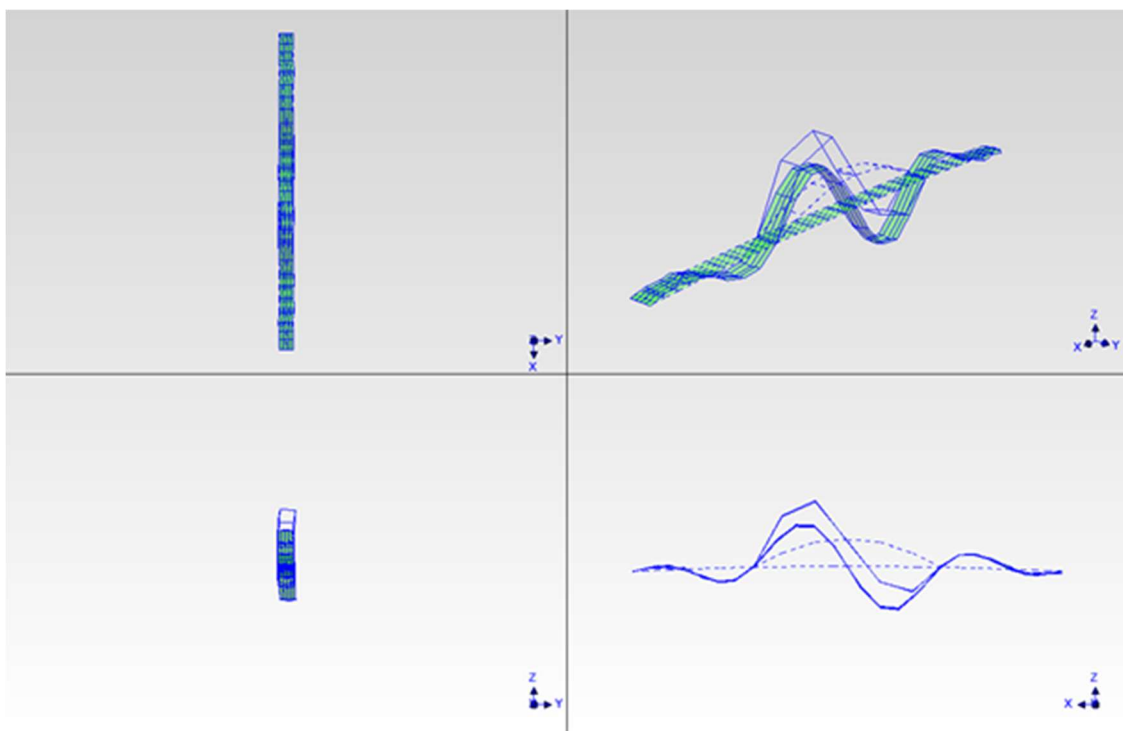
Poř. č. (j)	Vlastní frekvence		Orientační popis charakteru vlastního tvaru
	$f_{(j)}$ [Hz]	$U_k$	
(1)	1,62	$\pm 0,02$	1. tvar svislého ohybového kmitání
(2)	1,89	$\pm 0,02$	1. tvar vodorovného kmitání oblouku
(3)	2,25	$\pm 0,02$	2. tvar svislého ohybového kmitání
(4)	2,55	$\pm 0,02$	1. tvar kroutivého kmitání
(5)	3,02	$\pm 0,03$	2. tvar kroutivého kmitání
(6)	3,06	$\pm 0,03$	3. tvar svislého ohybového kmitání
(7)	3,47	$\pm 0,02$	4. tvar svislého ohybového kmitání
(8)	3,84	$\pm 0,02$	3. tvar kroutivého kmitání
(9)	4,00	$\pm 0,02$	5. tvar svislého ohybového kmitání
(10)	4,73	$\pm 0,02$	4. tvar kroutivého kmitání
(11)	4,98	$\pm 0,02$	6. tvar svislého ohybového kmitání
(12)	5,25	$\pm 0,02$	2. tvar vodorovného kmitání
(13)	5,86	$\pm 0,02$	5. tvar kroutivého kmitání

Tabulka 4: Naměřené vlastní frekvence uvedené s nejistotou měření a popis charakteru jim přiřazených vlastních tvarů

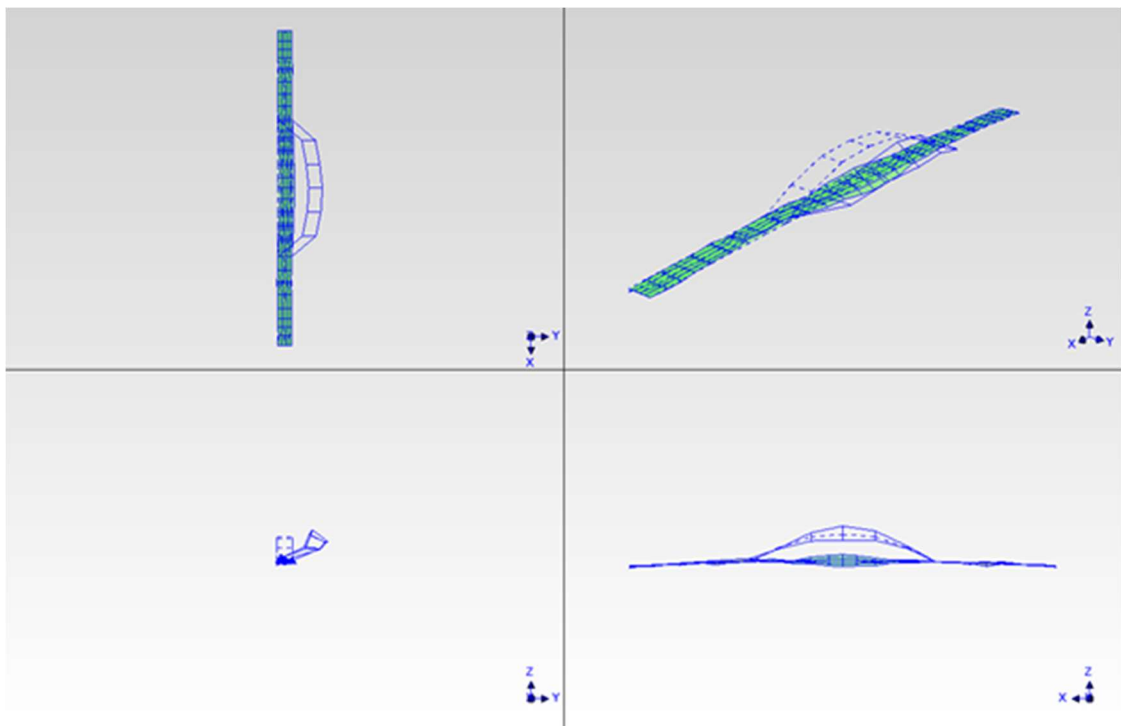
Vyhodnocení vlastních frekvencí a vlastních tvarů proběhlo stejně jako u druhého experimentu, který je popsán v kapitole 9.3.

Každý měřicí bod měl své charakteristické číslo, ve kterém byla za sebou umístěna čísla řezu v podélném směru a bodu v příčném směru. Například bod 273 ležel na opěře na straně Mělic uprostřed vozovky. V průběhu experimentu byl budič kmitání umístěn na kraji vozovky mezi body 164 a 165.

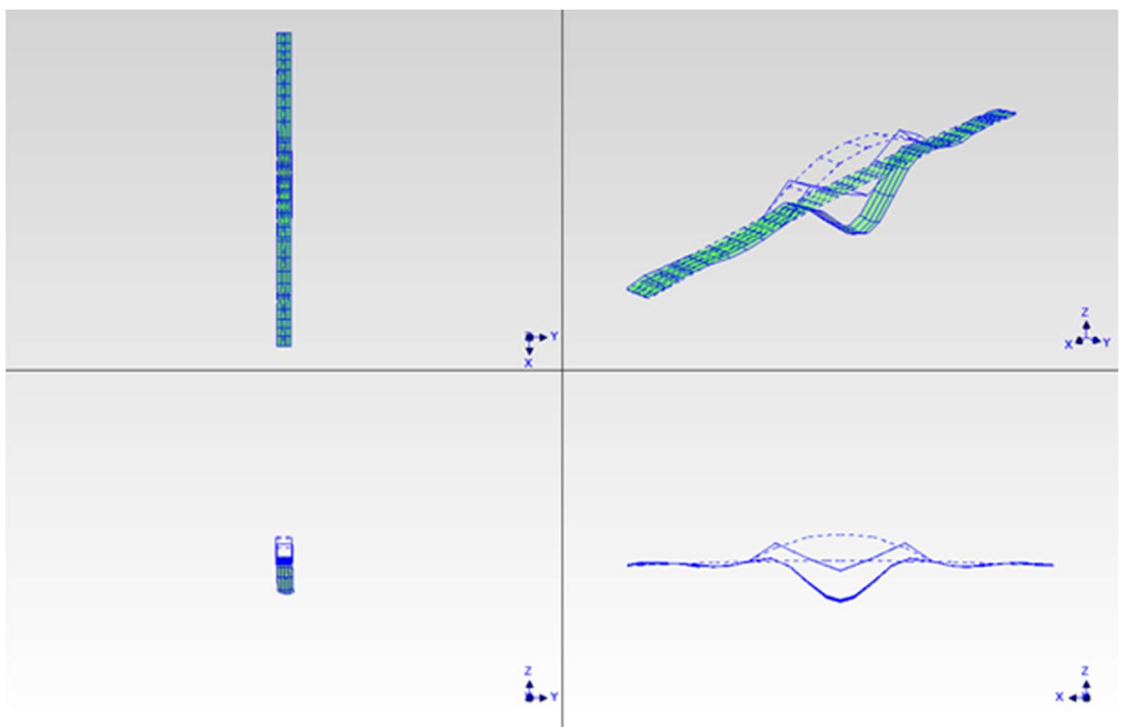
Výsledné hodnoty vlastních frekvencí, které byly vyhodnoceny při experimentu provedeném před uvedením mostu do provozu a které byly převzaty z [28], jsou shrnuty v tabulce 4, kde jsou k nim zároveň přiřazeny popisy příslušných vlastních tvarů. Ty jsou znázorněny na obrázcích 10 až 22, které byly rovněž převzaty z [28], kde postupně odshora dolů a zleva doprava je vykreslen půdorys, příčný řez, pohled v 3D a podélný řez změřeným vlastním tvarem.



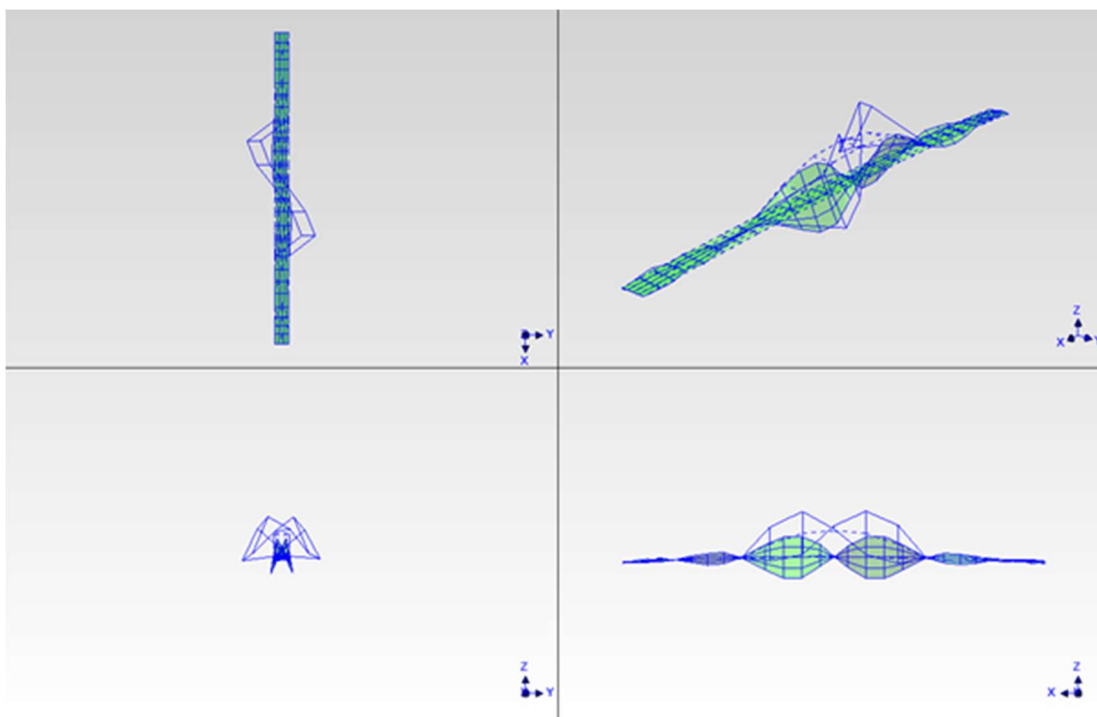
Obrázek 10: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 1,62 Hz.



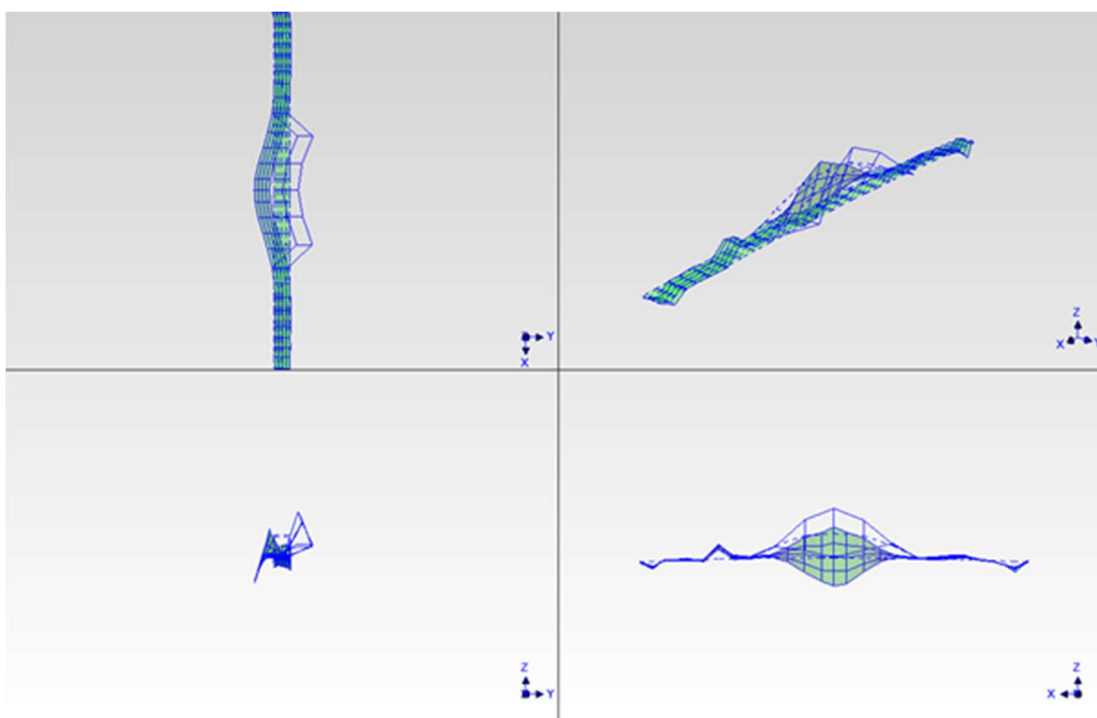
Obrázek 11: První vlastní tvar vodorovného kmitání oblouku s vlastní frekvencí 1,89 Hz.



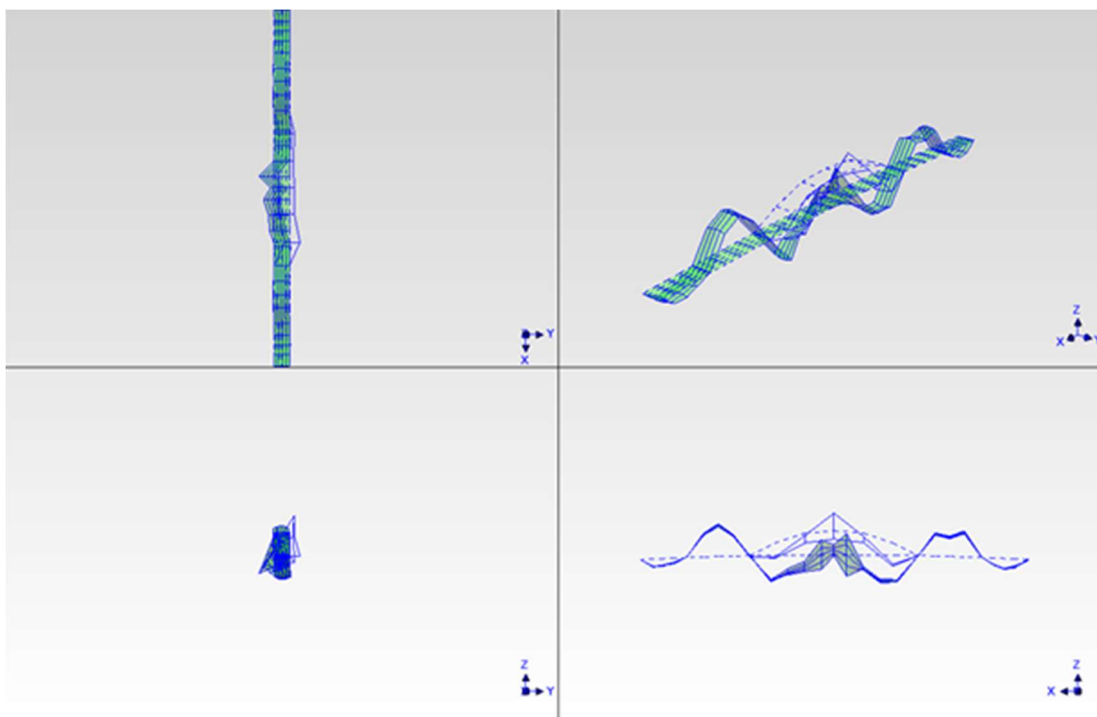
Obrázek 12: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 2,25 Hz.



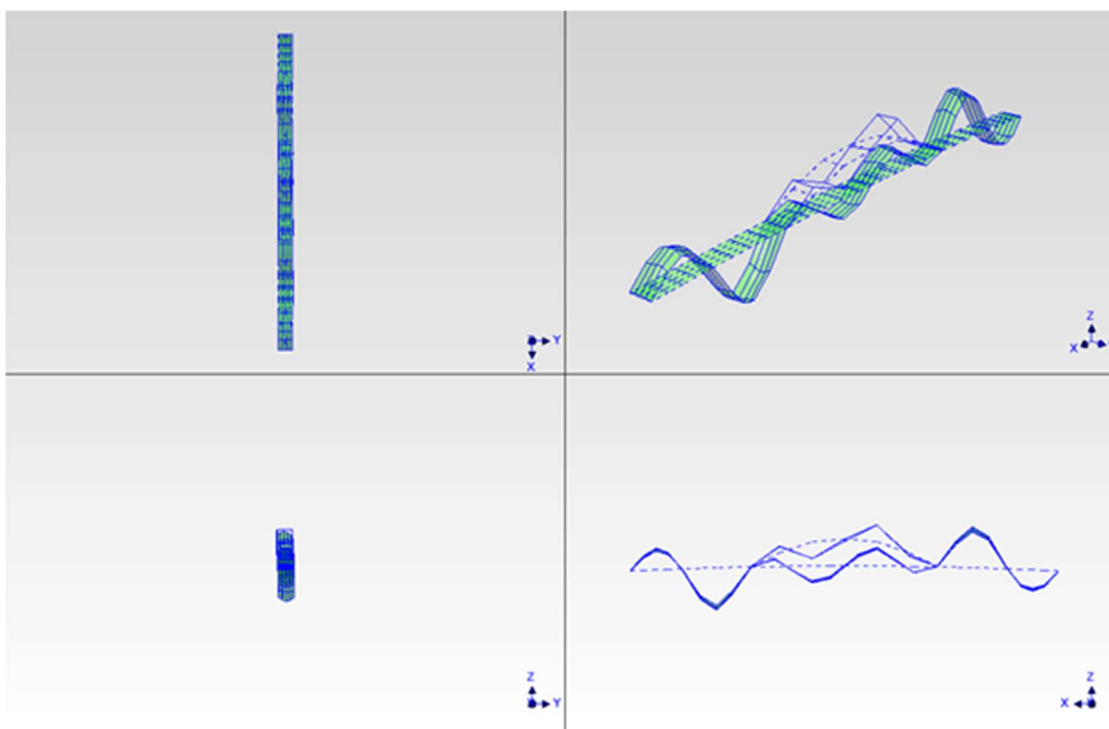
Obrázek 13: První vlastní tvar kroutivého kmitání s vlastní frekvencí 2,55 Hz.



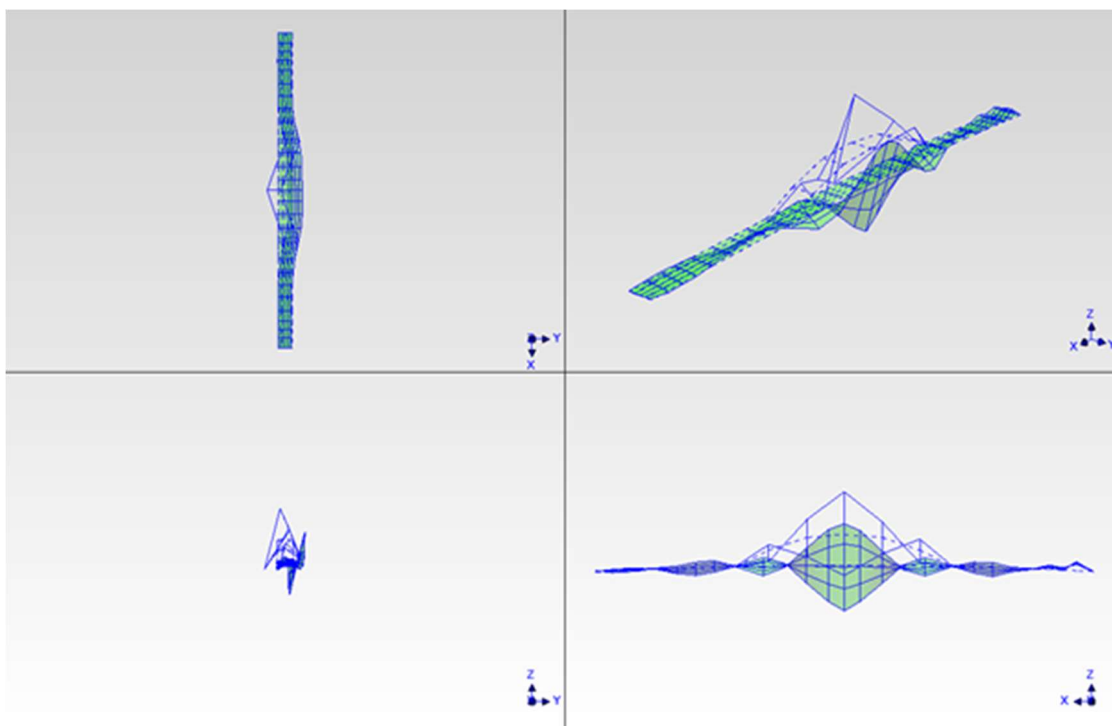
Obrázek 14: Druhý vlastní tvar kroutivého kmitání s vlastní frekvencí 3,02 Hz.



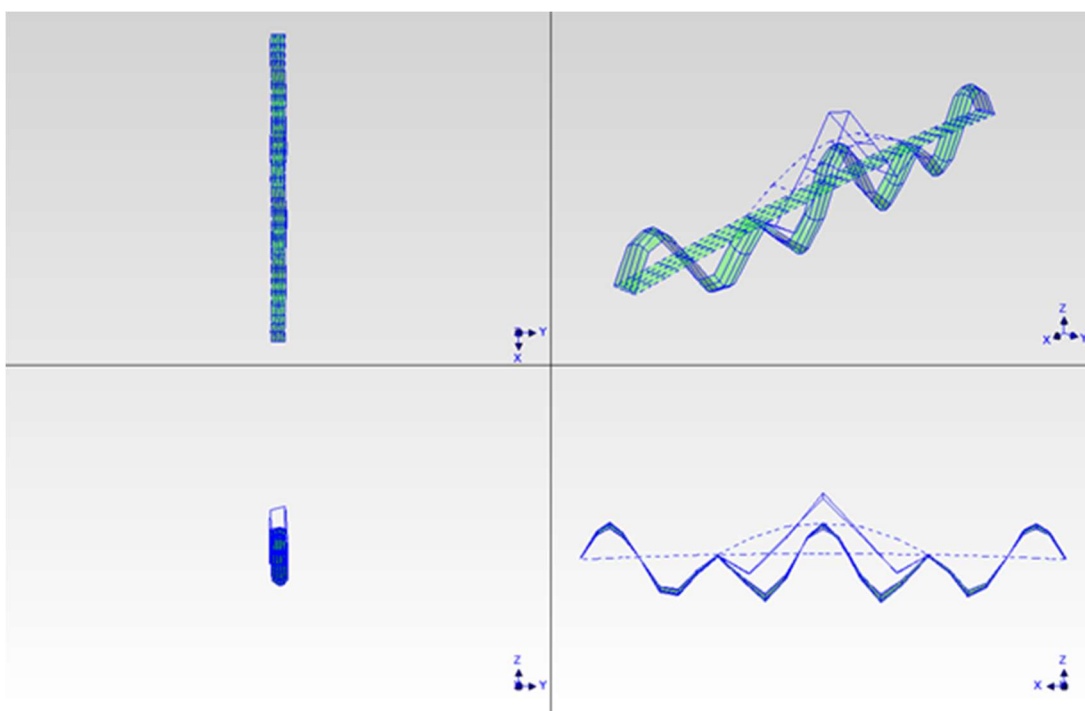
Obrázek 15: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 3,06 Hz.



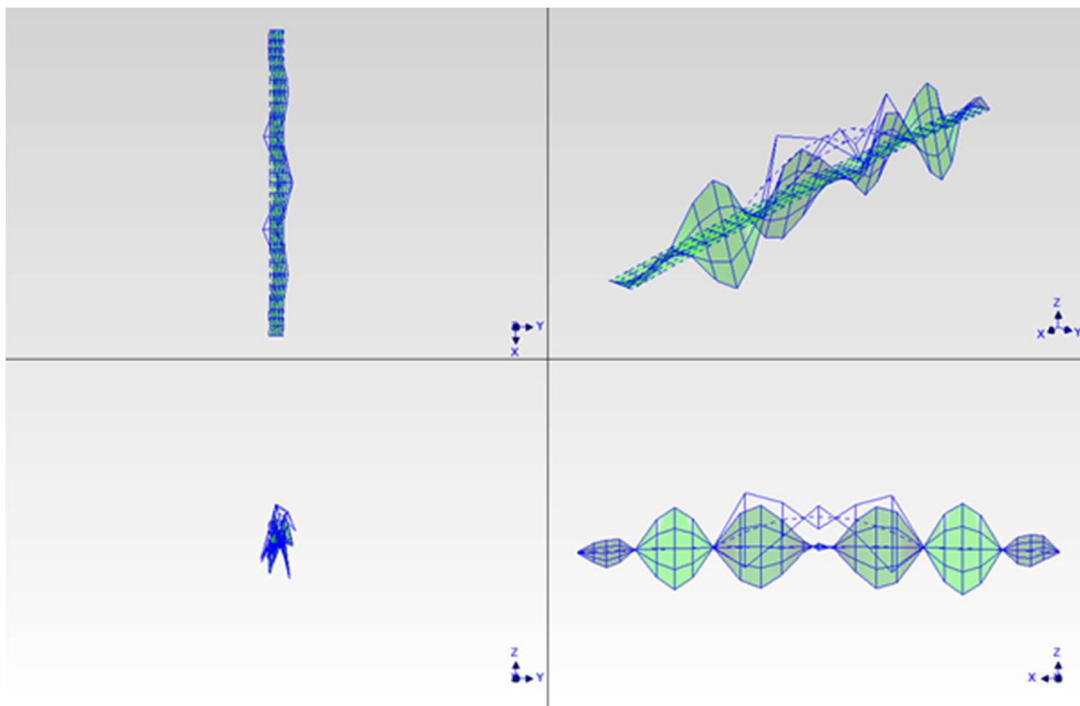
Obrázek 16: Čtvrtý vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 3,47 Hz.



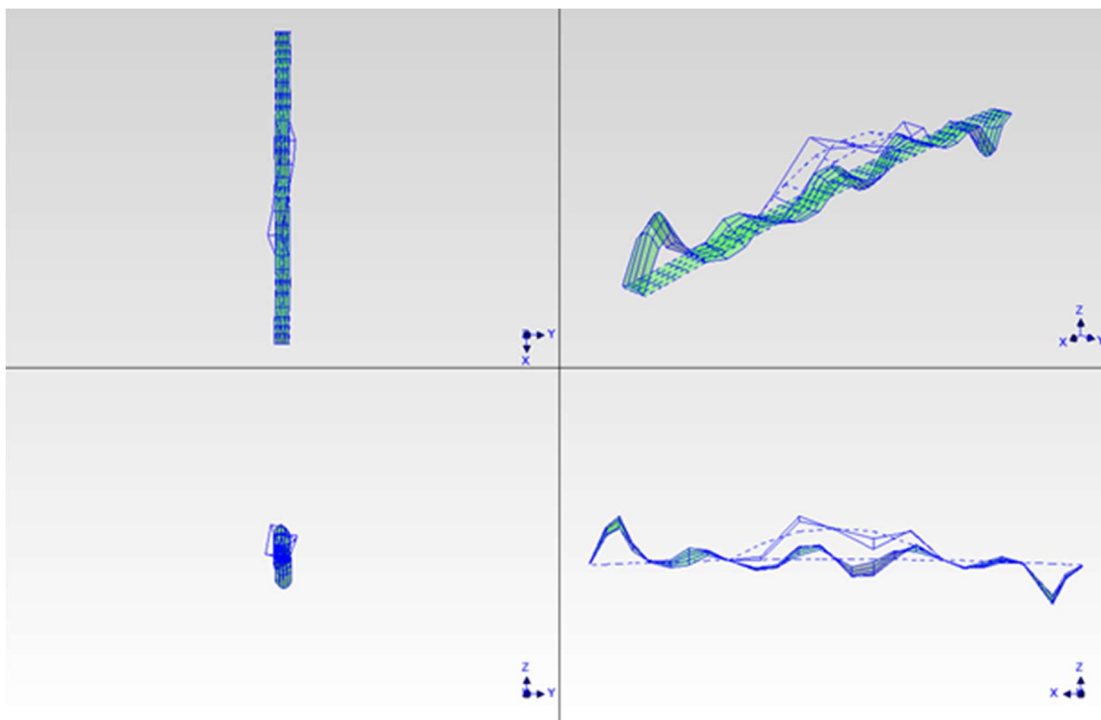
Obrázek 17: Třetí vlastní tvar krouživého kmitání s vlastní frekvencí 3,84 Hz.



Obrázek 18: Pátý vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 4,00 Hz.

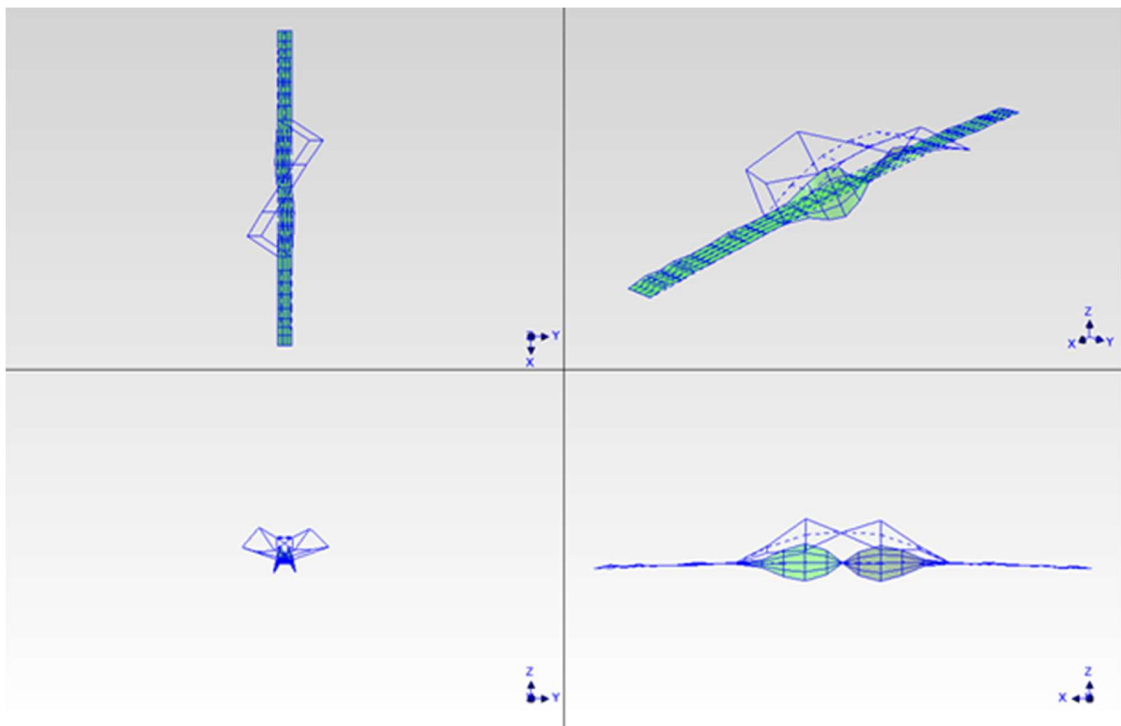


Obrázek 19: Čtvrtý vlastní tvar krouživého kmitání s vlastní frekvencí 4,73 Hz.

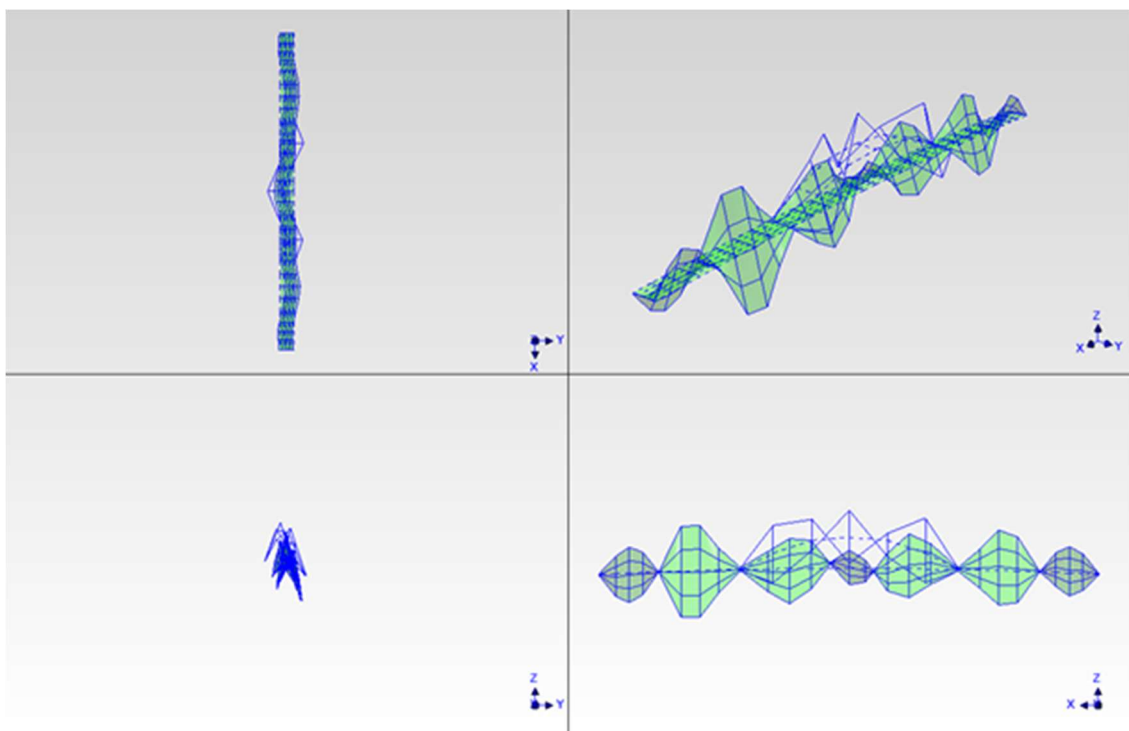


Obrázek 20: vlastní tvar svislého ohybového kmitání s vlastní frekvencí 4,98 Hz.





Obrázek 21: Druhý vlastní tvar vodorovného kmitání oblouku s vlastní frekvencí 5,25 Hz.



Obrázek 22: Pátý vlastní tvar krouživého kmitání s vlastní frekvencí 5,86 Hz.

# 8 Tvorba prutového modelu zkoumaného mostního objektu

Pro tvorbu modelu byly použity programy Civil 3D jako AutoCAD 2020 (dále jen AutoCAD) a Midas Civil 2020 (dále jen Midas Civil). Prvně byla celá konstrukce nakreslena v programu AutoCAD v pracovním prostoru 3D modelování pomocí úseček a křivek. Následně byla převedena do programu Midas Civil, kde jí byly přiřazeny průřezy a zde též probíhal dynamický výpočet.

## 8.1 Geometrický model mostního objektu sestavený v AutoCADu

Tvar hlavních nosníků, jenž kopíroval zakružovací oblouk mostovky, byl převzat z otevřených 2D dat projektové dokumentace pro provádění stavby. Bylo ověřeno, že tento tvar se v dalších fázích dokumentace již neměnil. Střednici hlavního nosníku tvořila křivka spojující body vzdálené od sebe převážně 0,20 metru. V potřebných místech, jako například v bodech na připojení příčníků na hlavní nosník či při změně průřezu, byly body střednice zahuštěny blíže k sobě. Druhý hlavní nosník byl vytvořen pomocí ekvidistanty 8,30 metru v příčném směru mostu. [29]

Stejně jako u hlavního nosníku i tvar střednice oblouku byl převzat z PDPS. Zde se křivka skládala z úseček maximální délky 0,10 metru. Druhý oblouk opět vznikl kopíí prvního a posunutím o 8,30 metru v příčném směru. [29]

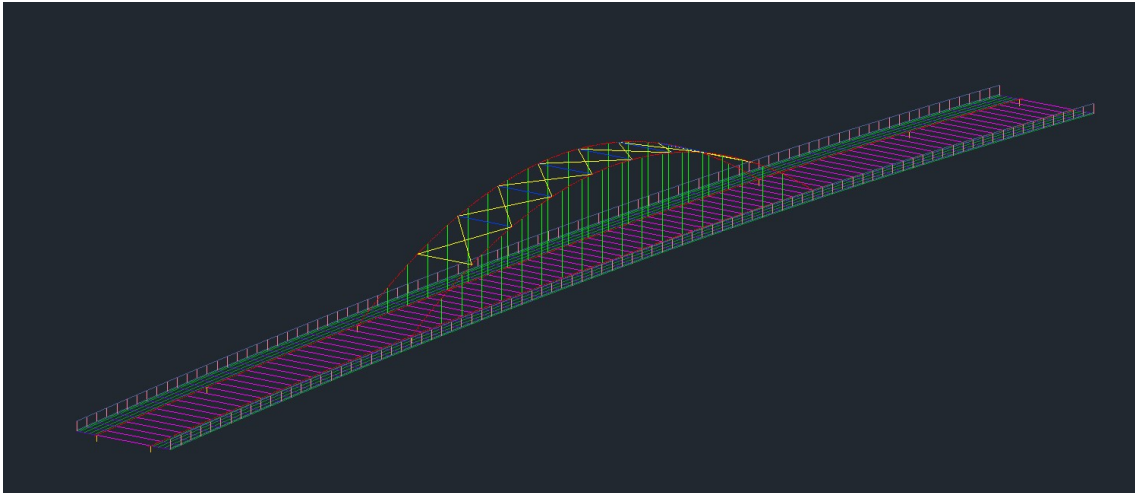
Geometrie devadesáti tří příčníků mostovky byla tvořena úsečkami propojujícími kolmo oba hlavní nosníky. Příčnky byly rozmístěny pravidelně po mostovce v půdorysné vzdálenosti od sebe 2,10 metru, první se nacházel ve staničení 0,000 m, poslední ve staničení 193,200 m.

Každý oblouk byl propojen s hlavním nosníkem pomocí osmnácti závěsů. Závěsy tvořily svíslé úsečky propojující body na hlavním nosníku a body na oblouku. Jejich rozmístění bylo pravidelné ve vzdálenosti 4,20 metru od sebe od staničení 60,900 m po staničení 132,300 m.

Ztužení oblouků bylo modelováno příčnými a šikmými pruty. Střednice osmi příčných prutů představovaly úsečky, které byly kolmé k podélné ose mostu a které spojovaly oblouky mezi sebou. Poloha prvního příčného ztužení byla ve staničení 67,200 m, další byly od sebe půdorysně vzdáleny 8,40 metru. Poslední příčné ztužení leželo ve staničení 126,000 m. Šikmé ztužení mělo tvar písmene X a tvořily jej úsečky spojující krajní body dvou za sebou následujících příčných ztužení, viz Obr. 23.

Každý chodník byl v modelu sestaven z 93 příčníků, 4 podélníků, římsy a zábradlí. Příčnky chodníků měly délku 3,05 metrů a k hlavním nosníkům

byly zvnějšku připojeny v bodech, kde se zároveň připojovaly i příčnický mostovky. Čtyři podélníky chodníku byly tvořeny pomocí ekvidistanty hlavního nosníku o hodnotách 0,40, 1,15, 1,95 a 2,70 metru. Římsa byla taktéž vytvořena pomocí ekvidistanty hlavního nosníku o hodnotě 3,05 metru, tudíž římsa propojovala volné konce příčnicků chodníků. V geometrickém modelu bylo zahrnuto i zábradlí, které bylo sestaveno ze sloupků po 2,10 metrech a dvou podélných křivek ve výšce 0,13 a 1,30 metru. Na chodník se připojovalo zábradlí v místech římsy.



Obrázek 23: Geometrický model sestavený v programu Civil 3D jako AutoCAD 2020

Pro přesnou polohu ložisek vznikly úsečky znázorňující tuhé stojky o délce 0,9 metru, které vycházely z bodů ležících na střednici hlavních nosníků.

## 8.2 Model sestavený v programu Midas Civil

Do programu Midas Civil byla geometrie konstrukce naimportována z DWG souboru, takže v programu Midas Civil se již mohly modelu přiřazovat konstrukční charakteristiky.

Hlavnímu nosníku bylo přiřazeno 17 různých průřezů s názvy MG101 až MG117 tak, jak bylo uvedeno v dokumentaci skutečného provedení stavby. Průřezy nosníku byly buď tvaru I, nebo uzavřeného profilu. Všechny průřezy měly výšku nosníku 1,8 metru, lišily se v tloušťce stěn(y), tloušťce přírub a šířce přírub. Jejich tvar a přiřazení podle staničení znázorňuje tabulka 5, kde

$b_{f1}$  je šířka horní příruby hlavního nosníku,

$t_{f1}$  je tloušťka horní příruby,

$t_w$  je tloušťka stěny nebo stěn v uzavřeném profilu,

$C_w$  je osová vzdálenost stěn u uzavřeného profilu.

$b_{f2}$  je šířka dolní příruby hlavního nosníku a

$t_{f2}$  je tloušťka dolní příruby.

Profil	Tvar	Horní příruba		Stěna		Dolní příruba		Staničení [m]
		$b_{f1}$ [mm]	$t_{f1}$ [mm]	$t_w$ [mm]	$C_w$ [mm]	$b_{f2}$ [mm]	$t_{f2}$ [mm]	
MG101	I	600	25	14	-	600	25	0.000 - 7.900 a 185.300 - 193.200
MG102	I	600	35	14	-	600	35	7.900 - 15.200 a 178.000 - 185.300
MG103	I	600	30	16	-	600	30	15.200 - 20.700 a 172.500 - 178.000
MG104	I	600	40	20	-	600	40	20.700 - 25.500 a 167.700 - 172.500
MG105	I	600	30	16	-	600	30	25.500 - 33.100 a 160.100 - 167.700
MG106	I	600	35	14	-	600	35	33.100 - 46.700 a 146.500 - 160.100
MG107	I	600	40	20	-	600	40	46.700 - 49.700 a 143.500 - 146.500
MG108	I	600	40	50	-	600	40	49.700 - 51.700 a 141.500 - 143.500
MG109	□	600	40	25	575	600	40	51.700 - 52.200 a 141.000 - 141.500
MG110	□	600	40	35	565	600	40	52.200 - 53.250 a 139.950 - 141.000
MG111	□	600	40	35	565	1150	40	53.250 - 55.950 a 137.250 - 139.950
MG112	□	600	40	35	565	600	35	55.950 - 59.700 a 133.500 - 137.250
MG113	□	600	40	25	575	600	40	59.700 - 60.200 a 133.000 - 133.500
MG114	I	600	40	30	-	600	40	60.200 - 61.400 a 131.800 - 133.000
MG115	I	600	35	16	-	600	35	61.400 - 73.000 a 120.200 - 131.800
MG116	I	600	40	14	-	600	40	73.000 - 86.600 a 106.600 - 120.200
MG117	I	600	30	14	-	600	30	86.600 - 106.600

Tabulka 5: Popis tvaru jednotlivých průřezů hlavního nosníku.

Oblouk Langerova trámu se skládal z pěti uzavřených průřezů pojmenovaných *Arch1* až *Arch5*, jejichž vnější rozměry byly shodné, 0,6 x 0,6 metru, lišily se v tloušťce plechů stojin a přírub. Průřez *Arch1* se nacházel na přípojích oblouku k hlavnímu nosníku, průřez *Arch5* ležel na vrcholu oblouku. Rozměry průřezů a délky oblouku, ve kterých byly tyto průřezy použity, jsou znázorněny v tabulce 6, kde

$t_f$  značí tloušťku přírub,

$t_w$  je tloušťka stojin.

Profil	Tvar	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	Délka na oblouku [m]
Arch1	□	25	35	2x 15,722
Arch2	□	25	25	2x 9,000
Arch3	□	25	25	2x 10,178
Arch4	□	25	25	2x 6,500
Arch5	□	25	25	6,340

Tabulka 6: Rozměry průřezů oblouku.

Tyčovým závěsům byl přidělen kruhový průřez průměru 45 mm. První a poslední příčné ztužení oblouku mělo tvar uzavřeného čtvercového nosníku o rozměrech 0,6 x 0,6 metru a tloušťce stěn i přírub 20 mm. Zbývajícím příčným i šikmým ztužením byl přiřazen průřez kruhové trubky o vnějším průměru 219 mm a tloušťky stěny 8 mm.

Příčníky byly rozděleny na dva prvky stejné délky z důvodu snazšího přiřazování průřezových charakteristik. Celkově bylo vytvořeno osm průřezů, čtyři pro levou část příčniců, čtyři pro pravou část (pro další tvorbu modelu to bylo snazší než otáčet lokální osy prvků). Průřezy příčniců ležící mimo podpěry byly typu Tapered Composite Steel-I, neboli spřažený průřez tvořený ocelovým I nosníkem s lineární proměnnou výškou a betonovou deskou. Průřezy příčniců na podporách se lišily pouze tím, že ocelový nosník byl uzavřeného průřezu.

Průřez s názvem *Crossbeam OP1, P2, P5, OP6* byl přiřazen příčnicům nad opěrami OP1 a OP6 a také nad pilíři P2 a P5. Průřez *Crossbeam P3, P4* byl použit pro příčníky nacházející se nad pilíři P3 a P4. Průřez *Crossbeam by arch* se nacházel v místech poblíž připojení oblouku na hlavní nosník, byl tedy použit pro první příčník v druhém a čtvrtém poli a na první dva příčníky z obou stran ve třetím poli. Všechny zbylé příčníky byly průřezu *Crossbeam common*.

V modelu nebylo uvažováno spolupůsobení s UHPC ztraceným bedněním ani s vozovkou. Proto byla desce přiřazena výška 0,23 metru a odsazení od horní hrany ocelových nosníků 20 milimetrů. Šířka spolupůsobící betonové desky byla u všech příčniců 2,1 metru. Protože model byl prutový, bylo zanedbáno deskové působení betonové desky mostovky. Rozměry použitých průřezů ocelových nosníků jsou napsány v tabulce 7.

Profil	Tvar nosníku	Horní příruba		Stěna		Dolní příruba	
		b <sub>n1</sub> [mm]	t <sub>n1</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	C <sub>w</sub> [mm]	b <sub>n2</sub> [mm]	t <sub>n2</sub> [mm]
Crossbeam OP1, P2, P5, OP6	□	460	25	20	380	460	25
Crossbeam P3, P4	□	460	25	20	380	460	25
Crossbeam common	I	260	16	14	-	260	20
Crossbeam by arch	I	260	16	14	-	260	20

Tabulka 7: Rozměry ocelových nosníků u spřažených průřezů příčníků.

Příčnící chodníku, na kterých stály stožáry veřejného osvětlení, měly rozdílný průřez oproti zbývajícím příčnícím. Průřez příčníků s osvětlením *Chodník VO* byl uzavřeného profilu o proměnné výšce od 493 mm u hlavního nosníku po 120 mm na konci konzol, šířka příčníků byla 210 mm. Plechy přírub měly tloušťku 14 mm, stojiny měli tloušťku 10 mm a byly od sebe vzdáleny 180 mm. Tyto příčnící se nacházely ve staničení 29,400 m, 73,500 m, 119,700 m a 163,800 m.

Zbylé standardní příčnící chodníků byly nosníky tvaru I, jejich výška byla lineárně proměnná od 493 mm u hlavního nosníku po 120 mm na konci konzol. Pásnice tloušťky 14 mm měly šířku 120 mm, stojina měla tloušťku 10 mm.

První, druhé a čtvrté podélníky chodníků z pohledu od středu vozovky byly tvořeny průřezem IPE100, třetím podélníkem chodníků byl přidělen průřez L100x6 otočený pásnicí nahoru.

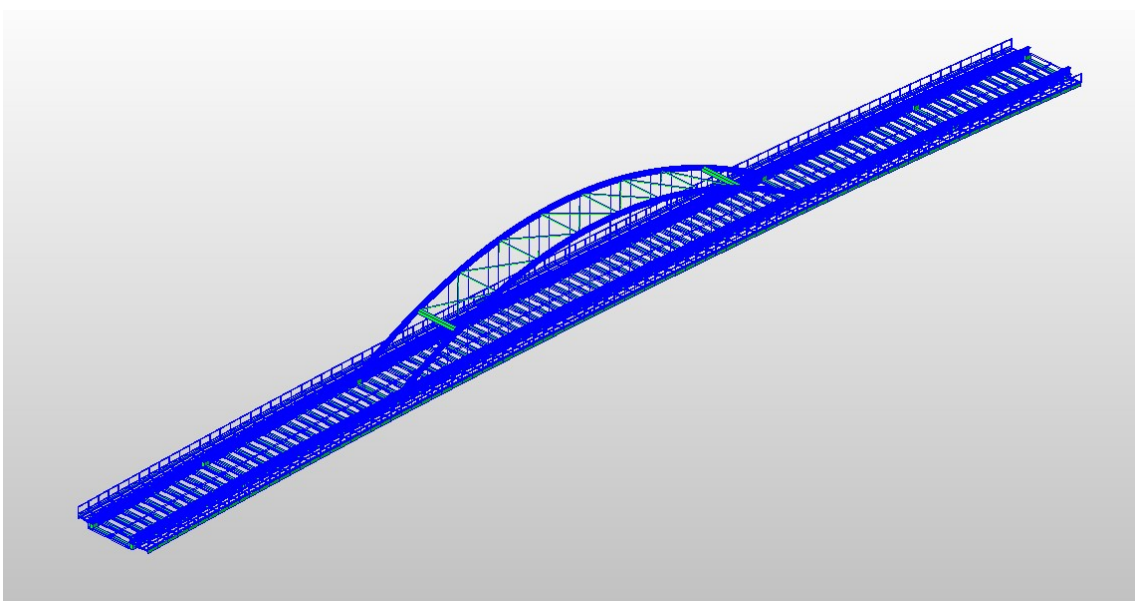
Římsy chodníků byly tvořeny svislým plechem tloušťky 6 mm a výšky 540 mm. Zábradlí tvořily prvky z průřezu UPE100.

Připojení ložisek k hlavním nosníkům bylo provedeno tuhými spojkami tvořenými ocelovou komorou 1 x 1 metr z plechů tloušťky 30 mm. Jejich účelem bylo zohlednit skutečnost, že ložiska mostu nejsou připojena k hlavnímu nosníku v místě střednice ale na spodním líci spodní pásnice hlavního nosníku.

Všem ocelovým prvkům kromě závěsů, tedy hlavním nosníkům, obloukům, celému ztužení, ocelovým částem příčníků a všem částem chodníků, byl přiřazen materiál S355. Závěsy byly uvažovány z materiálu S460M/ML a deska mostovky z betonu třídy C35/45.

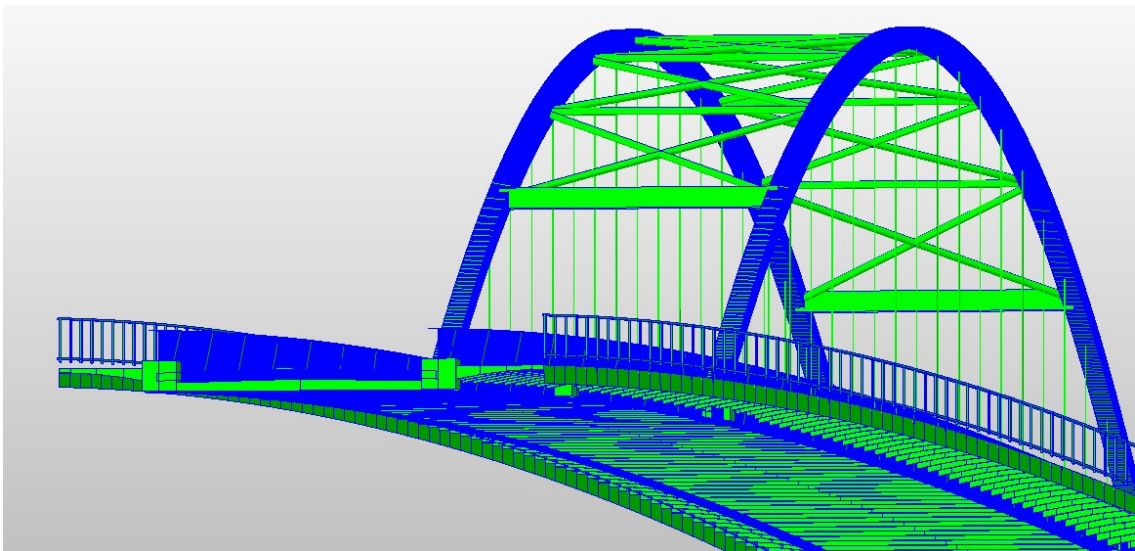
U většiny prvků byl průřez namodelován centricky, jen příčnící mostovky byly zarovnány se spodní hranou a excentricky oddáleny tak, aby navazovaly na spodní hrany hlavních nosníků. A prvky chodníků byly zarovnány s horní hranou a excentricky sníženy o hodnotu 195 mm.

Připojení závěsů k hlavnímu nosníku a k oblouku bylo provedeno kloubové s umožněním otočení kolem lokální osy y a osy z. Veškeré ostatní připojení prvků bylo pevné.



Obrázek 24: Model mostu vytvořený v programu Midas Civil

Podpory kopírovaly ložiska dle skutečného provedení. Na levém ložisku pilíře P3 se umístila pevná podpora bránící posunu ve všech směrech. Na levých podporách ostatních pilířů a opěr se umístilo jednostranně posuvné ložisko umožňující posun pouze v podélném směru. Ostatním podporám byl umožněn posun v podélném i v příčném směru.



Obrázek 25: Pohled na příčný řez modelu v programu Midas Civil

### 8.3 Zatížení modelu

Do modelu bylo stálé zatížení nahráno pomocí funkcionality Zatížení prutů. V programu Microsoft Excel byla vypočítána vlastní tíha jednotlivých průřezů a do programu nahrána jako spojité zatížení. Tabulka 8 udává zatížení prutů jejich vlastní tíhou podle jejich typu průřezu.

Chodníky nebyly zatíženy vlastní tíhou tak jako ostatní prvky, byla u nich spočítána celková síla a celkový ohybový moment, kterým spojitě působí na hlavní nosník. Podělením ohybového momentu vůči síle vyšla excentricita a výsledné zatížení bylo nanášeno jako svislé spojité zatížení na hlavním nosníku působící na excentricitě vůči jeho střednici. Tabulka 9 ukazuje výpočet celkové síly a celkového ohybového momentu.

$$e_{ch} = \frac{M_{ch}}{F_{ch}} = \frac{6,846}{3,349} = 2,044 \text{ m} \quad (10)$$

$$f_{ch} = \frac{F_{ch}}{L_{přič}} = \frac{3,349}{2,100} = 1,595 \text{ kN/m} \quad (11)$$

Hlavní nosník byl tedy zatížen svislým spojitým zatížením 1,595 kN/m na excentricitě 2,044 m.



Profil	Plocha A [m <sup>2</sup> ]	Obj. tíha γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Zatížení f [kN/m]
MG101	0,055	78,5	4,28
MG102	0,066	78,5	5,20
MG103	0,064	78,5	5,01
MG104	0,082	78,5	6,47
MG105	0,064	78,5	5,01
MG106	0,066	78,5	5,20
MG107	0,082	78,5	6,47
MG108	0,134	78,5	10,52
MG109	0,134	78,5	10,52
MG110	0,168	78,5	13,22
MG111	0,192	78,5	15,10
MG112	0,166	78,5	13,01
MG113	0,134	78,5	10,52
MG114	0,100	78,5	7,82
MG115	0,070	78,5	5,47
MG116	0,072	78,5	5,66
MG117	0,060	78,5	4,74
Arch1	0,069	78,5	5,38
Arch2	0,058	78,5	4,51
Arch3	0,058	78,5	4,51
Arch4	0,058	78,5	4,51
Arch5	0,058	78,5	4,51
Crossbeam OP1, P2, P5, OP6 - ocel	0,093	78,5	7,30
Crossbeam OP1, P2, P5, OP6 - beton	0,483	25	12,08
Crossbeam P3, P4 - ocel	0,093	78,5	7,30
Crossbeam P3, P4 - beton	0,483	25	12,08
Crossbeam common - ocel	0,034	78,5	2,67
Crossbeam common - beton	0,483	25	12,08
Crossbeam by arch - ocel	0,034	78,5	2,67
Crossbeam by arch - beton	0,483	25	12,08
Stiffening box	0,046	78,5	3,64
Stiffening pipe	0,005	78,5	0,42
Hanger	0,002	78,5	0,12

Tabulka 8: Zatížení prutů vlastní tíhou podle jejich průřezu

Zatížení chodníků	Plocha A [mm <sup>3</sup> ]	Obj. tíha $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Síla F [kN]	Rameno r [mm]	Moment M [kNm]
Zárodek příčnicku - stojina část □	2000000	78,5	0,157	500	0,079
Zárodek příčnicku - stojina část Δ	2650000	78,5	0,104	333	0,035
Zárodek příčnicku - horní příruba	1680000	78,5	0,132	500	0,066
Zárodek příčnicku - horní příruba	1680000	78,5	0,132	500	0,066
Zbylá část příčnicku - stojina část □	2460000	78,5	0,193	2000	0,386
Zbylá část příčnicku - stojina část Δ	1640000	78,5	0,064	1667	0,107
Zbylá část příčnicku - horní příruba	3360000	78,5	0,264	2000	0,528
Zbylá část příčnicku - horní příruba	3360000	78,5	0,264	2000	0,528
Podélník 1 - IPE 100 - na délce 2,1 m	2163000	78,5	0,170	400	0,068
Podélník 2 - IPE 100 - na délce 2,1 m	2163000	78,5	0,170	1150	0,195
Podélník 3 - L100x6 - na délce 2,1 m	2475900	78,5	0,194	1950	0,379
Podélník 4 - IPE 100 - na délce 2,1 m	2163000	78,5	0,170	2700	0,458
Římsa chodníku - na délce 2,1 m	6804000	78,5	0,534	3050	1,629
Zábradlí - na délce 2,1 m	10202400	78,5	0,801	2900	2,323
Součet			3,349		6,846

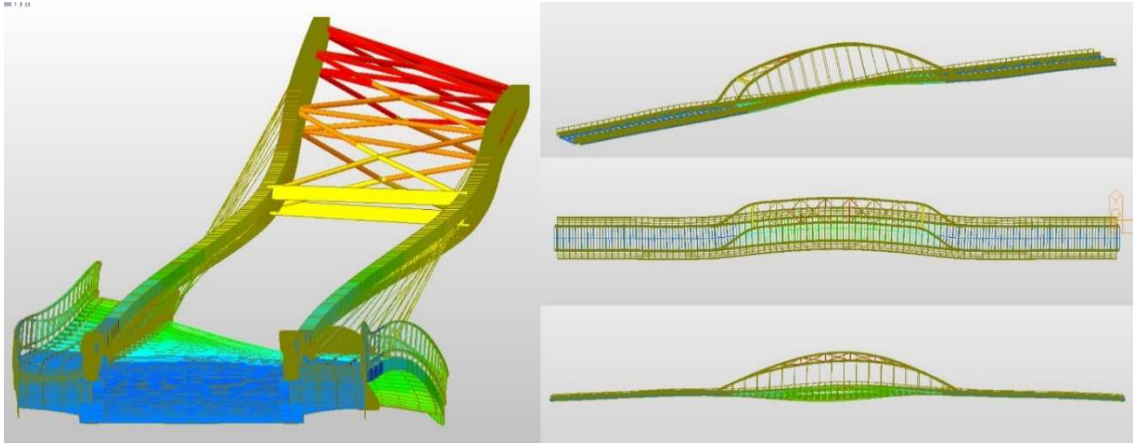
Tabulka 9: Výpočet celkové síly a celkového ohybového momentu od chodníku na zatěžovací šířce 2,1 metru. Spodní hrana příčnicků chodníku má tvar lomené zaoblené lineární čáry. Pro zjednodušení výpočtu bylo zaoblení vynecháno a první část blíže k hlavnímu nosníku byla pojmenována zárodek.

## 8.4 Výpočet dynamických charakteristik mostu

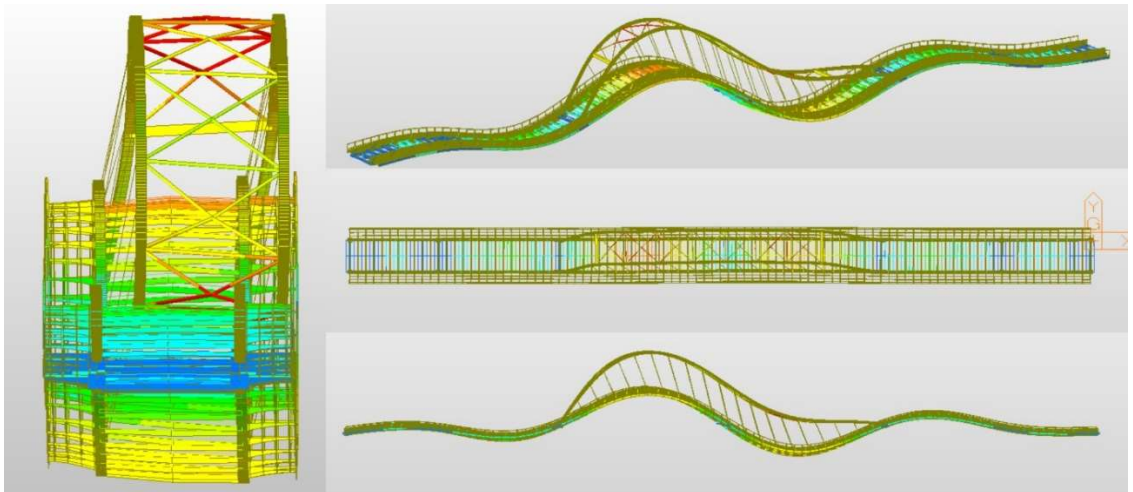
Poř. č. (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]	Popis charakteru vlastního tvaru
(1)	1,495	1. tvar vodorovného kmitání
(2)	1,626	1. tvar svislého ohybového kmitání
(3)	1,865	2. tvar vodorovného kmitání
(4)	2,085	2. tvar svislého ohybového kmitání
(5)	2,309	1. tvar kroutivého kmitání
(6)	2,777	3. tvar svislého ohybového kmitání
(7)	3,418	2. tvar kroutivého kmitání
(8)	3,484	4. tvar svislého ohybového kmitání

Tabulka 10: Vypočtené vlastní frekvence na modelu a orientační popis charakteru s nimi svázaných vlastních tvarů.

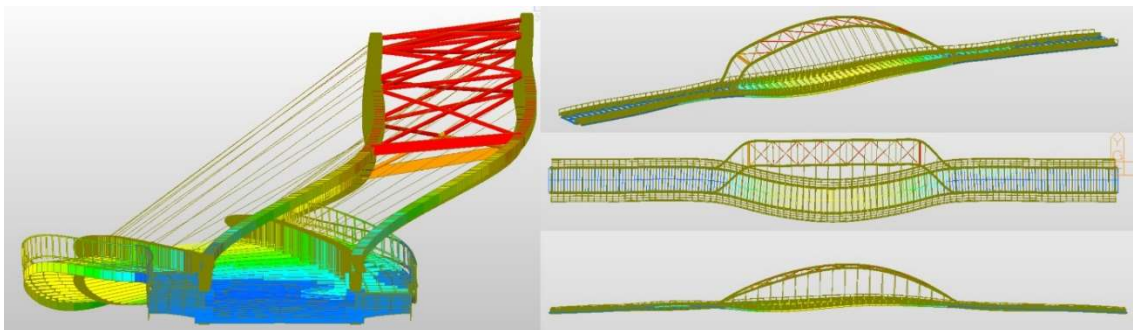
Zatížení bylo převedeno do hmoty a následně byl proveden předběžný výpočet vlastních frekvencí a vlastních tvarů výše popsaného modelu. Hodnoty vlastních frekvencí jsou uvedeny v tabulce 10, vlastní tvary znázorňují obrázky 26 až 33.



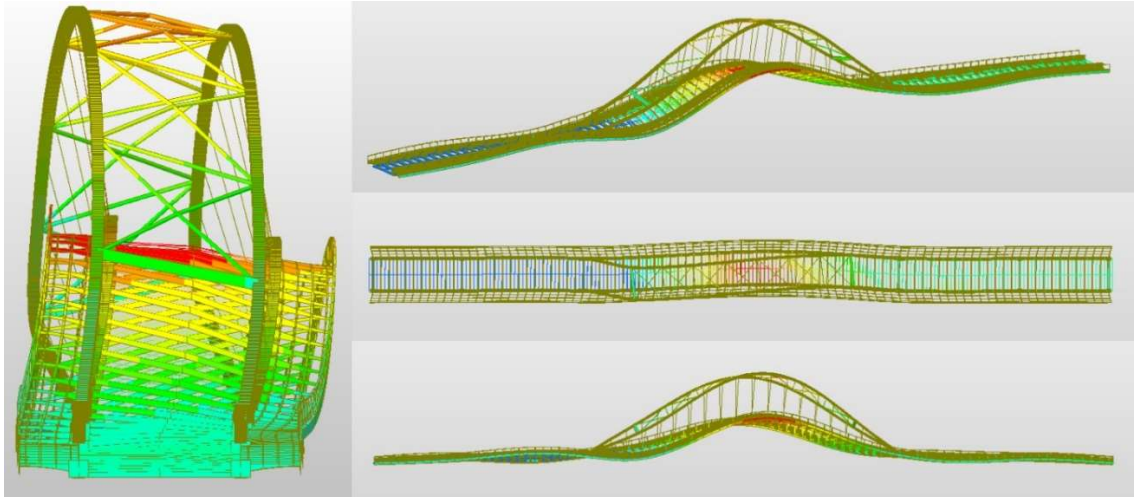
Obrázek 26: První vlastní tvar vodorovného kmitání svázaný s vlastní frekvencí 1,495 Hz.



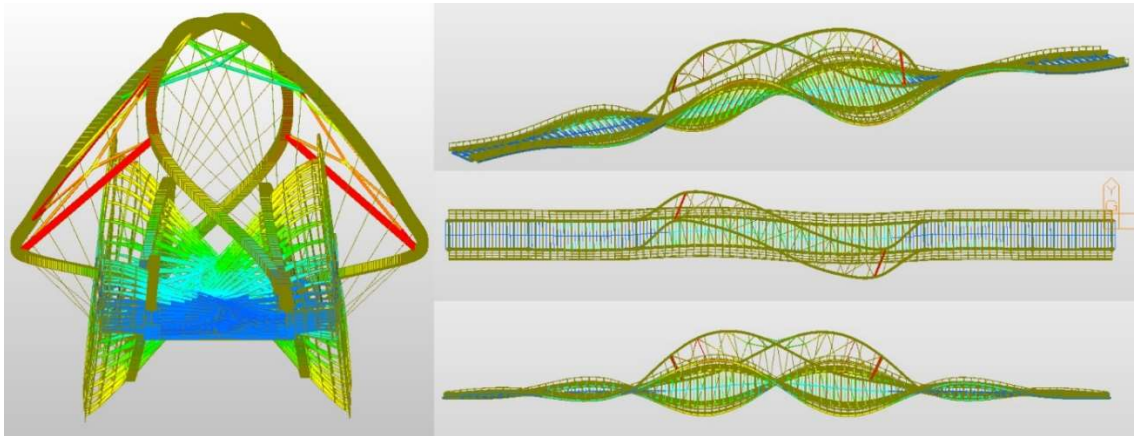
Obrázek 27: První vlastní tvar svislého ohybového kmitání svázaný s vlastní frekvencí 1,626 Hz.



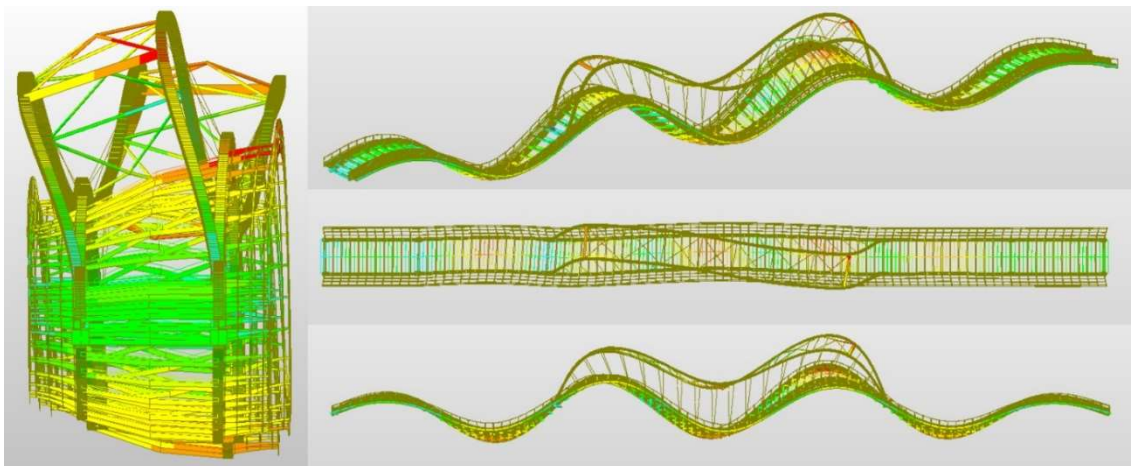
Obrázek 28: Druhý vlastní tvar vodorovného kmitání svázaný s vlastní frekvencí 1,865 Hz.



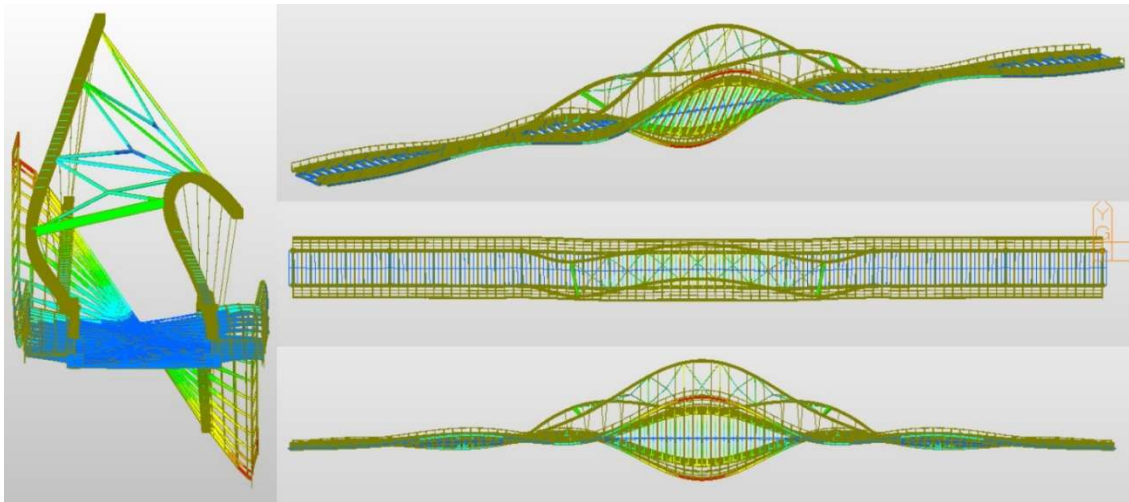
Obrázek 29: Druhý vlastní tvar svislého ohybového kmitání svázaný s vlastní frekvencí 2,085 Hz.



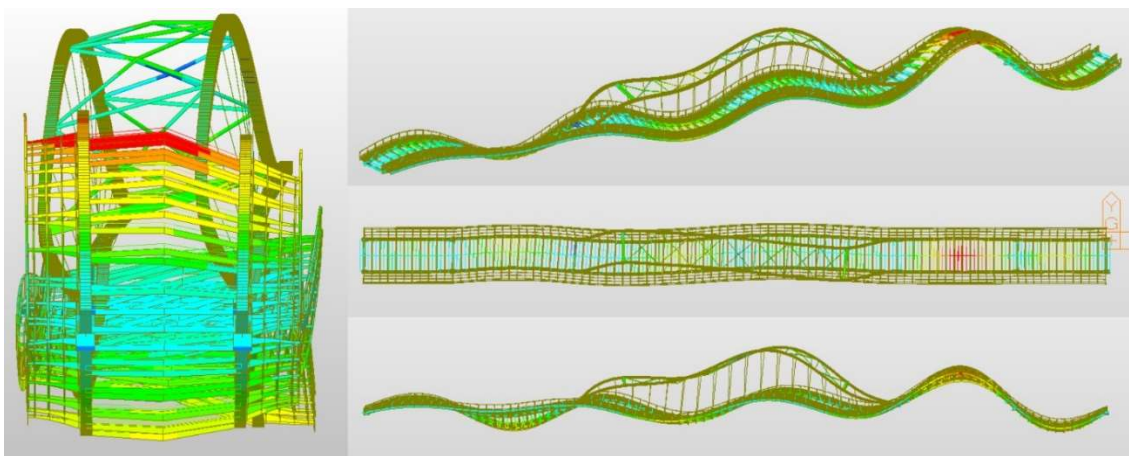
Obrázek 30: První vlastní tvar krouživého kmitání svázaný s vlastní frekvencí 2,309 Hz.



Obrázek 31: Třetí vlastní tvar svislého ohybového kmitání svázaný s vlastní frekvencí 2,777 Hz.



Obrázek 32: Druhý vlastní tvar krouživého kmitání svázaný s vlastní frekvencí 3,418 Hz.



Obrázek 33: Čtvrtý vlastní tvar svislého ohybového kmitání svázaný s vlastní frekvencí 3,484 Hz.

Jelikož výsledky vypočtené na tomto modelu celkem souhlasily s výsledky vyhodnocenými z experimentu před uvedením mostu do provozu, obzvláště hodnota vlastní frekvence svázané s prvním tvarem svislého ohybového kmitání vyšla velmi přesně, nebyl model nijak dále upravován s tím, že bude dále upravován po experimentu provedeném v rámci této diplomové práce.

## 9 Průběh a uspořádání dynamického experimentu

Dne 23. dubna 2021 byl uskutečněn experiment na mostě ve Valech, jehož cílem bylo naměřit kmitání nosné konstrukce mostu vyvolané standardní dopravou a přechody chodců. Počasí v den experimentu nebylo podrobně sledováno, nicméně teplota vzduchu ve stínu se měnila jen málo a byla po celý den necelých 10 °C a vítr nebyl příliš silný, nejvýše vál slabý vítr. Po většinu experimentu bylo zataženo, ale nepršelo.

Pro experiment bylo využito osm absolutních snímačů zrychlení 8344 od firmy Brüel & Kjær s frekvenčním rozsahem 0,2 Hz – 3 kHz. Signál z nich byl pomocí stíněného kabelu přiveden do měřicí ústředny Sirius 6ACC-2ACC+, která byla ovládána pomocí notebooku. Kufříková elektrocentrála Zipper byla použita jako zdroj elektrické energie potřebné pro fungování měřicí ústředny a notebooku, při experimentu byla umístěna na ose uložení na pilíři P4, aby její vibrace neovlivnily výsledky měření (viz Obr. 34).



Obrázek 34: Umístění elektrocentrály na pilíři P4.

Experiment probíhal bez omezení provozu na mostu, dynamická odezva konstrukce byla měřena na pravém hlavním nosníku a v dosažitelné části i na oblouku. Účastníci experimentu se pohybovali pouze po jednom chodníku.

Značení měřících bodů na hlavním nosníku bylo obdobné značení použitým při experimentu provedeném před uvedením mostu do provozu. Číslo měřeného bodu se skládalo z čísla řezu v podélném směru a čísla bodu v příčném směru. V podélném směru zůstalo značení bodů stejné jako v předchozím experimentu, v příčném směru zůstal jen jeden bod na hlavním nosníku s číslem 1, i to odpovídalo předchozímu experimentu.

Před toto číslo bylo vloženo písmeno značící směr měření odezvy, *Ay* pro vodorovný směr příčný k podélné ose mostu, *Az* pro svislý směr. A ještě na začátku se vložilo *Ref*, pokud se jednalo o referenční bod. Tudiž výsledné označení měřeného bodu bylo například *RefAz121*, což byl bod ve staničení 81.900 m umístěný na hlavním nosníku měřící zrychlení ve svislém směru.

Na oblouku se měřilo kmitání pouze ve dvou bodech, a to v místech připojení krajního závěsu na obou stranách pravého oblouku (viz obrázek 35). Značení těchto bodů se též odvíjelo od pozice v podélném směru, ale v příčném směru neměli číslo 6, jak by se očekávalo z prvního experimentu, ale měli v názvu text *obl* pro lepší přehlednost. Byly to tedy body *obl101* a *obl181*.



Obrázek 35: Měření v místech připojení krajního závěsu.

## 9.1 Zkouška pro zjištění dynamických charakteristik mostu

Tato zkouška byla rozdělena na dvě části. První část zkoušky byla zaměřena na měření kmitání mostu způsobeného přirozenými zdroji vibrací (standardní dopravou na mostu, větrem apod.), jedná se o tzv. „ambient vibration testing“. Z naměřeného kmitání byly následně stanoveny vlastní frekvence a vlastní tvary mostu. Tímto postupem se zjistilo chování konstrukce na jednotlivých místech, z čehož se následně daly vyhodnotit vlastní tvary mostu.

V druhé části zkoušky bylo zkoumáno vynucené kmitání nosné konstrukce mostu způsobené standardní dopravou. Snímače zrychlení byly umístěny v místech, kde byly očekávány nejvyšší amplitudy zrychlení a bylo zjišťováno maximální zrychlení, které vyvolají přejezdy vozidel po mostě.

### 9.1.1 První část zkoušky zaměřená na stanovení charakteristik vlastního kmitání mostu

	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
001	Ay191	Az191	Ay181	Az181	Ay171	Az171	RefAy121	RefAz121
002	Ay211	Az211	Ayobl181	Azobl181	Ay171	Az171	RefAy121	RefAz121
003	Ay161	Az161	Ay151	Az151	Ay141	Az141	RefAy121	RefAz121
004	Ay111	Az111	Ay101	Az101	Ay091	Az091	RefAy121	RefAz121
005	Ay131	Az131	Ayobl101	Azobl101	Ay071	Az071	RefAy121	RefAz121

Tabulka 11: Umístění snímačů v průběhu první části zkoušky pro zjištění charakteristik vlastního kmitání mostu. V prvním sloupci jsou čísla fází zkoušky, v prvním řádku tabulky pořadí snímačů.



Obrázek 36: Snímače zrychlení umístěné na levém obrázku do bodů RefAz121 (na horní pásnici) a RefAy121 (na výztuže stojiny), na pravém obrázku do bodů Azobl181 (na dolní pásnici oblouku) a Ayobl181 (na výztuže připojující k oblouku čep závěsu).



Dva snímače zrychlení byly po celou dobu umístěny v referenčním bodě č. 121, tedy na pravém hlavním nosníku v prostředním poli v místě připojení šestého závěsu na hlavní nosník z pohledu ve směru staničení od Valů, jeden snímač měřil kmitání ve svislém směru na horní pásnici, druhý ve vodorovném směru kolmém na podélnou osou mostu na ztužidle stojiny.

Zbýlých šest snímačů bylo postupně umisťováno po konstrukci do zvolených bodů, aby pro vyhodnocení charakteru vlastních tvarů bylo kmitání zachyceno v dostatečném počtu bodů konstrukce. V každé fázi této části zkoušky byly vybrány tři body, do kterých se snímače umístily ve svislém a vodorovném směru rovnoběžném s podélnou osou a kolmém k podélné ose mostu.

Tabulka 11 ukazuje, kam se v jednotlivých fázích zkoušky umisťovaly snímače pro zjištění charakteristik vlastního kmitání mostu.

Chování konstrukce se měřilo převážně v hlavním poli a také uprostřed druhého a čtvrtého pole. Každá fáze měření trvala 10 minut, když při ní projel automobil s potenciálem znatelně rozkmitat konstrukci, zaznamenal se čas a typ vozidla.

### 9.1.2 Druhá část zkoušky zaměřená na parametry vynuceného kmitání mostu od standardní dopravy

Pro druhou část zkoušky se pro měření kmitání vybrala místa, kde byla očekávána nejvyšší hodnota zrychlení při vynuceném kmitání mostu. Jednalo se o střed rozpětí prostředního pole, kde byla dominantní pořadnice 2., 3. a 5. vlastního tvaru, dále se snímače umístily do první i třetí čtvrtiny rozpětí, kam vycházela maximální pořadnice vlastního tvaru pro 1. a 4. vlastní tvar, a poslední dvojice snímačů se umístila do pětiny rozpětí hlavního pole, kde se měla nacházet maximální amplituda 6. vlastního tvaru. Ve všech čtyřech sledovaných místech levého hlavního nosníku bylo kmitání sledováno ve vertikálním směru a ve směru vodorovném kolmém k podélné ose mostu (viz Obr. 37).

Při této části zkoušky proběhlo taktéž pět desetiminutových fází, při kterých se zapsal průjezd každého většího vozidla. Mezi fázemi se ale již snímače nepřemisťovaly, ale zůstaly po celou dobu této druhé části zkoušky na stejných místech, protože právě v nich bylo očekáváno největší kmitání.



Obrázek 37: Umístění snímačů zrychlení do pětiny rozpětí (bližší snímače) a do čtvrtiny rozpětí (vzdálenější snímače) hlavního pole.



Obrázek 38: Ing. Tomáš Plachý Ph.D. ovládající měřicí ústřednu přes notebook.

## 9.2 Zkouška pro ověření odezvy konstrukce na dynamické účinky chodců

Po provedení zkoušky pro zjištění dynamických charakteristik vlastního kmitání mostu byly v programu DewesoftX vyhodnoceny předběžné vlastní frekvence, jejich hodnoty jsou uvedeny v tabulce 12.

Poř. č. (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]
(1)	1,625
(2)	1,890
(3)	2,230
(4)	2,520
(5)	2,950

Tabulka 12: Předběžně vyhodnocené vlastní frekvence mostu.

Tyto frekvence byly následně využity při zkoušce pro ověření odezvy konstrukce na dynamické účinky chodců prováděné na mostě ve Valech. Při ní bylo vyšetřováno vynucené kmitání konstrukce vyvolané dynamickým zatížením, a to přechodem dvou chodců po chodníku přes hlavní pole a vandalismem ve formě pohupování dvou osob v kolenou.

Pro držení konstantního tempa chůze se použil metronom, který vydával rytmický zvuk podle potřebné frekvence. Na každé jeho pípnutí byl synchronně udělán zatěžovací pohyb, ať už krok nebo zhoupnutí v kolenou. Výpočet počtu úderů za minutu, který byl na metronomu nastavován, vycházel z předběžně vyhodnocených hodnot vlastních frekvencí přenásobených 60 vteřinami. Zde je ukázka výpočtu v první fázi:

$$2,23 \text{ Hz} * 60 \text{ s} = 133,8 \text{ bpm} \quad (12)$$

Pouze pro vodorovnou frekvenci 1,890 Hz byl zvolen dvojnásobný počet úderů za minutu z důvodu, aby se vodorovné účinky chodců navzájem neeliminovaly.

Při zatěžování přechodem chodců si dva lidé stoupli na pilíř P3, nastavili si metronom a synchronně přešli hlavní pole mostu. Na pilíři P4 počkali, než se kmitání mostu uklidní. Poté opět synchronně přešli zpět na pilíř P3. Tento přechod se kvůli získání dostatečného množství dat opakoval vícekrát.

Při vandalismu, kdy byla konstrukce zatěžována pohupováním v kolenou, si dva účastníci experimentu stoupli do místa, kde měl daný vlastní tvar nejvyšší pořadnici. Opět si nastavili metronom a společně periodicky zatěžovali konstrukci pohupováním v kolenou. Když už se odezva konstrukce nezvyšovala, zastavili se. I zde se pro dostatečný statistický vzorek zatěžování opakovalo vícekrát.

Tabulka 13 ukazuje, jak šly jednotlivé fáze zatěžování po sobě. Při prvním zatěžování vandalismem bylo prvně špatně zvoleno místo pohupování do čtvrtiny rozpětí, následně však účastníci experimentu správně zatěžovali konstrukci uprostřed hlavního pole.

Číslo fáze	Zatěžování konstrukce	Vlastní frekvence [Hz]	Počet úderů za minutu [bpm]	Počet účastníků	Počet opakování	Místo pohupování
011	Přechod	2,230	134	2	6	-
012	Vandalismus	2,230	134	2	2, 2	Čtvrtina, střed
013	Přechod	1,625	97	2	4	-
014	Vandalismus	1,625	97	2	3	Čtvrtina
015	Přechod	1,890	226	1	4	-
016	Přechod	2,520	151	2	4	-
017	Vandalismus	2,520	151	2	2	Čtvrtina

Tabulka 13: Postup fází zatěžování mostu při zkoušce pro ověření odezvy konstrukce na dynamické účinky chodců a vandalů.

Poř. č. (j)	Vlastní frekvence $f_{(j)}$ [Hz]	Orientační popis charakteru vlastního tvaru
(1)	1,62	1. tvar svislého ohybového kmitání
(2)	1,89	1. tvar vodorovného kmitání
(3)	2,24	2. tvar svislého ohybového kmitání
(4)	2,51	1. tvar kroutivého kmitání
(5)	3,04	3. tvar svislého ohybového kmitání
(6)	3,47	4. tvar svislého ohybového kmitání
(7)	3,80	2. tvar kroutivého kmitání
(8)	4,00	5. tvar svislého ohybového kmitání
(9)	4,55	6. tvar svislého ohybového kmitání
(10)	5,01	7. tvar svislého ohybového kmitání
(11)	5,17	3. tvar kroutivého kmitání
(12)	5,62	8. tvar svislého ohybového kmitání

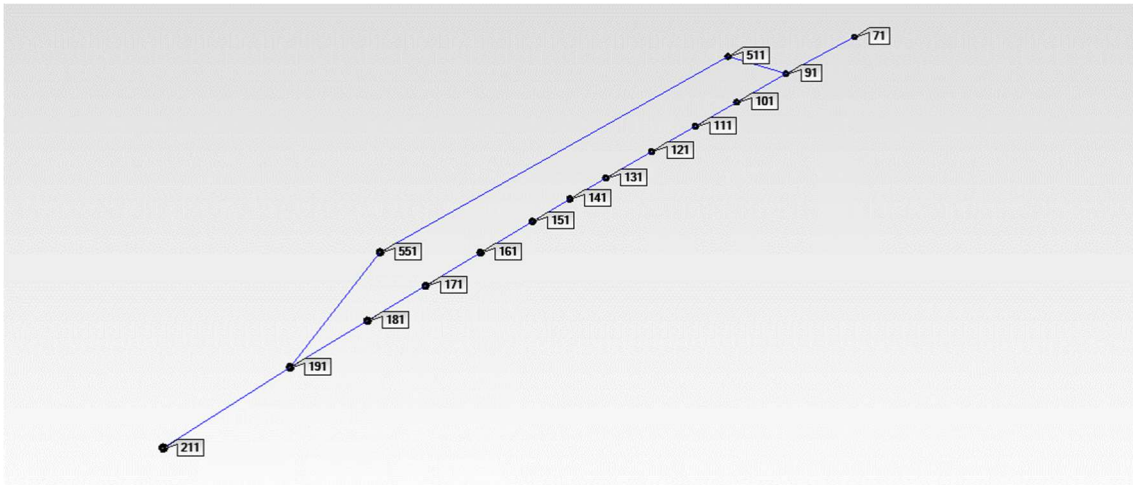
Tabulka 14: Vyhodnocené vlastní frekvence z provedeného experimentu.

## 9.3 Výsledky experimentu

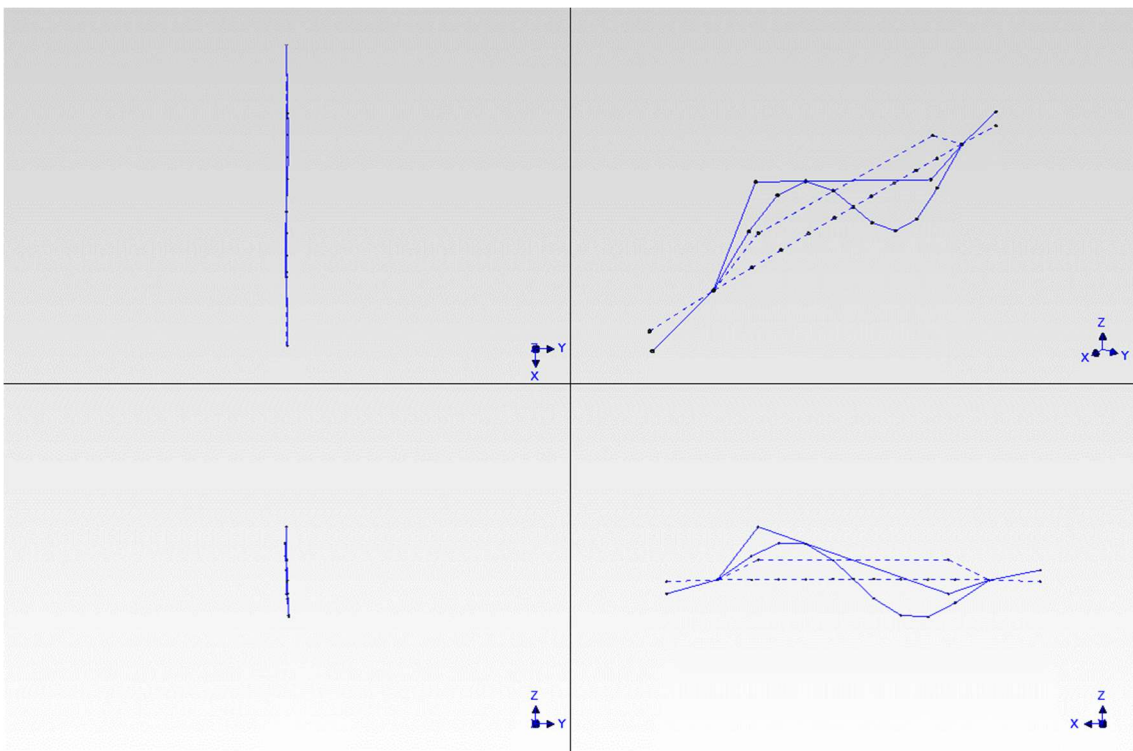
### 9.3.1 Charakteristiky vlastního kmitání mostu

Vlastní frekvence a vlastní tvary byly vyhodnoceny pomocí Fourierovy transformace v profesionálním programu ME'scopeVES firmy Vibrant Technology, Inc., který je ve vlastnictví Fakulty stavební Českého vysokého učení technického v Praze. Výsledné naměřené hodnoty vlastních frekvencí

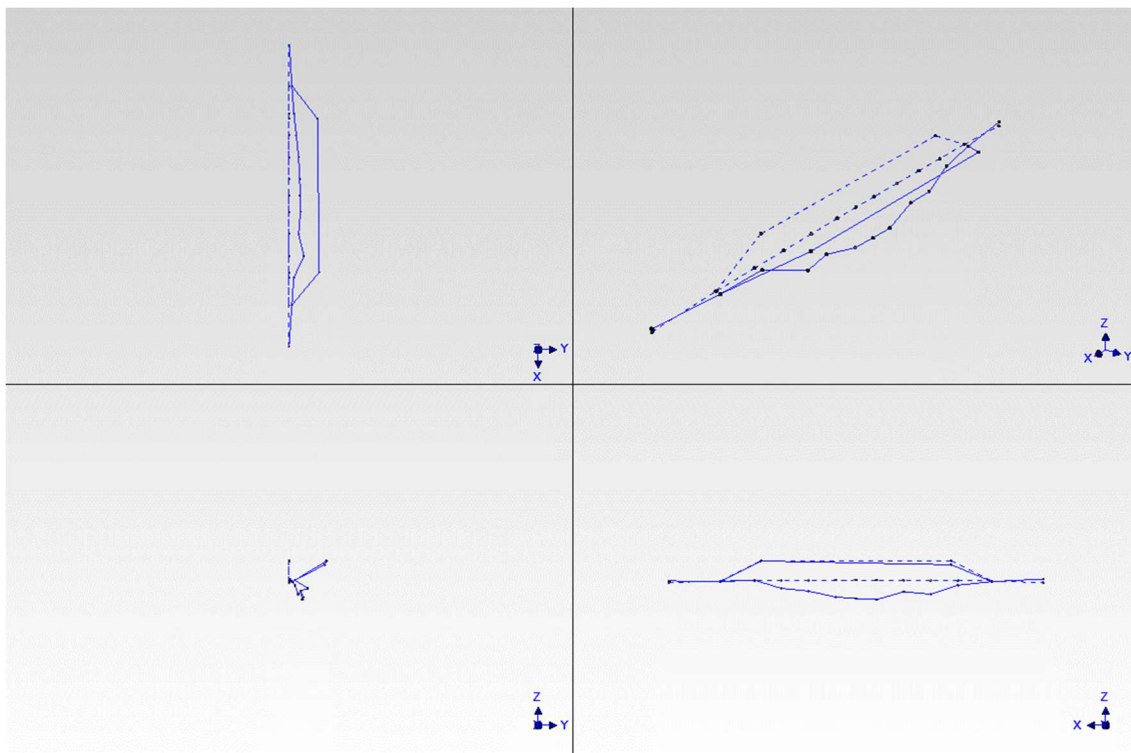
včetně popisu charakteru s nimi svázaných vlastních tvarů podle jejich dominantní složky kmitání jsou v tabulce 14, schéma jednotlivých bodů, ve kterých byly vlastní tvary měřeny a vyhodnoceny, je vykresleno na obrázku 14, prvních sedm vlastních tvarů je znázorněno na obrázcích 40 až 46.



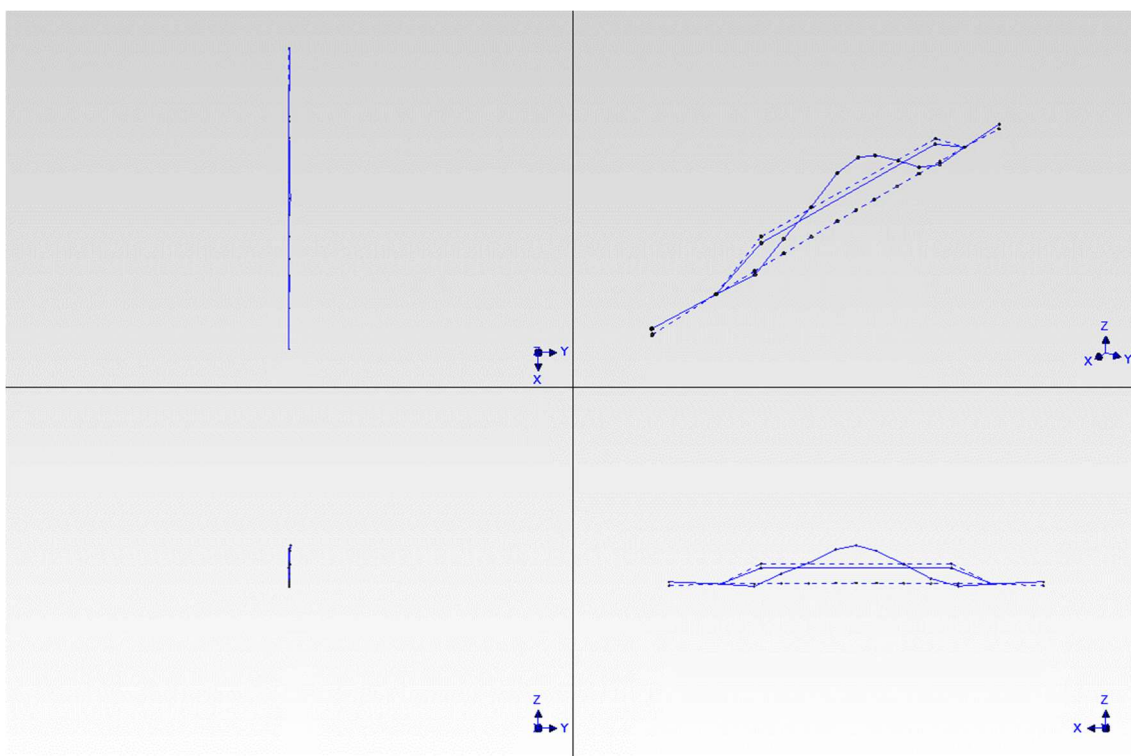
Obrázek 39: Schéma vykreslování vlastních tvarů – jednotlivé měřené body konstrukce



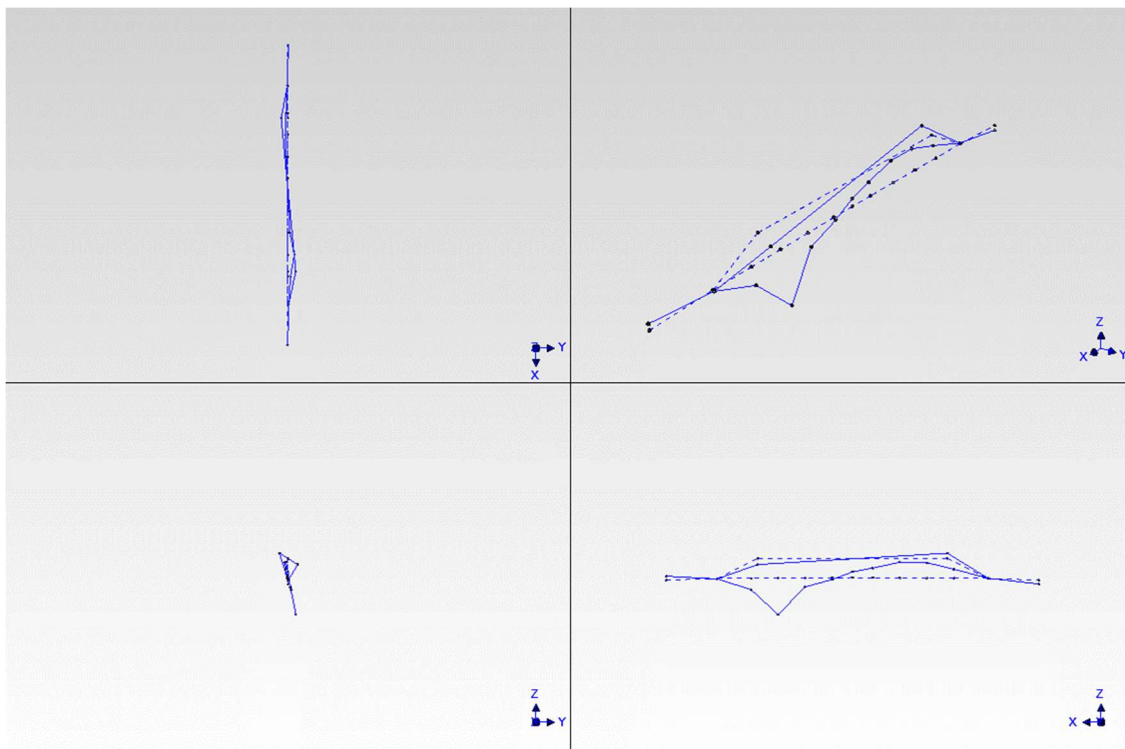
Obrázek 40: První naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(1) = 1,62$  Hz.



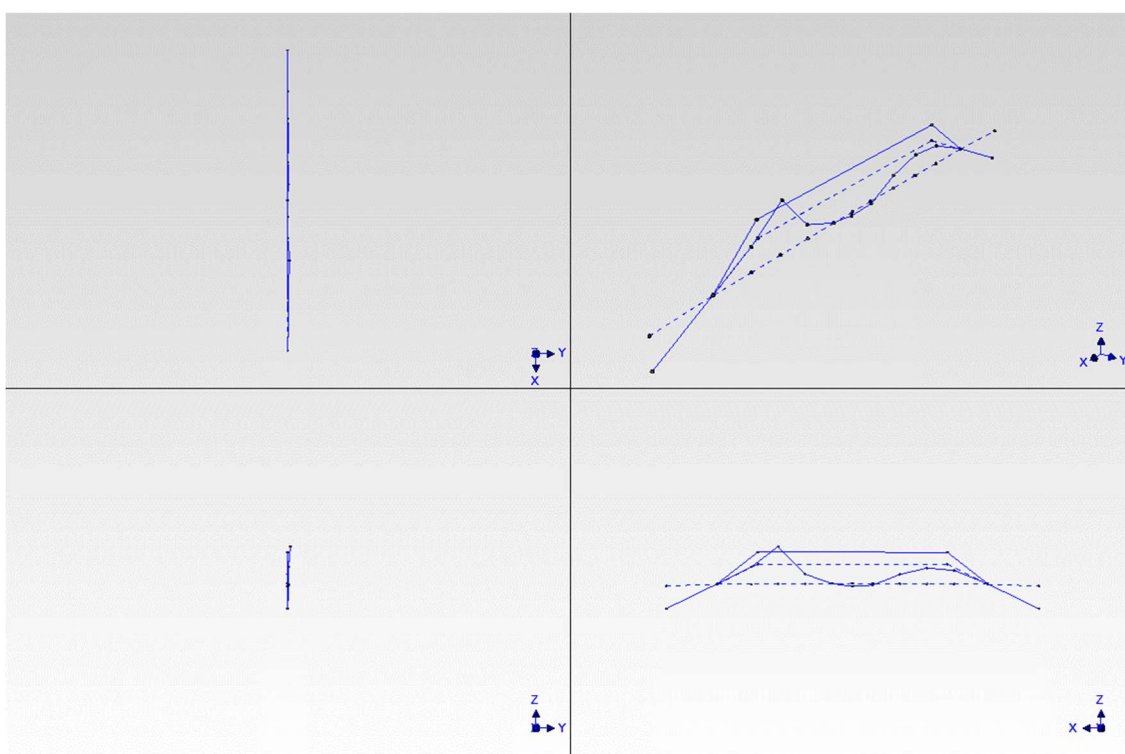
Obrázek 41: Druhý naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(2) = 1,89$  Hz.



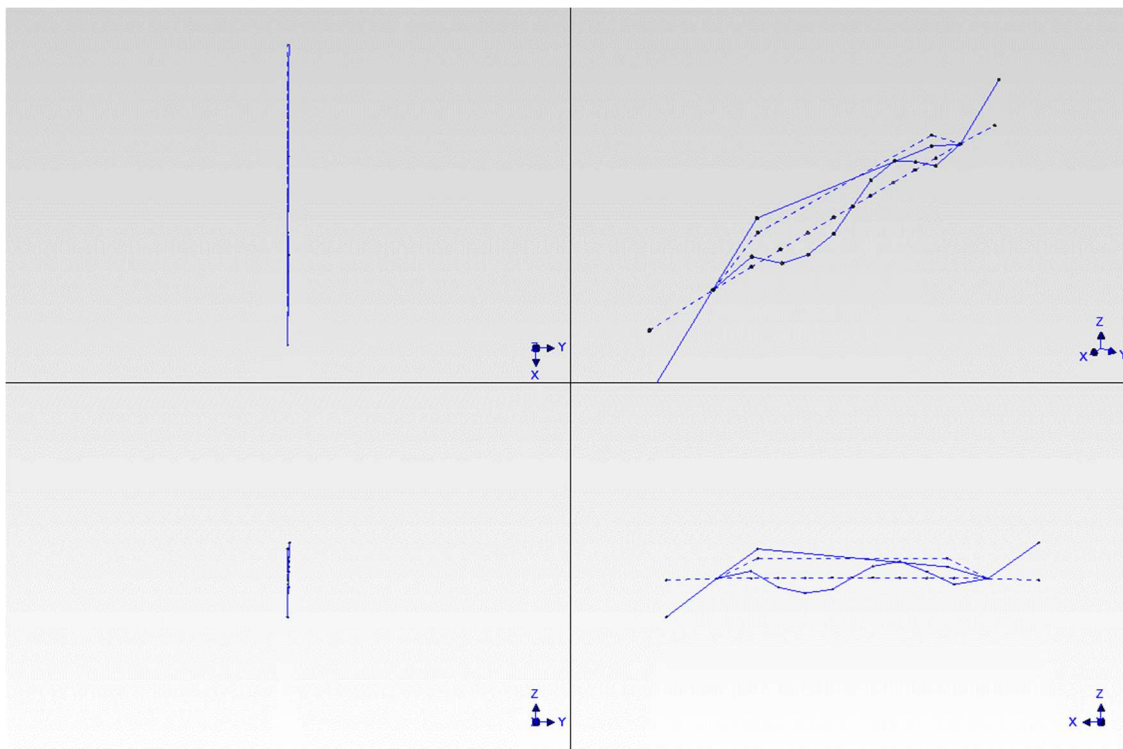
Obrázek 42: Třetí naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(3) = 2,24$  Hz.



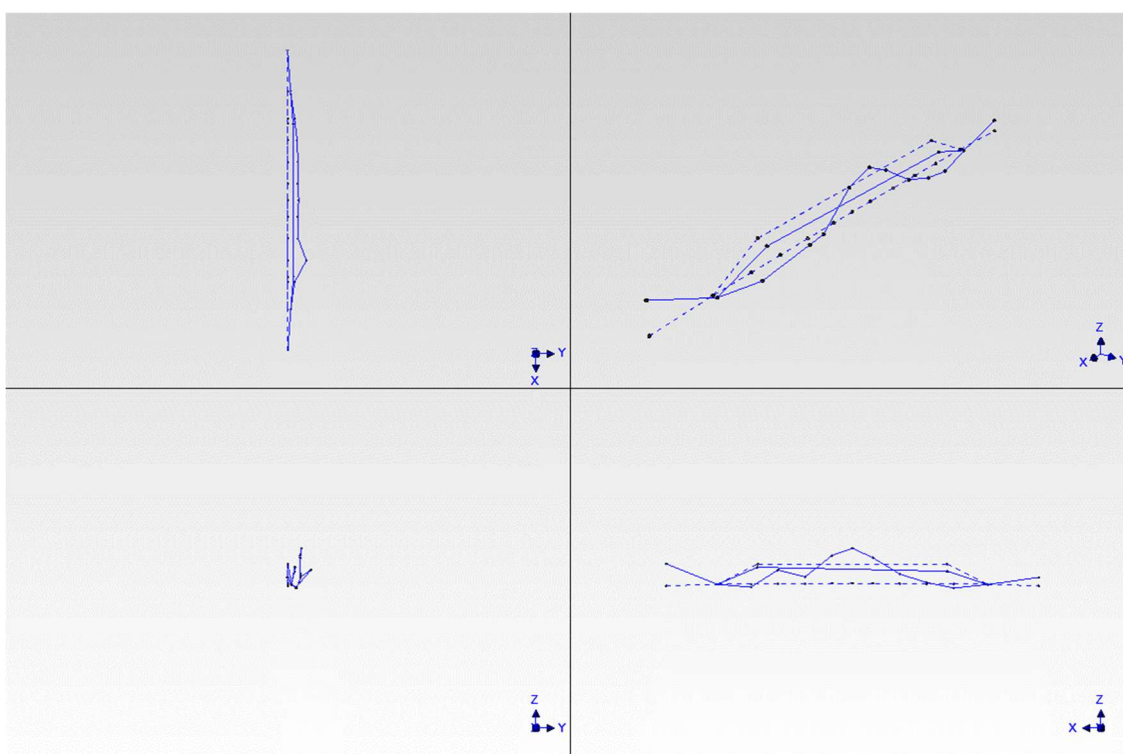
Obrázek 43: Čtvrtý naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(4) = 2,51$  Hz.



Obrázek 44: Pátý naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(5) = 3,04$  Hz.



Obrázek 45: Šestý naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(6) = 3,47$  Hz.



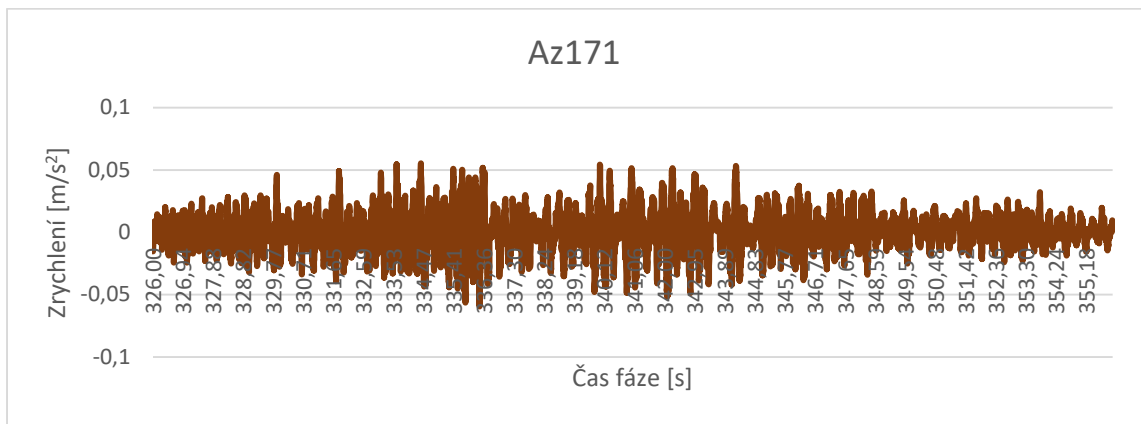
Obrázek 46: Sedmý naměřený vlastní tvar konstrukce svázaný s  $f(7) = 3,80$  Hz.

### 9.3.2 Odezva konstrukce na dynamické zatížení vozidly

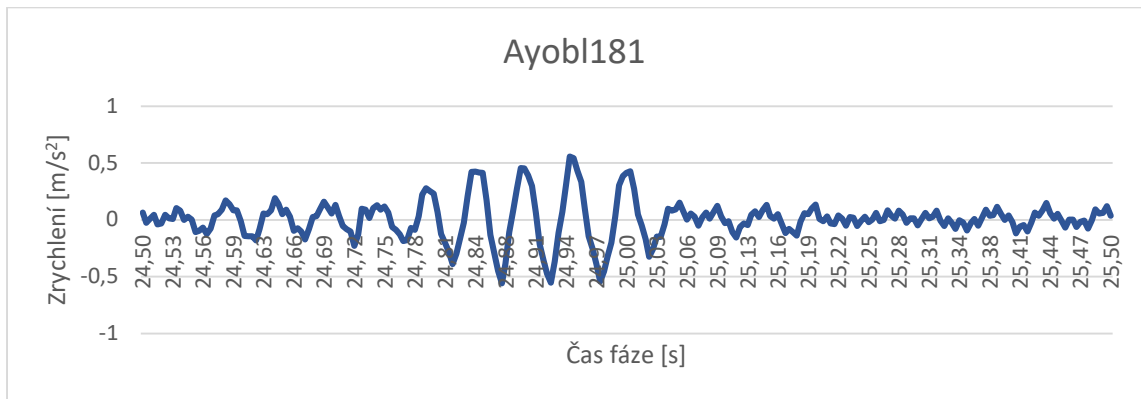
Během měření na mostě nebyl příliš veliký provoz, za jednu desetiminutovou fázi projelo po něm průměrně kolem čtyř větších aut, které byly zaznamenány. Jednalo se převážně o dodávky, autobusy nebo lehké nákladní automobily.



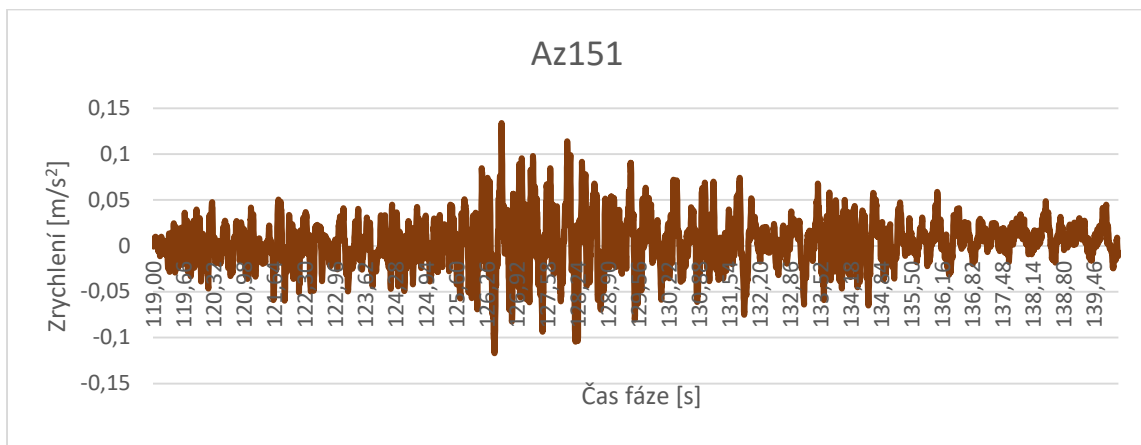
V grafech 1 až 5 jsou znázorněny průběhy dynamické odezvy na přejezdy větších aut, pro každou fázi je vykreslen záznam z vybraného snímače s nejvyššími naměřenými výkmity.



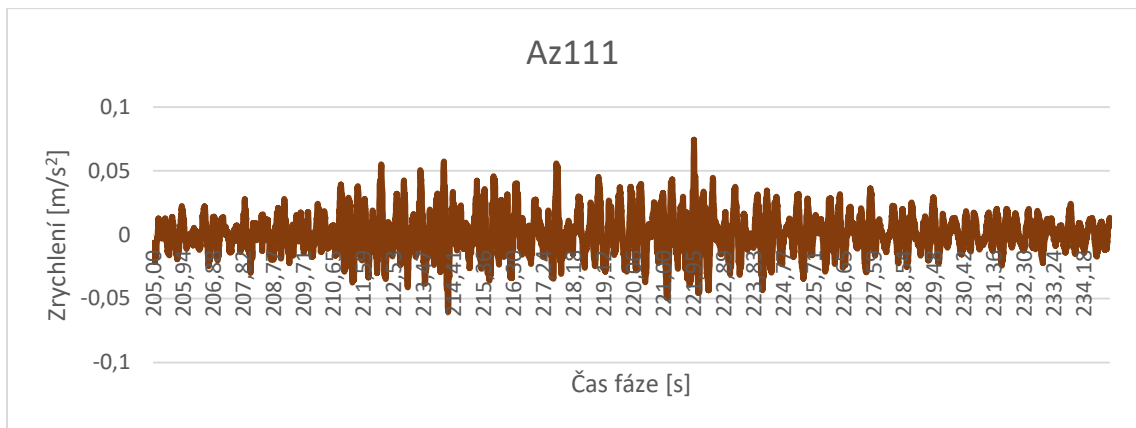
Graf 1: Průběh zrychlení ve svislém směru v bodě Az171 při přejezdu dodávky. Maximální výkmit zrychlení je 0,056 m/s<sup>2</sup>.



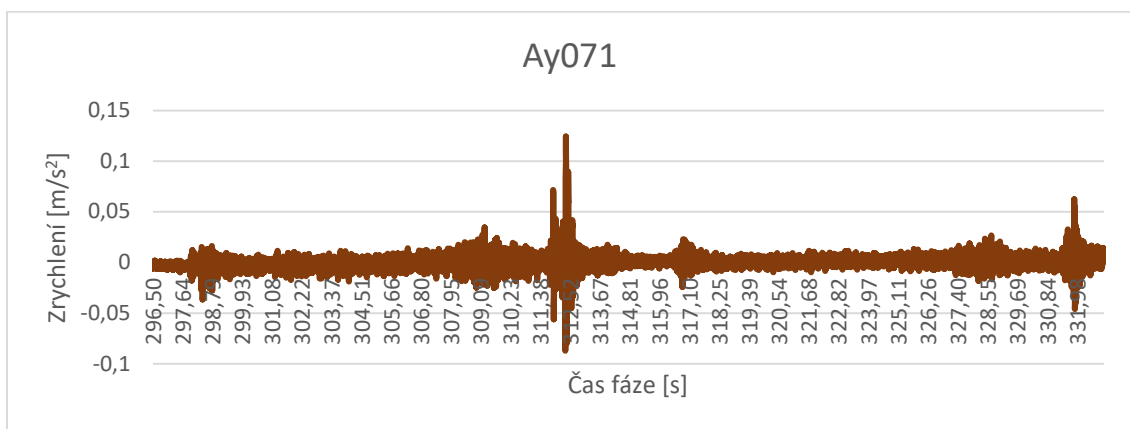
Graf 2: Ve fázi 002 dosahoval nejvyššího výkmitu zrychlení bod Ayobl181 při přejezdu autobusu přes mostní závěr. Maximální naměřený výkmit zrychlení byl 0,556 m/s<sup>2</sup>.



Graf 3: Maximální rozkmitání konstrukce v bodě Az151 přejezdem cisterny během fáze 003. Extrémní naměřené zrychlení je v tomto bodě 0,134 m/s<sup>2</sup>.



Graf 4: Svislé zrychlení konstrukce v bodě Az111 při přejezdu dodávky. Maximální hodnota naměřeného zrychlení byla 0,075 m/s<sup>2</sup>.



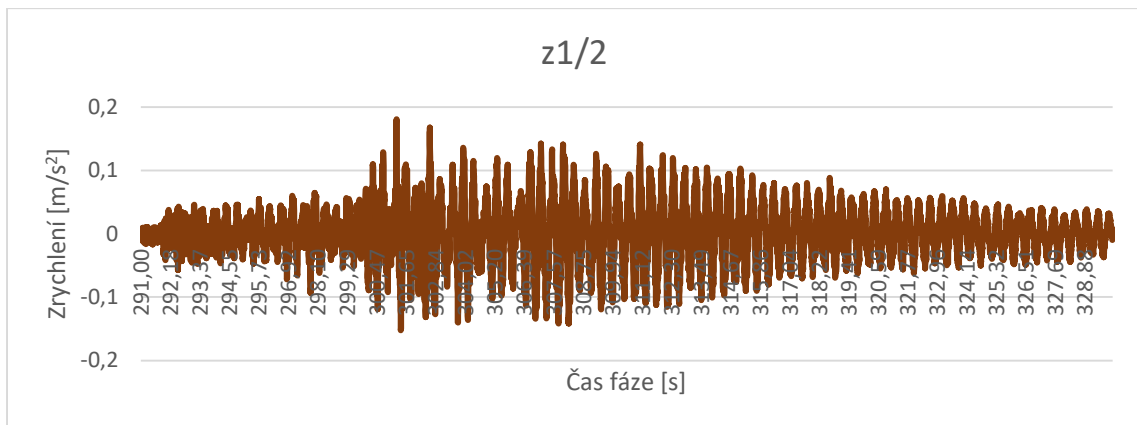
Graf 5: Ve fázi 005 byla konstrukce nejvíce rozkmitaná, když po ní přejeli chvíli po sobě dva autobusy, v momentě, kdy jeden autobus most opouštěl, přijížděl druhý. Nejvyšší výkmity zrychlení byly opět na oblouku, ve vodorovném směru v bodě Ayobl101 bylo naměřeno zrychlení 0,533 m/s<sup>2</sup>, ve svislém směru v bodě Azobl101 0,188 m/s<sup>2</sup>. Zde je však vykreslen graf zrychlení v bodě Ay071 neboli uprostřed druhého pole. Na něm je vidět přibližně v čase 312 s, jak přejezd mostního závěru jedním autobusem konstrukci rozkmital a hned do vteřiny poté ji rozkmital druhý autobus přejezdem druhého mostního závěru. Maximální zrychlení v tomto bodě bylo 0,124 m/s<sup>2</sup>.

Při první části zkoušky, která byla zaměřena na stanovení charakteristik vlastního kmitání, vycházelo nejvyšší zrychlení vyvolané standardní dopravou v místech na oblouku, extrémní naměřené zrychlení zde bylo ve vodorovném směru 0,556 m/s<sup>2</sup>, ve svislém směru 0,188 m/s<sup>2</sup>. Na hlavním nosníku vycházelo nejvyšší svislé zrychlení uprostřed hlavního pole 0,134 m/s<sup>2</sup>, maximální vodorovné kmitání bylo zaznamenáno uprostřed druhého pole 0,124 m/s<sup>2</sup>.

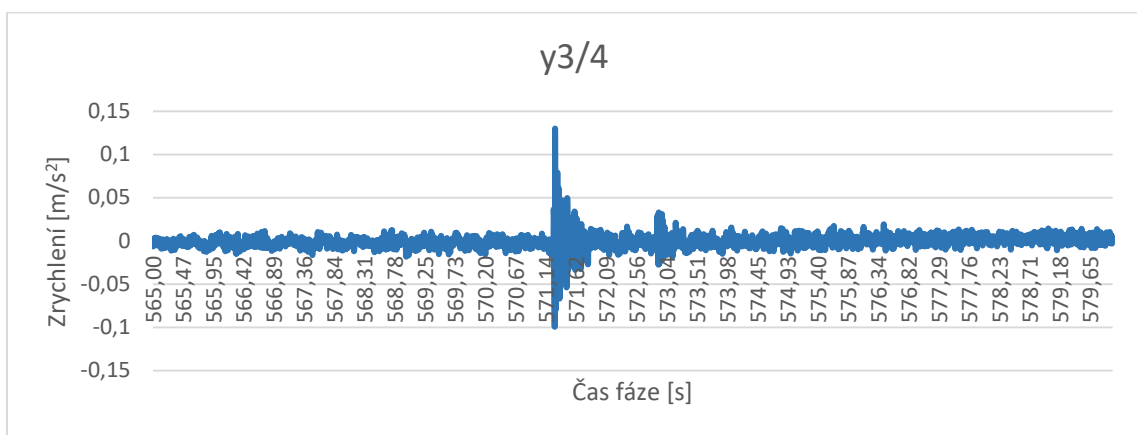
Ve fázích 006 až 010 byly snímače umístěny v hlavním poli uprostřed, v obou čtvrtinách a v jedné pětině rozpětí. Měřilo se téměř kontinuálně 50 minut a přejezd každého většího vozidla byl zaznamenán. Tabulka 15 ukazuje maximální naměřené zrychlení při přejezdech jednotlivých větších vozidel. V grafech 6 a 7 jsou zobrazeny nejvyšší zachycené hodnoty zrychlení ve vodorovném a svislém směru.

	y1/4 [m/s <sup>2</sup> ]	z1/4 [m/s <sup>2</sup> ]	y1/2 [m/s <sup>2</sup> ]	z1/2 [m/s <sup>2</sup> ]	y3/4 [m/s <sup>2</sup> ]	z3/4 [m/s <sup>2</sup> ]	y4/5 [m/s <sup>2</sup> ]	z4/5 [m/s <sup>2</sup> ]
Kombinace nákladák a dvě dodávky	0,0245	0,0858	0,0390	0,0934	0,0289	0,0706	0,0232	0,0941
Dodávka s přívěsem	0,0107	0,0553	0,0157	0,0863	0,0143	0,0561	0,0133	0,0619
Dodávka	0,0152	0,0368	0,0194	0,0416	0,0205	0,0359	0,0175	0,0385
Nákladák vezoucí válec	0,0377	0,1108	0,0361	0,1309	0,0314	0,1220	0,0383	0,1089
Kombinace autobusu a dodávky	0,0357	0,0907	0,0403	0,1092	0,0307	0,0745	0,0306	0,1214
Kombinace dvou dodávek, nákladáku a autobusu	0,0418	0,1249	0,0538	0,1810	0,0415	0,1118	0,0380	0,1215
Dodávka	0,0318	0,0551	0,0231	0,0544	0,0162	0,0633	0,0155	0,0668
Kombinace autobusu a dodávky	0,0293	0,0666	0,0300	0,0728	0,0233	0,0726	0,0203	0,0557
Malý nákladák	0,0280	0,0822	0,0333	0,0837	0,0326	0,0823	0,0402	0,0809
Dodávka s přívěsem	0,0387	0,0840	0,0871	0,0990	0,1301	0,1548	0,0458	0,0903
Kombinace autobusu a dodávky	0,0280	0,0822	0,0333	0,0837	0,0326	0,0823	0,0402	0,0809
Autobus	0,0314	0,0808	0,0569	0,0920	0,0528	0,0973	0,0449	0,0793
Autobus	0,0495	0,1001	0,0507	0,0835	0,0436	0,0972	0,0291	0,0950
Traktor	0,0707	0,1353	0,0910	0,1730	0,0719	0,1517	0,0566	0,1386

Tabulka 15: Měřené přejezdy větších vozidel přes most ve Valech během fází 006 – 010. Jednotlivé sloupce udávají naměřené maximální výkmity zrychlení při přejezdech na jednotlivých snímačích, tučně jsou zvýrazněné maximální hodnoty pro každý snímač.

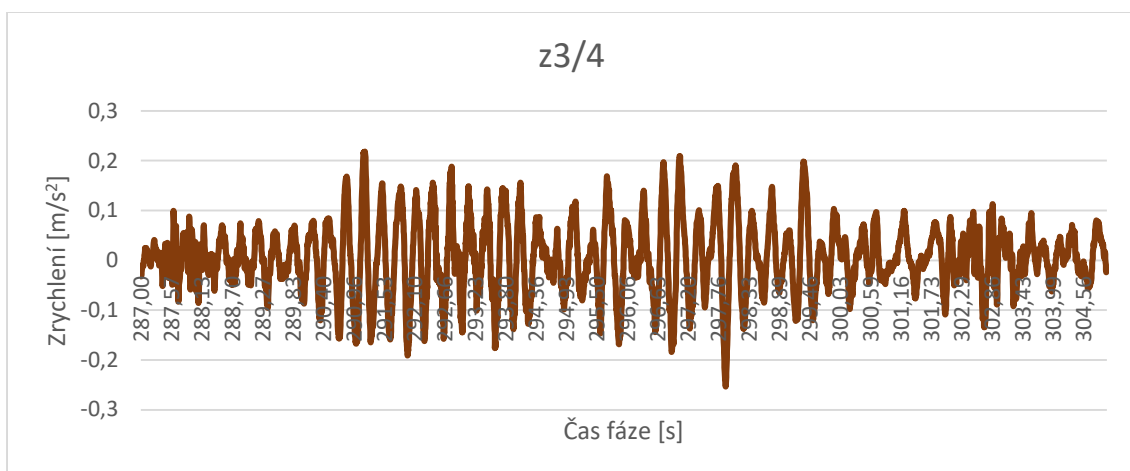


Graf 6: Naměřené hodnoty svislého zrychlení uprostřed rozpětí středního pole při přejezdu dvou dodávek, autobusu a nákladáku najednou. Maximální naměřené zrychlení je 0,181 m/s<sup>2</sup>.



Graf 7: Nejvyšší rozkmit vodorovného zrychlení byl naměřen ve čtvrtině rozpětí při přejezdu dodávky s přívěsem. Maximální naměřená hodnota vodorovného zrychlení dosáhla 0,130 m/s<sup>2</sup>.

Nakonec bylo největší svislé zrychlení od přejezdu vozidla naměřeno až ve fázi 014, kdy zrovna nebyla konstrukce zatěžována žádným výrazným zatížením a přes most přešel jeřáb. Průběh svislého kmitání od přejezdu jeřábu je znázorněn na grafu 8.

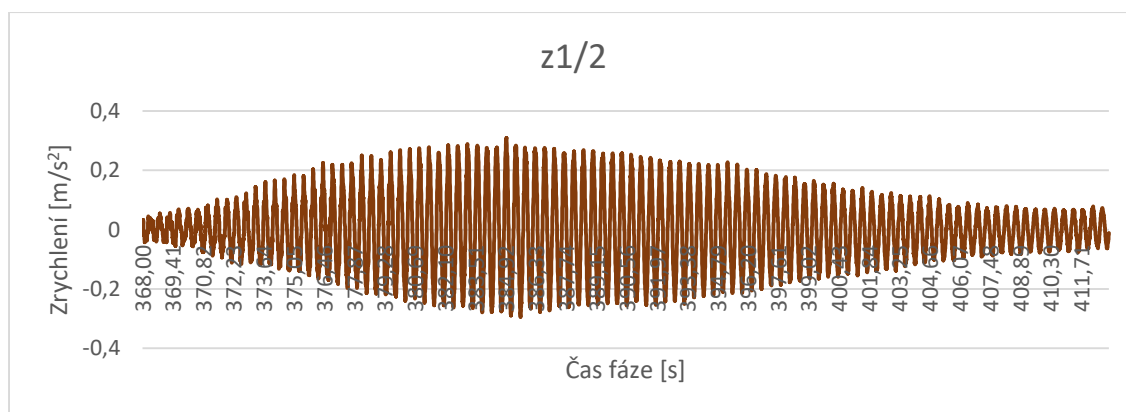


Graf 8: Průběh svislého zrychlení ve čtvrtině rozpětí od přejezdu jeřábu. Maximální hodnota dosáhla 0,253 m/s<sup>2</sup>.

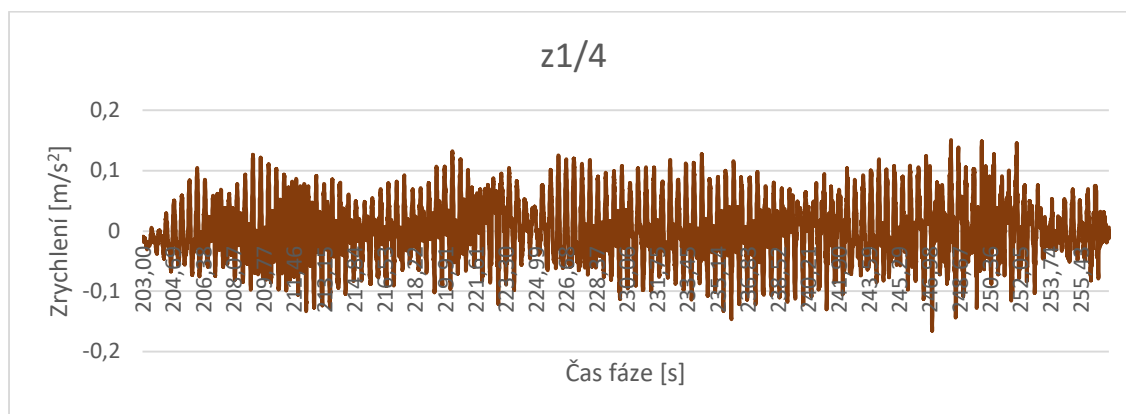
Nejvyšší naměřené svislé zrychlení od přejezdu vozidel bylo 0,253 m/s<sup>2</sup>, maximální vodorovné zrychlení dosáhlo 0,130 m/s<sup>2</sup>.

### 9.3.3 Odezva konstrukce na zatěžování chodci

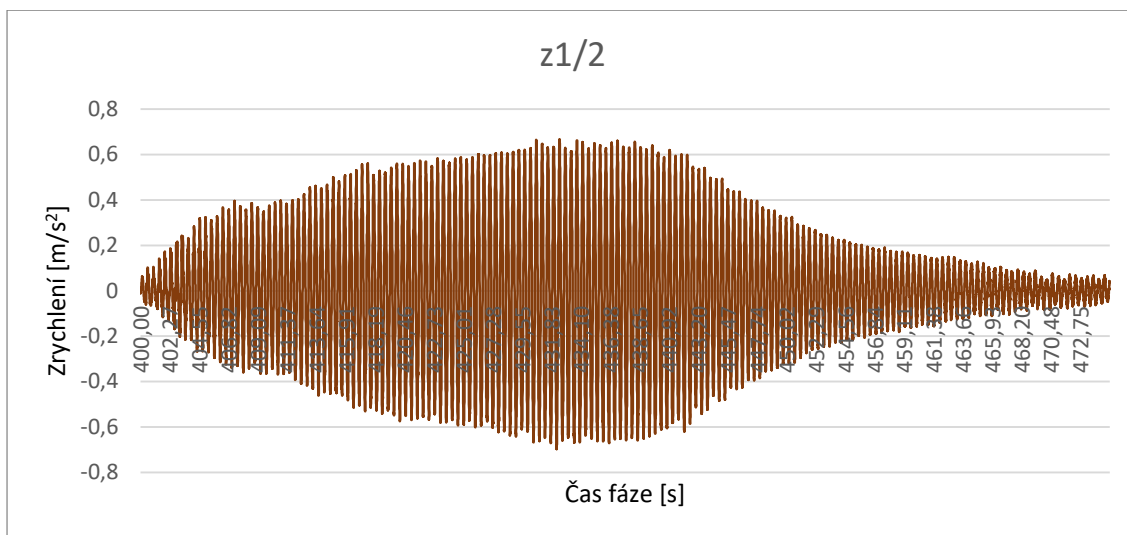
Při fázích 011, 012 se očekávalo maximální svislé zrychlení uprostřed rozpětí, ve fázi 015 se cílilo na maximální vodorovné zrychlení uprostřed rozpětí. Zbylé fáze této zkoušky 013, 014, 016 a 017 měly vyvolat nejvyšší hodnoty zrychlení ve čtvrtinách rozpětí. Tomu odpovídají grafy 9 až 16, pro každou fázi je vybrán jeden reprezentativní vzorek průběhu odezvy konstrukce a v popisu je uvedeno maximální dosažené zrychlení (maximální výkmit zrychlení).



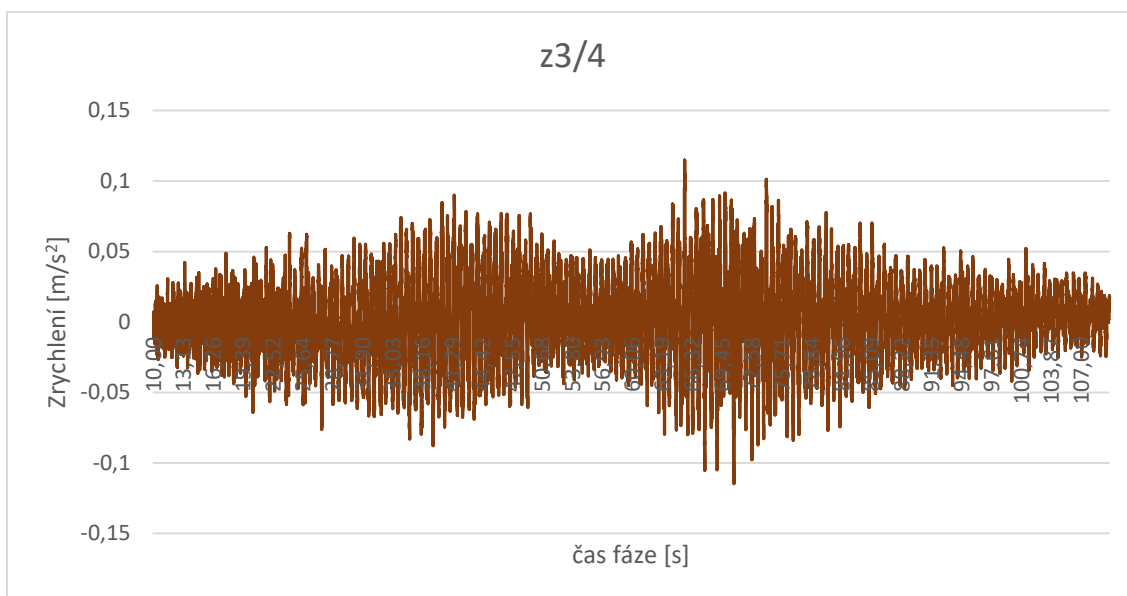
Graf 9: Průběh svislého kmitání hlavního nosníku uprostřed rozpětí během fáze 011 při přechodu dvou chodců přes střední pole mostu frekvencí kroku 2,23 Hz. Maximální naměřené svislé zrychlení bylo 0,310 m/s<sup>2</sup>.



Graf 10: Při fázi 012 prvně nesprávně zatěžovali konstrukci dva vandalové ve čtvrtině rozpětí. Na grafu je znázorněn průběh svislého kmitání ve čtvrtině rozpětí od jejich pohupování. Maximální zrychlení zde dosáhlo 0,151 m/s<sup>2</sup>.

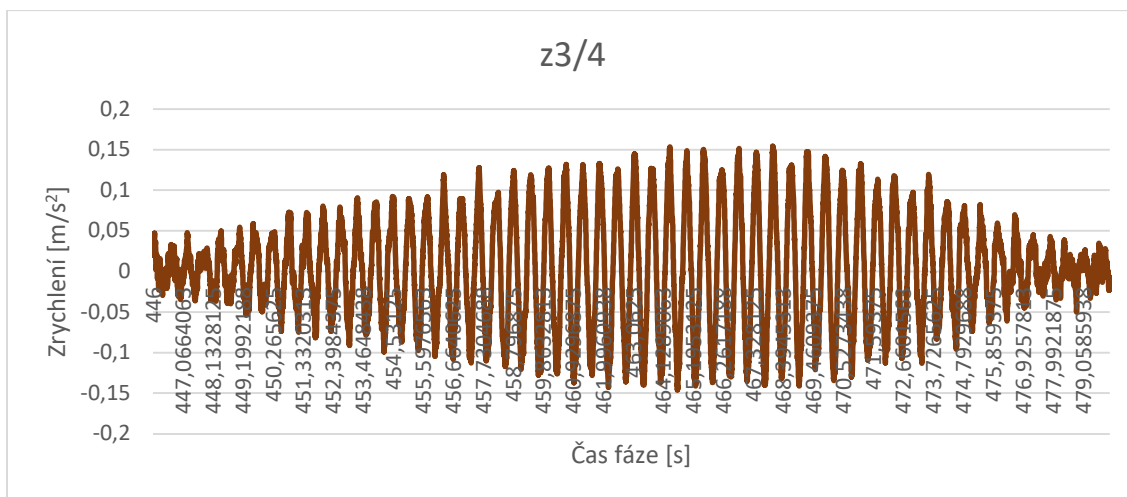


Graf 11: Průběh svislého kmitání uprostřed rozpětí hlavního pole ve fázi 012 při zatěžování pohupováním dvou účastníků experimentu v kolenou o frekvenci 2,23 Hz. Extrémní hodnota zrychlení dosáhla 0,666 m/s<sup>2</sup>.

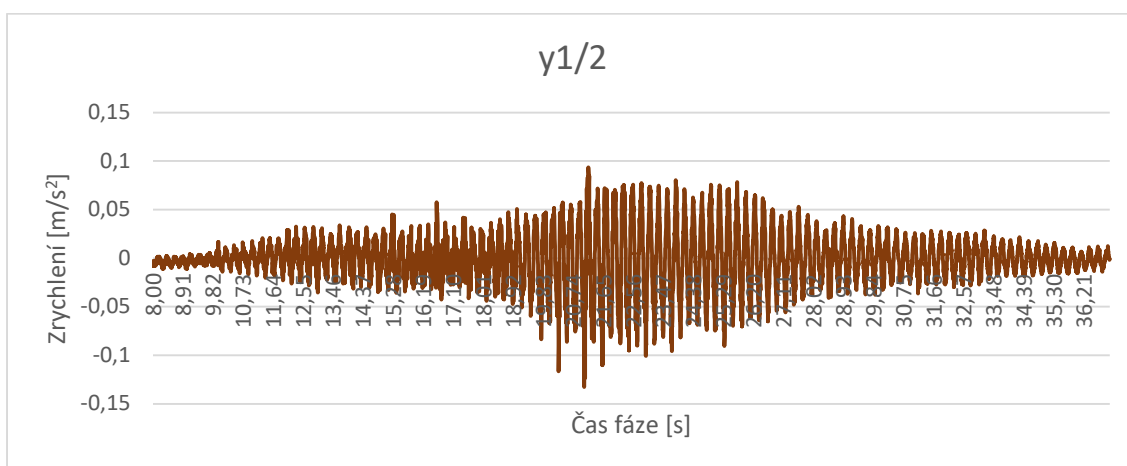


Graf 12: Ve fázi 013 byl zaznamenáván průběh svislého zrychlení ve čtvrtině rozpětí od přechodu dvou chodců kročejevou frekvencí 1,625 Hz.

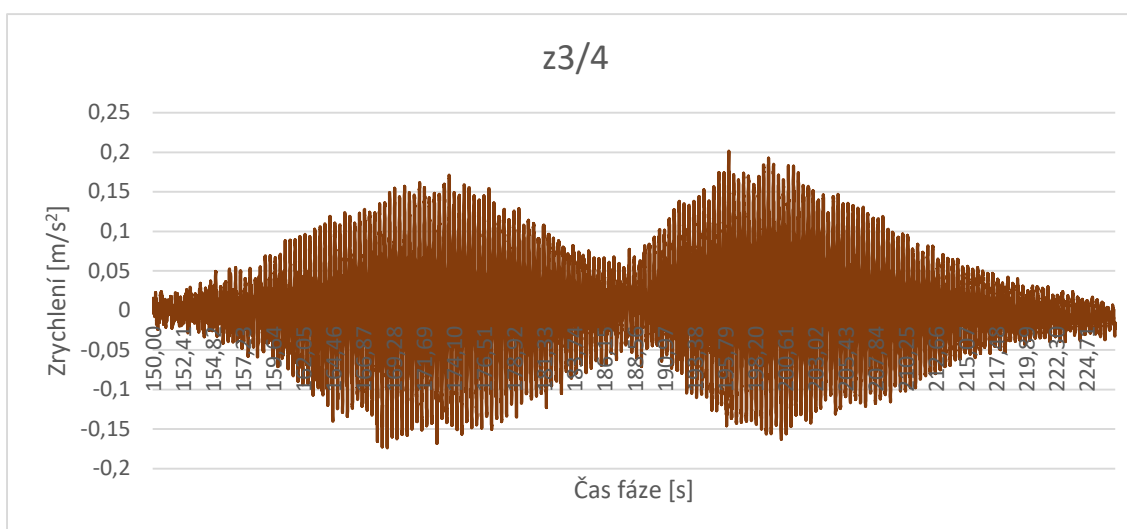
Na grafu 12 je zřetelně vidět, jak je konstrukce nejvíce rozkmitána, když chodci přechází přes čtvrtinu rozpětí, ať už na jedné nebo na druhé straně mostu. Naopak když jsou uprostřed, konstrukce tolik nekmitá. Maximální zrychlení zde dosáhlo hodnoty 0,115 m/s<sup>2</sup>, podle průběhu to však vypadá na kombinaci více vlivů v daný moment, mohl se zde podílet přejezd vozidla nebo silnější došlápnutí blízko snímače. Samotný přechod dosahoval necelých 0,100 m/s<sup>2</sup>.



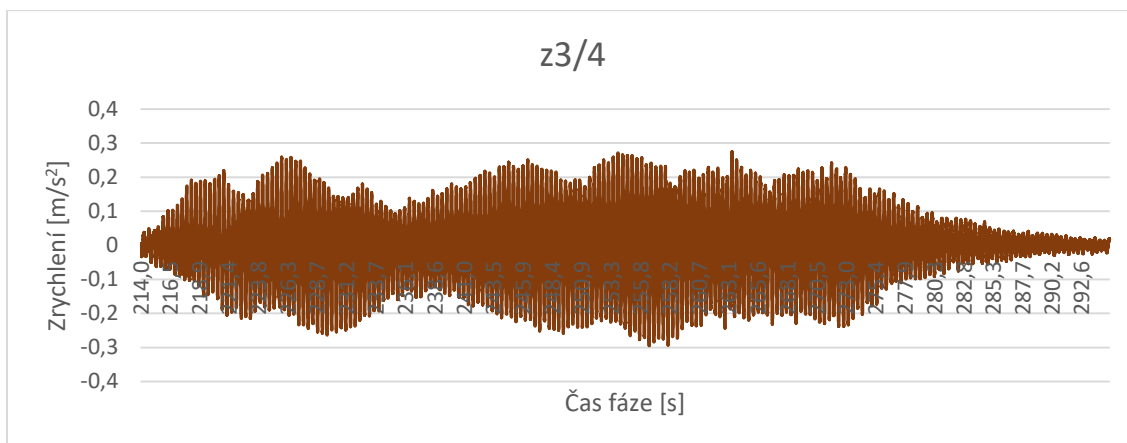
Graf 13: Ve fázi 014 stáli dva účastníci experimentu ve čtvrtině rozpětí a pohupovali se v kolenou o frekvenci 1,625 Hz. Maximální naměřené svislé zrychlení zde dosáhlo 0,154 m/s<sup>2</sup>.



Graf 14: Naměřené vodorovné zrychlení uprostřed rozpětí ve fázi 015 při přechodu jednoho chodce o frekvenci 3,780 Hz. Na nejvyšší hodnotu zrychlení měl vliv i přejezd vozidel, samotný přechod vyvolal maximálně 0,101 m/s<sup>2</sup>.



Graf 15: Průběh svislého zrychlení ve čtvrtině rozpětí při fázi 016. Dva chodci o frekvenci 2,52 Hz vyvolali maximální zrychlení 0,201 m/s<sup>2</sup>.



Graf 16: Průběh svislého zrychlení ve čtvrtině rozpětí při pohupování dvou osob v kolenou o frekvenci 2,52 Hz během fáze 017. Maximální zrychlení dosáhlo 0,295 m/s<sup>2</sup>.

## 9.4 Vyhodnocení experimentu

Při vyhodnocování byly porovnávány maximální naměřené hodnoty zrychlení s maximálními povolenými hodnotami podle ČSN EN 1990 A2.4.3.2.

		Svislé zrychlení [m/s <sup>2</sup> ]	Vodorovné zrychlení [m/s <sup>2</sup> ]
Přejezd vozidla	Naměřené hodnoty	0,219	0,130
	Povolené hodnoty	0,700	0,200
	Poměr	31 %	65 %
Přechod chodců	Naměřené hodnoty	0,310	0,101
	Povolené hodnoty	0,700	0,200
	Poměr	44 %	51 %

Tabulka 16: Maximální naměřené hodnoty svislého a vodorovného kmitání při přejezdu vozidel a přechodu chodců porovnané s maximálními povolenými hodnotami.

Z tabulky 16 je patrné, že konstrukce vyhověla na přejezd vozidel i na přechod chodců.

Maximální úroveň vertikálního zrychlení naměřená při přechodu chodců byla posouzena také podle ČSN 736209, ve které je stanovena mezní hodnota vážené efektivní hodnoty vertikálních zrychlení 0,5 m/s<sup>2</sup> s použitím váhové funkce  $W_m$ .

Maximální efektivní nevážená hodnota zrychlení vyhodnocená podle vzorce (vzorec s odmocninou a integrálem) z časového úseku záznamu dlouhého 5 s vychází 0,208 m/s<sup>2</sup>. Odpovídající vážená efektivní hodnota je 0,193 m/s<sup>2</sup> a ta je menší než limitní hodnota 0,5 m/s<sup>2</sup>, kritérium z hlediska mezního stavu použitelnosti je s rezervou splněno.



Dále se konstrukce posuzovala z hlediska vandalismu, zde nejsou normativně stanovená maximální povolená zrychlení, kritériem pro posouzení je, aby konstrukce při tomto zatížení vyhověla z hlediska mezního stavu únosnosti. Maximální svislé zrychlení vyvolané vandalismem mělo hodnotu  $0,666 \text{ m/s}^2$ , což dokonce splňovalo kritéria z hlediska mezního stavu použitelnosti:

$$0,666 \text{ m/s}^2 < 0,700 \text{ m/s}^2 \quad (13)$$

Konstrukce z hlediska dynamiky vyhověla.

# 10

## 10 Verifikace modelu

Po provedení experimentu se porovnaly vlastní frekvence z modelu s naměřenými hodnotami. Jejich porovnání znázorňuje tabulka 17.

Z porovnání vychází nejlépe první a čtvrtá svislá vlastní frekvence, ostatní svislé a krouživé mají v modelu menší hodnoty, se vzrůstající hodnotou roste jejich odchylka. Vodorovné vlastní frekvence vychází celkově špatně, první má v modelu mnohem menší hodnotu a druhá z modelu ani nebyla při experimentu naměřena.

Pořadí	Dominantní pořadnice	Experiment	Model	Odchylka
1.	První svislá vlastní frekvence	1,62 Hz	1,626 Hz	0,37 %
2.	První vodorovná vlastní frekvence	1,89 Hz	1,495 Hz	-26,42 %
3.	Druhá svislá vlastní frekvence	2,24 Hz	2,085 Hz	-7,43 %
4.	První krouživá vlastní frekvence	2,51 Hz	2,309 Hz	-8,71 %
5.	Třetí svislá vlastní frekvence	3,04 Hz	2,777 Hz	-9,47 %
6.	Čtvrtá svislá vlastní frekvence	3,47 Hz	3,484 Hz	0,40 %
7.	Druhá krouživá vlastní frekvence	3,84 Hz	3,418 Hz	-12,35 %
-	Druhá vodorovná vlastní frekvence	-	1,865 Hz	-

Tabulka 17: Porovnání naměřených a vypočtených vlastních frekvencí s odchylkou jejich výsledků vypočtenou podle vzorce (6).

### 10.1 Úpravy prutového modelu pro zlepšení výsledků vlastních frekvencí svislých a krouživých tvarů

Nejdříve byla zaměřena pozornost na to, proč se se zvětšující hodnotou vlastní frekvence zvětšuje i odchylka (myšleno v absolutní hodnotě). Vyzkoušelo se, co s výsledky v modelu dělají různé úpravy, přidávání nebo odebrání zatížení, úprava parametrů a podobně převážně se zaměřením na zlepšení výsledků svislých a krouživých vlastních tvarů.

#### 10.1.1 Úprava hmotnosti desky

Jelikož nebylo do původního experimentu započítáno ztracené bednění, jehož hmotnost může taktéž mít svůj podíl na vlastních frekvencích, vyzkoušelo se změnit hmotnost v modelu. Výsledky této změny jsou znázorněny v tabulce 18.

Prvně se zkusilo zvětšit vlastní tíhu všech prvků. Touto první změnou bylo ověřeno, že skutečně platí u vlastních frekvencí přímá úměrnost na odmocnině tuhosti a nepřímá na odmocnině hmotnosti. Následně se zvětšila pouze vlastní tíha betonové desky. Obě varianty však způsobily zhoršení výsledků a zvětšení odchylek.

Proto se vyzkoušela opačná varianta, a to snížení hmotnosti betonové desky, nejprve o 10 %, následně i o 20 %. Toto mělo za výsledek zvětšení vlastních frekvencí a tím i zlepšení výsledků. Jen se zhoršovaly ty, které předtím vycházely krásně.

Vlastní frekvence							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Experiment							
	1,62 Hz	1,89 Hz	2,24 Hz	2,51 Hz	3,04 Hz	3,47 Hz	3,84 Hz
Původní model							
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
Původní odchylka							
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,71 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
Zvětšená vlastní tíha celého modelu o 10 %							
1.	1,551 Hz	1,426 Hz	1,988 Hz	2,201 Hz	2,648 Hz	3,259 Hz	3,322 Hz
	-4,45 %	-32,54 %	-12,68 %	-14,04 %	-14,80 %	-6,47 %	-15,59 %
Zvětšená vlastní tíha betonové desky o 10 %							
2.	1,581 Hz	1,474 Hz	2,021 Hz	2,272 Hz	2,691 Hz	3,341 Hz	3,367 Hz
	-2,47 %	-28,22 %	-10,84 %	-10,48 %	-12,97 %	-3,86 %	-14,05 %
Zmenšená vlastní tíha betonové desky o 10 %							
3.	1,676 Hz	1,514 Hz	2,156 Hz	2,347 Hz	2,873 Hz	3,502 Hz	3,613 Hz
	3,34 %	-24,83 %	-3,90 %	-6,95 %	-5,81 %	0,91 %	-6,28 %
Zmenšená vlastní tíha betonové desky o 20 %							
4.	1,730 Hz	1,529 Hz	2,233 Hz	2,388 Hz	2,979 Hz	3,591 Hz	3,756 Hz
	6,36 %	-23,61 %	-0,31 %	-5,11 %	-2,05 %	3,37 %	-2,24 %

Tabulka 18: Vliv změny hmotnosti na výsledné vlastní frekvence a porovnání odchylek s původními. Zeleně jsou vyznačeny zlepšující se změny, červeně zhoršující.

### 10.1.2 Úprava parametrů desky

Po změně hmotnosti bylo vyzkoušeno, co s výsledky udělá změna parametrů desky. V původním výpočtu bylo počítáno s tloušťkou desky 0,23 m, ta však mohla spolupůsobit jak se ztraceným bedněním z UHPC (ultra high performance concrete = vysokopevnostní beton), tak i s vozovkou. Změny ve výsledných vlastních frekvencích ukazuje tabulka 19.

Změna tloušťky desky měla velmi pozitivní vliv na výsledky, první a čtvrtá svislá vlastní frekvence i nadále vykazovala výborné výsledky, všechny ostatní snížily svou odchylku. Hlavně u krouživých tvarů měla změna pozitivní vliv, odchylka se snížila o několik procent.

Při kombinaci s předchozí nevhodnější změnou, se snížením hmotnosti desky o 20 %, vycházely výsledky ještě lépe, ale zároveň zde byly negativně ovlivněny vlastní frekvence prvního a čtvrtého tvaru.

Ještě bylo ověřeno, co s výsledky dělá zlepšení pevnosti betonu. Tím, že tuhnutí betonu je nekonečný proces, se za rok od výstavby mohla změnit tuhost betonu. V modelu byla nahrazena původní třída betonu z C35/45 na C40/50. Zároveň byla zachována změna tloušťky na 30 cm. Změna třídy betonu však neměla téměř žádný vliv na výsledky.

Vlastní frekvence							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Experiment							
	1,62 Hz	1,89 Hz	2,24 Hz	2,51 Hz	3,04 Hz	3,47 Hz	3,84 Hz
Původní model							
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
Původní odchylka							
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,71 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
5. Zvětšená tloušťka desky z 0,23 m na 0,25 m							
	1,627 Hz	1,500 Hz	2,087 Hz	2,324 Hz	2,780 Hz	3,434 Hz	3,488 Hz
	0,43 %	-26,00 %	-7,33 %	-8,00 %	-9,35 %	-1,05 %	-10,09 %
6. Zvětšená tloušťka desky z 0,23 m na 0,30 m							
	1,628 Hz	1,520 Hz	2,092 Hz	2,387 Hz	2,789 Hz	3,479 Hz	3,509 Hz
	0,49 %	-24,34 %	-7,07 %	-5,15 %	-9,00 %	0,26 %	-9,43 %
7. Zvětšená tloušťka desky z 0,23 m na 0,30 m a zmenšení zatížení desky o 20 %							
	1,732 Hz	1,552 Hz	2,242 Hz	2,465 Hz	2,990 Hz	3,657 Hz	3,782 Hz
	6,47 %	-21,78 %	0,09 %	-1,83 %	-1,67 %	5,11 %	-1,53 %
8. Zvětšená tloušťka desky z 0,23 m na 0,30 m a změna pevnosti betonu z C35/45 na C40/50							
	1,629 Hz	1,522 Hz	2,093 Hz	2,391 Hz	2,790 Hz	3,483 Hz	3,510 Hz
	0,55 %	-24,18 %	-7,02 %	-4,98 %	-8,96 %	0,37 %	-9,40 %

Tabulka 19: Vliv parametrů desky na hodnoty vlastních frekvencí v modelu.

### 10.1.3 Přidání veřejného osvětlení

Co by ale mohlo mít vliv obzvláště na kroutící vlastní tvary bylo veřejné osvětlení, které se nacházelo u obou chodníků za zábradlím na dvou místech v hlavním poli a po jednom ve druhém a čtvrtém poli. Z dokumentace nebyl znám profil sloupů, známá byla pouze jejich výška, a to 5 metrů. Zároveň bylo známo, že kvůli těmto sloupům byly zesíleny příčníky.

Do modelu se vložilo zatížení v hlavním poli do pozic vnějších konců příčníků chodníku tak, aby co nejvíce simulovalo skutečné umístění veřejného osvětlení. Postup zkoušení a zjišťování vlivu na vlastní frekvence ukazuje tabulka 20.

Prvně se odhadla síla od sloupů na 10 kN, aby bylo poznat, jaké má vliv na výsledky vlastních frekvencí. Bohužel však téměř všechny vycházely hůře než bez veřejného osvětlení, jediné, které vycházely lépe, byly ty, které vůbec nepotřebovaly ovlivňovat. Tudíž přitížení v místech veřejného osvětlení prospěšné nebylo.

Vlastní frekvence							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Experiment							
	1,62 Hz	1,89 Hz	2,24 Hz	2,51 Hz	3,04 Hz	3,47 Hz	3,84 Hz
Původní model							
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
Původní odchylka							
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,71 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
Zatížení 10 kN v místě VO							
9.	1,619 Hz	1,493 Hz	2,082 Hz	2,284 Hz	2,772 Hz	3,481 Hz	3,417 Hz
	-0,06 %	-26,59 %	-7,59 %	-9,89 %	-9,67 %	0,32 %	-12,38 %
Odtížení 20 kN v místě VO							
10.	1,611 Hz	1,492 Hz	2,079 Hz	2,260 Hz	2,766 Hz	3,477 Hz	3,415 Hz
	-0,56 %	-26,68 %	-7,74 %	-11,06 %	-9,91 %	0,20 %	-12,45 %
Odtížení 10 kN v místě VO							
11.	1,619 Hz	1,493 Hz	2,082 Hz	2,284 Hz	2,772 Hz	3,481 Hz	3,417 Hz
	-0,06 %	-26,59 %	-7,59 %	-9,89 %	-9,67 %	0,32 %	-12,38 %
Zatížení 1 kN v místě VO							
12.	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,306 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,85 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
Odtížení 1 kN v místě VO							
13.	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,306 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,85 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %

Tabulka 20: Závislost hodnot vlastních frekvencí na zatížení v místech veřejného osvětlení v hlavním poli.

Tím pádem vystávala otázka, zda tedy může pomoci opačná varianta, a to odtížení ve stejných místech. Použila se prvně síla 20 kN, poté i 10 kN. Překvapivě ale ani tyto síly neměly pozitivní vliv na hodnoty vlastních frekvencí. I zde se všechny řešené vlastní frekvence zhoršily.

Tento jev byl ověřen při snížení síly od sloupu na reálnější hodnotu 1 kN směrem dolů i nahoru. V obou případech to výsledkům přihoršilo. Tím se ověřilo, že zatížení od veřejného osvětlení vůbec nepomohlo výsledkům vlastních frekvencí.

### 10.1.4 Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků hlavního pole

Dále se věnovala pozornost otázce, čím to je, že vypočtené vlastní frekvence svázané s prvním a čtvrtým tvarem vlastního kmitání vychází tak dobře, zatímco vlastní frekvence svázané s druhým a třetím ohybovým tvarem nikoliv. Jedním z důvodů mohlo být, že u těch, které vycházely dobře, měli vlastní tvary sudý počet vln v hlavním poli a tedy uzel (místo s nulovou pořadnicí, kde se zpravidla nachází inflexní bod vlastního tvaru s nulovou křivostí) uprostřed prostředního pole. A tudíž by mohlo hrát v prospěch přitížení nebo odtížení (a tím i změna hmotnosti) některých příčníků hlavního pole.

Postupovalo se postupně od příčniku na pilíři P3 až po příčník uprostřed rozpětí (tím, že je konstrukce téměř symetrická, stačilo ověřit polovinu hlavního pole). Nejprve byl každý příčník přitížen silou 10 kN/m, následně se každý příčník odtížil silou 10 kN/m (síla 10 kN/m zde působila nahoru). Jak jednotlivé zatěžovací stavy ovlivňovaly výsledky, ukazují tabulky 21 až 24.

Přítížení 10 kN/m v místě příčniku na pilíři P3							
14.	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,483 Hz	3,418 Hz
	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	-0,03 %	0,00 %
Přítížení 10 kN/m na 1. příčniku hlavního pole							
15.	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,776 Hz	3,483 Hz	3,418 Hz
	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,04 %	-0,03 %	0,00 %
Přítížení 10 kN/m na 2. příčniku hlavního pole							
16.	1,625 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,308 Hz	2,774 Hz	3,483 Hz	3,418 Hz
	-0,06 %	0,00 %	0,00 %	0,05 %	0,12 %	-0,03 %	0,00 %
Přítížení 10 kN/m na 3. příčniku hlavního pole							
17.	1,624 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,307 Hz	2,771 Hz	3,482 Hz	3,417 Hz
	-0,12 %	0,00 %	0,00 %	0,09 %	0,24 %	-0,06 %	0,03 %
Přítížení 10 kN/m na 4. příčniku hlavního pole							
18.	1,622 Hz	1,494 Hz	2,085 Hz	2,306 Hz	2,767 Hz	3,482 Hz	3,417 Hz
	-0,25 %	0,08 %	0,00 %	0,14 %	0,40 %	-0,06 %	0,03 %
Přítížení 10 kN/m na 5. příčniku hlavního pole							
19.	1,619 Hz	1,494 Hz	2,085 Hz	2,304 Hz	2,765 Hz	3,482 Hz	3,416 Hz
	-0,31 %	0,08 %	0,00 %	0,24 %	0,48 %	-0,06 %	0,07 %
Přítížení 10 kN/m na 6. příčniku hlavního pole							
20.	1,616 Hz	1,493 Hz	2,084 Hz	2,302 Hz	2,764 Hz	3,482 Hz	3,416 Hz
	-0,12 %	0,17 %	0,05 %	0,33 %	0,51 %	-0,06 %	0,07 %

Tabulka 21: Porovnání změny odchylky vypočtených vlastních frekvencí na upravených modelech od vlastních frekvencí z původního modelu při přitížení jednotlivých příčníků silou 10 kN/m. Červeně jsou značená pole, kde se odchylka zvětšila, zeleně, kde se zmenšila.

21.	Přítížení 10 kN/m na 7. příčniku hlavního pole						
	1,613 Hz	1,493 Hz	2,084 Hz	2,300 Hz	2,765 Hz	3,480 Hz	3,417 Hz
	0,06 %	0,17 %	0,05 %	0,43 %	0,48 %	-0,11 %	0,03 %
22.	Přítížení 10 kN/m na 8. příčniku hlavního pole						
	1,610 Hz	1,492 Hz	2,084 Hz	2,298 Hz	2,767 Hz	3,478 Hz	3,417 Hz
	0,25 %	0,25 %	0,05 %	0,52 %	0,40 %	-0,17 %	0,03 %
23.	Přítížení 10 kN/m na 9. příčniku hlavního pole						
	1,608 Hz	1,492 Hz	2,083 Hz	2,297 Hz	2,770 Hz	3,475 Hz	3,417 Hz
	0,38 %	0,25 %	0,10 %	0,57 %	0,28 %	-0,26 %	0,03 %
24.	Přítížení 10 kN/m na 10. příčniku hlavního pole						
	1,607 Hz	1,491 Hz	2,082 Hz	2,296 Hz	2,773 Hz	3,471 Hz	3,415 Hz
	0,44 %	0,34 %	0,15 %	0,62 %	0,16 %	-0,37 %	0,10 %
25.	Přítížení 10 kN/m na 11. příčniku hlavního pole						
	1,607 Hz	1,490 Hz	2,081 Hz	2,296 Hz	2,775 Hz	3,468 Hz	3,413 Hz
	0,44 %	0,42 %	0,21 %	0,62 %	0,08 %	-0,34 %	0,16 %
26.	Přítížení 10 kN/m na 12. příčniku hlavního pole						
	1,608 Hz	1,490 Hz	2,079 Hz	2,296 Hz	2,776 Hz	3,466 Hz	3,409 Hz
	0,38 %	0,42 %	0,31 %	0,62 %	0,04 %	-0,29 %	0,30 %
27.	Přítížení 10 kN/m na 13. příčniku hlavního pole						
	1,609 Hz	1,489 Hz	2,076 Hz	2,297 Hz	2,775 Hz	3,465 Hz	3,403 Hz
	0,31 %	0,51 %	0,47 %	0,57 %	0,08 %	-0,26 %	0,50 %
28.	Přítížení 10 kN/m na 14. příčniku hlavního pole						
	1,611 Hz	1,489 Hz	2,073 Hz	2,298 Hz	2,773 Hz	3,466 Hz	3,396 Hz
	0,19 %	0,51 %	0,62 %	0,52 %	0,16 %	-0,29 %	0,73 %
29.	Přítížení 10 kN/m na 15. příčniku hlavního pole						
	1,614 Hz	1,488 Hz	2,069 Hz	2,300 Hz	2,769 Hz	3,467 Hz	3,388 Hz
	0,00 %	0,59 %	0,83 %	0,43 %	0,32 %	-0,32 %	0,99 %
30.	Přítížení 10 kN/m na 16. příčniku hlavního pole						
	1,617 Hz	1,488 Hz	2,065 Hz	2,301 Hz	2,765 Hz	3,471 Hz	3,380 Hz
	-0,18 %	0,59 %	1,04 %	0,38 %	0,48 %	-0,37 %	1,26 %
31.	Přítížení 10 kN/m na 17. příčniku hlavního pole						
	1,620 Hz	1,487 Hz	2,061 Hz	2,303 Hz	2,761 Hz	3,474 Hz	3,372 Hz
	-0,37 %	0,68 %	1,25 %	0,28 %	0,63 %	-0,29 %	1,53 %
32.	Přítížení 10 kN/m na 18. příčniku hlavního pole						
	1,623 Hz	1,487 Hz	2,057 Hz	2,305 Hz	2,758 Hz	3,478 Hz	3,365 Hz
	-0,18 %	0,68 %	1,46 %	0,19 %	0,75 %	-0,17 %	1,77 %
33.	Přítížení 10 kN/m na 19. příčniku hlavního pole						
	1,625 Hz	1,487 Hz	2,054 Hz	2,306 Hz	2,757 Hz	3,481 Hz	3,361 Hz
	-0,06 %	0,68 %	1,62 %	0,14 %	0,79 %	-0,09 %	1,91 %
34.	Přítížení 10 kN/m na 20. příčniku hlavního pole						
	1,626 Hz	1,487 Hz	2,052 Hz	2,306 Hz	2,757 Hz	3,482 Hz	3,360 Hz
	0,00 %	0,68 %	1,73 %	0,14 %	0,79 %	-0,06 %	1,94 %

Tabulka 22: Porovnání změny odchylky vypočtených vlastních frekvencí na upravených modelech od vlastních frekvencí z původního modelu při přitížení jednotlivých příčníků silou 10 kN/m.

35.	Odtížení 10 kN/m v místě příčnicku na pilíři P3						
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,778 Hz	3,485 Hz	3,418 Hz
	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	-0,04 %	0,03 %	0,00 %
36.	Odtížení 10 kN/m na 1. příčnicku hlavního pole						
	1,627 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,779 Hz	3,485 Hz	3,418 Hz
	0,06 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	-0,08 %	0,03 %	0,00 %
37.	Odtížení 10 kN/m na 2. příčnicku hlavního pole						
	1,628 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,310 Hz	2,781 Hz	3,485 Hz	3,419 Hz
	0,12 %	0,00 %	0,00 %	-0,05 %	-0,16 %	0,03 %	-0,03 %
38.	Odtížení 10 kN/m na 3. příčnicku hlavního pole						
	1,629 Hz	1,496 Hz	2,085 Hz	2,311 Hz	2,784 Hz	3,485 Hz	3,419 Hz
	0,18 %	-0,08 %	0,00 %	-0,09 %	-0,28 %	0,03 %	-0,03 %
39.	Odtížení 10 kN/m na 4. příčnicku hlavního pole						
	1,631 Hz	1,496 Hz	2,085 Hz	2,312 Hz	2,787 Hz	3,485 Hz	3,420 Hz
	0,31 %	-0,08 %	0,00 %	-0,14 %	-0,39 %	0,03 %	-0,07 %
40.	Odtížení 10 kN/m na 5. příčnicku hlavního pole						
	1,634 Hz	1,496 Hz	2,085 Hz	2,314 Hz	2,789 Hz	3,485 Hz	3,420 Hz
	0,49 %	-0,08 %	0,00 %	-0,23 %	-0,47 %	0,03 %	-0,07 %
41.	Odtížení 10 kN/m na 6. příčnicku hlavního pole						
	1,637 Hz	1,497 Hz	2,085 Hz	2,316 Hz	2,790 Hz	3,486 Hz	3,420 Hz
	0,67 %	-0,17 %	0,00 %	-0,33 %	-0,51 %	0,06 %	-0,07 %
42.	Odtížení 10 kN/m na 7. příčnicku hlavního pole						
	1,640 Hz	1,497 Hz	2,086 Hz	2,318 Hz	2,790 Hz	3,487 Hz	3,420 Hz
	0,85 %	-0,17 %	-0,05 %	-0,42 %	-0,51 %	0,09 %	-0,07 %
43.	Odtížení 10 kN/m na 8. příčnicku hlavního pole						
	1,642 Hz	1,498 Hz	2,086 Hz	2,320 Hz	2,788 Hz	3,489 Hz	3,420 Hz
	0,97 %	-0,25 %	-0,05 %	-0,52 %	-0,43 %	0,14 %	-0,07 %
44.	Odtížení 10 kN/m na 9. příčnicku hlavního pole						
	1,644 Hz	1,498 Hz	2,087 Hz	2,321 Hz	2,785 Hz	3,492 Hz	3,420 Hz
	1,09 %	-0,25 %	-0,10 %	-0,56 %	-0,31 %	0,23 %	-0,07 %
45.	Odtížení 10 kN/m na 10. příčnicku hlavního pole						
	1,646 Hz	1,499 Hz	2,088 Hz	2,322 Hz	2,782 Hz	3,495 Hz	3,421 Hz
	1,21 %	-0,34 %	-0,15 %	-0,61 %	-0,20 %	0,31 %	-0,10 %
46.	Odtížení 10 kN/m na 11. příčnicku hlavního pole						
	1,646 Hz	1,500 Hz	2,090 Hz	2,322 Hz	2,780 Hz	3,499 Hz	3,423 Hz
	1,21 %	-0,42 %	-0,26 %	-0,61 %	-0,12 %	0,43 %	-0,16 %
47.	Odtížení 10 kN/m na 12. příčnicku hlavního pole						
	1,645 Hz	1,500 Hz	2,092 Hz	2,322 Hz	2,779 Hz	3,501 Hz	3,427 Hz
	1,15 %	-0,42 %	-0,36 %	-0,61 %	-0,08 %	0,48 %	-0,30 %
48.	Odtížení 10 kN/m na 13. příčnicku hlavního pole						
	1,643 Hz	1,501 Hz	2,095 Hz	2,321 Hz	2,779 Hz	3,502 Hz	3,433 Hz
	1,03 %	-0,51 %	-0,51 %	-0,56 %	-0,08 %	0,51 %	-0,49 %

Tabulka 23: Porovnání změny odchytky od původního modelu při odtížení jednotlivých příčníků silou 10 kN/m.



49.	Odtížení 10 kN/m na 14. příčniku hlavního pole						
	1,641 Hz	1,501 Hz	2,098 Hz	2,320 Hz	2,782 Hz	3,502 Hz	3,440 Hz
	0,91 %	-0,51 %	-0,67 %	-0,52 %	-0,20 %	0,51 %	-0,72 %
50.	Odtížení 10 kN/m na 15. příčniku hlavního pole						
	1,638 Hz	1,502 Hz	2,101 Hz	2,318 Hz	2,785 Hz	3,501 Hz	3,449 Hz
	0,73 %	-0,59 %	-0,82 %	-0,42 %	-0,31 %	0,48 %	-1,01 %
51.	Odtížení 10 kN/m na 16. příčniku hlavního pole						
	1,635 Hz	1,502 Hz	2,105 Hz	2,317 Hz	2,790 Hz	3,498 Hz	3,458 Hz
	0,55 %	-0,59 %	-1,02 %	-0,38 %	-0,51 %	0,40 %	-1,30 %
52.	Odtížení 10 kN/m na 17. příčniku hlavního pole						
	1,632 Hz	1,503 Hz	2,109 Hz	2,315 Hz	2,794 Hz	3,494 Hz	3,466 Hz
	0,37 %	-0,67 %	-1,22 %	-0,28 %	-0,67 %	0,29 %	-1,56 %
53.	Odtížení 10 kN/m na 18. příčniku hlavního pole						
	1,629 Hz	1,503 Hz	2,112 Hz	2,313 Hz	2,798 Hz	3,490 Hz	3,473 Hz
	0,18 %	-0,67 %	-1,37 %	-0,19 %	-0,82 %	0,17 %	-1,78 %
54.	Odtížení 10 kN/m na 19. příčniku hlavního pole						
	1,628 Hz	1,503 Hz	2,115 Hz	2,313 Hz	2,800 Hz	3,488 Hz	3,478 Hz
	0,12 %	-0,67 %	-1,52 %	-0,19 %	-0,90 %	0,11 %	-1,94 %
55.	Odtížení 10 kN/m na 20. příčniku hlavního pole						
	1,627 Hz	1,503 Hz	2,117 Hz	2,312 Hz	2,799 Hz	3,486 Hz	3,479 Hz
	0,06 %	-0,67 %	-1,62 %	-0,14 %	-0,86 %	0,06 %	-1,97 %

Tabulka 24: Porovnání změny odchylky od původního modelu při odtížení jednotlivých příčníků silou 10 kN/m.

Ve výsledcích je krásně patrné, že největší vliv pro každou vlastní frekvenci mělo zatížení v jeho maximální pořadnici jim odpovídajícího vlastního tvaru. Na 1. vlastní frekvenci mělo největší vliv zatížení 10. a 11. příčniku, zatímco například pro 7. vlastní frekvenci bylo dominantní zatížení prostředního 20. příčniku.

Výsledky této studie by mohly vypomoci k optimalizaci výsledků vypočtených vlastních frekvencí, extrémní změny odchylky vypočtených a změřených vlastních frekvencí byly až ke dvěma procentům.

### 10.1.5 Změna zatížení vlastní tíhou středních příčníků ostatních polí

Pro přehledné chování modelu bylo vyzkoušeno přitížení a odtížení prostředních dvou příčníků zbylých polí spojitým zatížením 5 kN/m, aby bylo přitíženo či odtíženo stejně jako příčnky v prostředním poli. Studie byla provedena se zatížením jen v prvním a druhém poli kvůli symetrii mostu. Výsledky měly opět sloužit spíše k přehledu, jak změna zatížení příčníků ovlivňuje chování jednotlivých vlastních frekvencí. Výsledky jsou uvedeny v tabulce 25.

56.	Přítížení 5 kN/m dvou prostředních příčníků druhého pole						
	1,624 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,307 Hz	2,758 Hz	3,466 Hz	3,417 Hz
	-0,12 %	0,00 %	0,00 %	0,09 %	0,75 %	-0,52 %	0,03 %
57.	Odtížení 5 kN/m dvou prostředních příčníků druhého pole						
	1,628 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,310 Hz	2,790 Hz	3,493 Hz	3,419 Hz
	0,12 %	0,00 %	0,00 %	-0,05 %	-0,51 %	0,26 %	-0,03 %
58.	Přítížení 5 kN/m dvou prostředních příčníků prvního pole						
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,774 Hz	3,478 Hz	3,418 Hz
	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,12 %	-0,17 %	0,00 %
59.	Odtížení 5 kN/m dvou prostředních příčníků prvního pole						
	1,627 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,781 Hz	3,488 Hz	3,418 Hz
	0,06 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %	-0,16 %	0,11 %	0,00 %

Tabulka 25: Porovnání změny odchylky vlastních frekvencí od původního modelu při zatížení dvou středních příčníků druhého a prvního pole spojitým zatížením 5 kN/m.

Z výsledků je patrné, že zatížení příčnicku ve druhém poli ještě částečně ovlivňovalo vlastní frekvence, hlavně první, pátou a šestou, zatížení příčnicku v prvním poli už prakticky nemělo žádný vliv.

### 10.1.6 Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků za účelem přizpůsobení výsledků z modelu k experimentu

Největší změnu pro nepříznivě vycházející vlastní frekvence způsobovala změna zatížení příčníků vlastní tíhou uprostřed hlavního pole. Zároveň tím nebyly ovlivňovány dobře vycházející vlastní frekvence. Tudiž bylo experimentováno se změnou zatížení prostředních příčníků, bylo zkoušeno i trochu přitížit příčnicku ve čtvrtinách rozpětí. Výsledky těchto změn zatížení vlastní tíhou modelu jsou shrnuty v tabulkách 26 a 27.

Hodnoty vypočtených vlastních frekvencí se sice těmito pokusy podařilo snížit, ale tato idea bohužel nemá žádný reálný základ. Že by betonová deska měla uprostřed hlavního pole poloviční tloušťku oproti jiným částem mostu ve skutečnosti nemohlo nastat. Bylo tedy ověřeno, že snížení hmotnosti uprostřed hlavního pole mělo pozitivní vliv na výsledné hodnoty vlastních frekvencí, ale reálný odůvodnitelný základ tato úprava nemá.

60.	Přítížení středního příčnicku 10 kN/m						
	1,626 Hz	1,487 Hz	2,052 Hz	2,306 Hz	2,757 Hz	3,360 Hz	3,482 Hz
	0,37 %	-27,10 %	-9,16 %	-8,85 %	-10,26 %	-3,27 %	-10,28 %
61.	Odtížení středního příčnicku 20 kN/m						
	1,627 Hz	1,501 Hz	2,107 Hz	2,311 Hz	2,792 Hz	3,463 Hz	3,485 Hz
	0,43 %	-25,92 %	-6,31 %	-8,61 %	-8,88 %	-0,20 %	-10,19 %
62.	Odtížení středního příčnicku 50 kN/m						
	1,626 Hz	1,475 Hz	2,007 Hz	2,303 Hz	2,733 Hz	3,288 Hz	3,480 Hz
	0,37 %	-28,14 %	-11,61 %	-8,99 %	-11,23 %	-5,54 %	-10,34 %

Tabulka 26: Studie vlivu zatížení vlastní tíhou vybraných příčníků na hodnoty vypočtených vlastních frekvencí.

63.	Odtížení středního příčnicku 25 kN/m						
	1,626 Hz	1,497 Hz	2,091 Hz	2,309 Hz	2,781 Hz	3,432 Hz	3,484 Hz
	0,37 %	-26,25 %	-7,13 %	-8,71 %	-9,31 %	-1,11 %	-10,22 %
64.	Odtížení středního příčnicku 15 kN/m						
	1,627 Hz	1,504 Hz	2,123 Hz	2,313 Hz	2,803 Hz	3,494 Hz	3,486 Hz
	0,43 %	-25,66 %	-5,51 %	-8,52 %	-8,46 %	0,69 %	-10,15 %
65.	Odtížení středního příčnicku 10 kN/m						
	1,627 Hz	1,503 Hz	2,117 Hz	2,312 Hz	2,799 Hz	3,479 Hz	3,486 Hz
	0,43 %	-25,75 %	-5,81 %	-8,56 %	-8,61 %	0,26 %	-10,15 %
66.	Odtížení středního příčnicku 12,1 kN/m						
	1,627 Hz	1,505 Hz	2,124 Hz	2,313 Hz	2,804 Hz	3,493 Hz	3,486 Hz
	0,43 %	-25,58 %	-5,46 %	-8,52 %	-8,42 %	0,66 %	-10,15 %
67.	Odtížení středního příčnicku 13,5 kN/m						
	1,627 Hz	1,505 Hz	2,127 Hz	2,313 Hz	2,806 Hz	3,501 Hz	3,486 Hz
	0,43 %	-25,58 %	-5,31 %	-8,52 %	-8,34 %	0,89 %	-10,15 %
68.	Odtížení tří středních příčnicku 5 kN/m						
	1,627 Hz	1,507 Hz	2,133 Hz	2,315 Hz	2,810 Hz	3,509 Hz	3,488 Hz
	0,43 %	-25,41 %	-5,02 %	-8,42 %	-8,19 %	1,11 %	-10,09 %
69.	Odtížení pěti středních příčnicku postupně 2, 4, 6, 4, 2 kN/m						
	1,628 Hz	1,509 Hz	2,142 Hz	2,316 Hz	2,817 Hz	3,526 Hz	3,489 Hz
	0,49 %	-25,25 %	-4,58 %	-8,38 %	-7,92 %	1,59 %	-10,06 %
70.	Odtížení jedenácti středních příčnicku postupně 1, 2, 3, 4, 5, 6, 5, 4, 3, 2, 1 kN/m						
	1,637 Hz	1,520 Hz	2,191 Hz	2,331 Hz	2,850 Hz	3,620 Hz	3,501 Hz
	1,04 %	-24,34 %	-2,24 %	-7,68 %	-6,67 %	4,14 %	-9,68 %
71.	Odtížení jako v 70. a zároveň přitížení třetího až třináctého příčnicku z obou stran postupně po polovinách od 0,5 do 3 a zase do 0,5 kN/m						
	1,590 Hz	1,511 Hz	2,164 Hz	2,298 Hz	2,814 Hz	3,608 Hz	3,481 Hz
	-1,89 %	-25,08 %	-3,51 %	-9,23 %	-8,03 %	3,82 %	-10,31 %
72.	Odtížení jako v 70. a zároveň zvětšení tloušťky desky z 0,23 m na 0,30 m						
	1,639 Hz	1,543 Hz	2,204 Hz	2,404 Hz	2,861 Hz	3,685 Hz	3,525 Hz
	1,16 %	-22,49 %	-1,63 %	-4,41 %	-6,26 %	5,83 %	-8,94 %
73.	Odtížení pěti středních příčnicku 6 kN/m						
	1,630 Hz	1,517 Hz	2,178 Hz	2,324 Hz	2,846 Hz	3,600 Hz	3,493 Hz
	0,61 %	-24,59 %	-2,85 %	-8,00 %	-6,82 %	3,61 %	-9,93 %
74.	Odtížení pěti středních příčnicku 7 kN/m						
	1,631 Hz	1,520 Hz	2,191 Hz	2,327 Hz	2,859 Hz	3,633 Hz	3,495 Hz
	0,67 %	-24,34 %	-2,24 %	-7,86 %	-6,33 %	4,49 %	-9,87 %
75.	Odtížení pěti středních příčnicku 8 kN/m						
	1,631 Hz	1,523 Hz	2,204 Hz	2,332 Hz	2,874 Hz	3,666 Hz	3,496 Hz
	0,67 %	-24,10 %	-1,63 %	-7,63 %	-5,78 %	5,35 %	-9,84 %

Tabulka 27: Studie vlivu zatížení vlastní tíhou vybraných příčnicků na hodnoty vypočtených vlastních frekvencí.

### 10.1.7 Zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků chodníků na obou stranách vozovky zároveň

76.	Přetížení 10 kN/m u 6. příčníků chodníků						
	1,619 Hz	1,494 Hz	2,084 Hz	2,292 Hz	2,769 Hz	3,481 Hz	3,416 Hz
	-0,31 %	0,08 %	0,05 %	0,81 %	0,32 %	-0,09 %	0,07 %
77.	Přetížení 10 kN/m u 10. příčníků chodníků						
	1,613 Hz	1,492 Hz	2,082 Hz	2,278 Hz	2,774 Hz	3,476 Hz	3,413 Hz
	0,06 %	0,25 %	0,15 %	1,48 %	0,12 %	-0,23 %	0,16 %
78.	Přetížení 10 kN/m u 11. příčníků chodníků						
	1,613 Hz	1,491 Hz	2,081 Hz	2,277 Hz	2,776 Hz	3,474 Hz	3,406 Hz
	0,06 %	0,34 %	0,21 %	1,53 %	0,04 %	-0,29 %	0,40 %
79.	Přetížení 10 kN/m u 13. příčníků chodníků						
	1,614 Hz	1,490 Hz	2,078 Hz	2,280 Hz	2,776 Hz	3,472 Hz	3,380 Hz
	0,00 %	0,42 %	0,36 %	1,38 %	0,04 %	-0,34 %	1,26 %
80.	Přetížení 10 kN/m u 16. příčníků chodníků						
	1,620 Hz	1,489 Hz	2,071 Hz	2,294 Hz	2,769 Hz	3,476 Hz	3,317 Hz
	-0,37 %	0,51 %	0,73 %	0,71 %	0,32 %	-0,23 %	3,42 %
81.	Přetížení 10 kN/m u 20. příčníků chodníků						
	1,626 Hz	1,488 Hz	2,062 Hz	2,307 Hz	2,764 Hz	3,483 Hz	3,265 Hz
	0,00 %	0,59 %	1,20 %	0,09 %	0,51 %	-0,03 %	5,26 %
82.	Odtížení 10 kN/m u 5. příčníků chodníků						
	1,622 Hz	1,494 Hz	2,084 Hz	2,298 Hz	2,770 Hz	3,482 Hz	3,416 Hz
	-0,25 %	0,08 %	0,05 %	0,52 %	0,28 %	-0,06 %	0,07 %
83.	Odtížení 10 kN/m u 8. příčníků chodníků						
	1,617 Hz	1,493 Hz	2,083 Hz	2,285 Hz	2,771 Hz	3,480 Hz	3,417 Hz
	-0,18 %	0,17 %	0,10 %	1,14 %	0,24 %	-0,11 %	0,03 %
84.	Odtížení 10 kN/m u 10. příčníků chodníků						
	1,615 Hz	1,492 Hz	2,082 Hz	2,280 Hz	2,775 Hz	3,477 Hz	3,414 Hz
	-0,06 %	0,25 %	0,15 %	1,38 %	0,08 %	-0,20 %	0,13 %
85.	Odtížení 10 kN/m u 13. příčníků chodníků						
	1,616 Hz	1,491 Hz	2,079 Hz	2,283 Hz	2,776 Hz	3,474 Hz	3,382 Hz
	-0,12 %	0,34 %	0,31 %	1,24 %	0,04 %	-0,29 %	1,20 %
86.	Odtížení 10 kN/m u 17. příčníků chodníků						
	1,623 Hz	1,489 Hz	2,071 Hz	2,300 Hz	2,768 Hz	3,479 Hz	3,305 Hz
	-0,18 %	0,51 %	0,73 %	0,43 %	0,36 %	-0,14 %	3,84 %
87.	Odtížení 10 kN/m u 20. příčníků chodníků						
	1,626 Hz	1,489 Hz	2,065 Hz	2,307 Hz	2,766 Hz	3,483 Hz	3,276 Hz
	0,00 %	0,51 %	1,04 %	0,09 %	0,44 %	-0,03 %	4,87 %

Tabulka 28: Vliv zatížení příčníků obou chodníků najednou spojitým zatížením převážně 10 kN/m směrem dolů i nahoru na odchylky vlastních frekvencí.

Pro zjištění chování modelu bylo též vyzkoušeno, jak velikost vypočtených vlastních frekvencí ovlivní přetížení a odtížení chodníků. Prvně se zatěžovaly oba chodníky naráz, v druhém kroku se zatížení aplikovalo pouze na jeden chodník. Vybrané příčníky chodníků byly zatěžovány

spojitým zatížením 10 kN/m. Vybrala se přibližně třetina z nich, všechny v hlavním poli. Opět se spojitě zatížení aplikovalo v obou směrech, směrem dolů i nahoru. Výsledky tohoto posuzování konstrukce uvádí tabulka 28.

### 10.1.8 Změna zatížení vlastní tíhou jednotlivých příčníků pravého chodníku

88.	Přetížení 10 kN/m u 6. příčniku chodníku						
	1,618 Hz	1,494 Hz	2,084 Hz	2,287 Hz	2,766 Hz	3,478 Hz	3,414 Hz
	-0,25 %	0,08 %	0,05 %	1,05 %	0,44 %	-0,17 %	0,13 %
89.	Přetížení 10 kN/m u 10. příčniku chodníku						
	1,609 Hz	1,492 Hz	2,084 Hz	2,264 Hz	2,772 Hz	3,468 Hz	3,410 Hz
	0,31 %	0,25 %	0,05 %	2,16 %	0,20 %	-0,34 %	0,26 %
90.	Přetížení 10 kN/m u 11. příčniku chodníku						
	1,609 Hz	1,491 Hz	2,083 Hz	2,261 Hz	2,774 Hz	3,469 Hz	3,399 Hz
	0,31 %	0,34 %	0,10 %	2,31 %	0,12 %	-0,37 %	0,63 %
91.	Přetížení 10 kN/m u 13. příčniku chodníku						
	1,610 Hz	1,490 Hz	2,080 Hz	2,263 Hz	2,776 Hz	3,474 Hz	3,361 Hz
	0,25 %	0,42 %	0,26 %	2,21 %	0,04 %	-0,29 %	1,91 %
92.	Přetížení 10 kN/m u 16. příčniku chodníku						
	1,618 Hz	1,488 Hz	2,069 Hz	2,280 Hz	2,770 Hz	3,480 Hz	3,287 Hz
	-0,25 %	0,59 %	0,83 %	1,38 %	0,28 %	-0,11 %	4,48 %
93.	Přetížení 10 kN/m u 20. příčniku chodníku						
	1,626 Hz	1,486 Hz	2,052 Hz	2,306 Hz	2,758 Hz	3,482 Hz	3,232 Hz
	0,00 %	0,77 %	1,73 %	0,14 %	0,75 %	-0,06 %	6,47 %
94.	Odtížení 10 kN/m u 5. příčniku chodníku						
	1,621 Hz	1,494 Hz	2,084 Hz	2,295 Hz	2,769 Hz	3,480 Hz	3,414 Hz
	-0,31 %	0,08 %	0,05 %	0,66 %	0,32 %	-0,11 %	0,13 %
95.	Odtížení 10 kN/m u 8. příčniku chodníku						
	1,614 Hz	1,493 Hz	2,084 Hz	2,276 Hz	2,768 Hz	3,473 Hz	3,417 Hz
	0,00 %	0,17 %	0,05 %	1,58 %	0,36 %	-0,32 %	0,03 %
96.	Odtížení 10 kN/m u 10. příčniku chodníku						
	1,612 Hz	1,492 Hz	2,084 Hz	2,267 Hz	2,772 Hz	3,470 Hz	3,411 Hz
	0,13 %	0,25 %	0,05 %	2,01 %	0,20 %	-0,40 %	0,23 %
97.	Odtížení 10 kN/m u 13. příčniku chodníku						
	1,613 Hz	1,490 Hz	2,081 Hz	2,266 Hz	2,776 Hz	3,475 Hz	3,366 Hz
	0,06 %	0,42 %	0,21 %	2,06 %	0,04 %	-0,26 %	1,74 %
98.	Odtížení 10 kN/m u 17. příčniku chodníku						
	1,621 Hz	1,488 Hz	2,067 Hz	2,289 Hz	2,768 Hz	3,481 Hz	3,273 Hz
	-0,31 %	0,59 %	0,94 %	0,95 %	0,36 %	-0,09 %	4,98 %
99.	Odtížení 10 kN/m u 20. příčniku chodníku						
	1,626 Hz	1,487 Hz	2,056 Hz	2,307 Hz	2,760 Hz	3,482 Hz	3,242 Hz
	0,00 %	0,68 %	1,52 %	0,09 %	0,67 %	-0,06 %	6,10 %
100.	Odtížení 1 kN/m u 20. příčniku chodníku						
	1,626 Hz	1,494 Hz	2,083 Hz	2,309 Hz	2,776 Hz	3,484 Hz	3,404 Hz
	0,00 %	0,08 %	0,10 %	0,00 %	0,04 %	0,00 %	0,46 %

Tabulka 29: Vliv zatížení příčníků pravého chodníku spojitým zatížením 25 kN/m působícím směrem dolů i nahoru na odchylky vlastních frekvencí.

Příčnický chodníků byly také zatěžovány nesymetricky, a to spojitým zatížením 25 kN/m. Byla vybrána stejná místa jako v předchozím kroku a taktéž i zde bylo silové zatížení aplikováno v obou směrech, směrem dolů i nahoru. Výsledky tohoto posuzování konstrukce uvádí tabulka 29.

Tyto výsledky jak v tabulce 28, tak v tabulce 29 ukazují velmi zvláštní chování konstrukce, neboť jak zatížení působící směrem nahoru, tak zatížení směrem dolů negativně ovlivňuje výsledky. Na první pohled to zní velmi podivně, neboť tam je ve skutečnosti chodník, který něco váží, a není možné, aby bylo jedno jediné přesné zatížení, které dá za vznik největším hodnotám vlastních frekvencí a každá změna způsobí jejich snížení.

Po podrobnější analýze však vyšlo najevo, že důvodem může být zatížení chodníku nahrané do modelu. To totiž nepůsobí na prvcích chodníku, ale bylo zavedeno jako zatížení hlavního nosníku o excentricitě zatížení. Tudíž zatížením příčnicků chodníků se jim přidala kmitající hmota, která zde předtím nebyla. A to způsobovalo negativní účinky na vlastní frekvence, ať už bylo zatížení zavedeno kterýmkoliv směrem.

Tudíž vystávala otázka, jak ovlivní výsledky úprava, když bude zatížení chodníků působit ne přes excentricitu na hlavních nosnících, ale na jednotlivých prvcích chodníků. Práce s aplikováním tohoto zatížení sice byla náročnější, ale měla vést k přesnějším výsledkům.

### 10.1.9 Změna aplikace zatížení vlastní tíhou chodníků

Původní do teď používané zatížení chodníků bylo nahrazeno zatížením působícím na jednotlivých konstrukčních prvcích chodníku. Tabulka 30 znázorňuje aplikované zatížení. Příčnický byly zatíženy lichoběžníkovým zatížením, od hlavního nosníku po druhý podélník byl příčník považován za zárodek, zbylá část pak měla jiný zatěžovací tvar. U zábradlí byla známa pouze jeho celková hmotnost, a tak se zatížení vlastní tíhou od této hmotnosti rozdělilo na krajní podélné prvky u obou chodníků.

Zatížení chodníků	Plocha	Obj. tíha	Síla
	A[mm <sup>2</sup> ]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	f [kN/m]
Zatížení příčníku na začátku zárodku	8010	78,5	0,629
Zatížení příčníku na konci zárodku	5360	78,5	0,421
Zatížení příčníku na začátku zbylé části	5360	78,5	0,421
Zatížení příčníku na konci zbylé části	3680	78,5	0,289
Podélník 1 - IPE 100	1030	78,5	0,081
Podélník 2 - IPE 100	1030	78,5	0,081
Podélník 3 - L100x6	1179	78,5	0,093
Podélník 4 - IPE 100	1030	78,5	0,081
Římsa chodníku	3240	78,5	0,254
Zatížení podélného prvku zábradlí	4858	78,5	0,191

Tabulka 30: Hodnoty spojitého zatížení aplikovaného na jednotlivé prvky chodníků.

Toto zatížení bylo převedeno do hmotnosti při dynamickém výpočtu. Jeho výsledky udává tabulka 31.

Výpočet za použití nového zatížení chodníku							
101.	1,619 Hz	1,488 Hz	2,074 Hz	2,250 Hz	2,763 Hz	3,464 Hz	3,258 Hz
	-0,06 %	-27,02 %	-8,00 %	-11,56 %	-10,03 %	-0,17 %	-17,86 %

Tabulka 31: Vliv změny zatížení chodníku na odchylky vlastních frekvencí

Výsledky ukazují, že změna měla velmi negativní vliv na vlastní frekvence, odchylka 4. vlastní frekvence přesáhla 11 %, odchylka 7. vlastní frekvence se blížila 18 %. A to se nejednalo o žádné pokusné výpočty, kde by figurovaly nereálné hmoty, zde šlo o zpřesnění modelu.

Když se následně zjistilo, že do modelu nebylo započítáno ostatní stálé zatížení, tedy tíha vozovky a mostní římsy, bylo jasné, že model musí projít úpravou tuhosti. Tento prutový model sice vykazoval blízké výsledky k naměřeným datům, ale musel být hodně upravován, musela v něm být mnohem menší hmotnost, než jakou měl most ve skutečnosti.

#### 10.1.10 Úpravy prutového modelu pro zlepšení výsledků vlastních frekvencí vodorovných tvarů kmitání

Souběžně s úpravami modelu pro přiblížení výsledků výpočtu vlastních frekvencí svázaných se svislými a kroutivými vlastními tvary probíhala i optimalizace směřující k vlastním frekvencím vodorovných vlastních tvarů. Nejprve se zkusilo upravit parametry fiktivních stojek, které tvořily excentricitu ložisek k ose hlavních nosníků. Původní rozměr 1 x 1 metr o tloušťce 30 mm byl nahrazen profilem 2 x 2 metry a tloušťce plechů 100 mm. Výsledky jsou v tabulce 32.

Změna průřezu stojek u ložisek							
102.	1,628 Hz	1,501 Hz	2,092 Hz	2,311 Hz	2,798 Hz	3,502 Hz	3,421 Hz
	0,12 %	-0,51 %	-0,36 %	-0,09 %	-0,82 %	0,51 %	-0,10 %

Tabulka 32: Výsledky z modelu po úpravě rozměrů tuhých stojek.

Tato změna měla sice pozitivní vliv, ale zase až tolik výsledky neovlivnila. Každopádně byla blíže reálnému chování, tužší stojka se mnohem méně deformovala a tím pádem méně znehodnocovala výsledky.

#### 10.1.11 Vliv tužšího připojení oblouků k hlavním nosníkům

Jelikož v prvním vlastním tvaru převážně kmital oblouk, mostovka se na kmitání tohoto vlastního tvaru téměř nepodílela, byl nejspíš problém na připojení oblouku k hlavnímu nosníku. Na obrázku 47 je vidět připojení oblouku k hlavnímu nosníku v realitě.

V modelu byl tento detail modelován lineárním zvětšováním průřezu prutů, ze kterých byl sestaven oblouk. Při pokusech se měnil jak počet těchto lineárně se měnících dílků (jejich délka je necelých 0,1 metru, viz

kapitola 8.1), tak konečný průřez na připojení k hlavnímu nosníku. Všechny pokusy jsou zaznamenány v tabulkách 33 a 34.



Obrázek 47: Detail připojení oblouku k hlavnímu nosníku na mostě.

Změna na 164 dílcích							
103.	Průřez 2 x 2 metry tloušťky 100 mm						
	1,629 Hz	3,101 Hz	2,194 Hz	2,753 Hz	2,938 Hz	3,803 Hz	3,754 Hz
	0,55 %	39,05 %	-2,10 %	8,83 %	-3,47 %	8,76 %	-2,29 %
104.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky 100 mm						
	1,619 Hz	1,665 Hz	2,171 Hz	2,633 Hz	2,864 Hz	3,664 Hz	3,594 Hz
	-0,06 %	-13,51 %	-3,18 %	4,67 %	-6,15 %	5,29 %	-6,84 %
Změna na 41 dílcích							
105.	Průřez 0,6 x 0,6 metru tloušťky 36 mm						
	1,629 Hz	1,517 Hz	2,099 Hz	2,336 Hz	2,801 Hz	3,447 Hz	3,508 Hz
	0,55 %	-24,59 %	-6,72 %	-7,45 %	-8,53 %	-0,67 %	-9,46 %
106.	Průřez 0,6 x 0,6 metru tloušťky 40 mm						
	1,629 Hz	1,524 Hz	2,100 Hz	2,343 Hz	2,802 Hz	3,451 Hz	3,508 Hz
	0,55 %	-24,02 %	-6,67 %	-7,13 %	-8,49 %	-0,55 %	-9,46 %
107.	Průřez 0,7 x 0,7 metru tloušťky 40 mm						
	1,631 Hz	1,555 Hz	2,103 Hz	2,376 Hz	2,804 Hz	3,463 Hz	3,511 Hz
	0,67 %	-21,54 %	-6,51 %	-5,64 %	-8,42 %	-0,20 %	-9,37 %
108.	Průřez 0,8 x 0,8 metru tloušťky 40 mm						
	1,633 Hz	1,566 Hz	2,105 Hz	2,390 Hz	2,805 Hz	3,470 Hz	3,513 Hz
	0,80 %	-20,69 %	-6,41 %	-5,02 %	-8,38 %	0,00 %	-9,31 %
109.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky 40 mm						
	1,639 Hz	1,591 Hz	2,113 Hz	2,435 Hz	2,809 Hz	3,489 Hz	3,517 Hz
	1,16 %	-18,79 %	-6,01 %	-3,08 %	-8,22 %	0,54 %	-9,18 %

Tabulka 33: Vliv rozdílného připojení oblouku k hlavnímu nosníku na vlastních frekvencích modelu.



<b>Změna na 51 dílcích</b>							
110.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky stojiny 40 mm a přírub 35 mm						
	1,652 Hz	1,598 Hz	2,132 Hz	2,455 Hz	2,811 Hz	3,500 Hz	3,521 Hz
	1,94 %	-18,27 %	-5,07 %	-2,24 %	-8,15 %	0,86 %	-9,06 %
111.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky stojiny 40 mm a přírub 25 mm						
	1,640 Hz	1,596 Hz	2,121 Hz	2,448 Hz	2,810 Hz	3,493 Hz	3,520 Hz
	1,22 %	-18,42 %	-5,61 %	-2,53 %	-8,19 %	0,66 %	-9,09 %
<b>Změna na 61 dílcích</b>							
112.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky 40 mm						
	1,644 Hz	1,602 Hz	2,161 Hz	2,468 Hz	2,812 Hz	3,505 Hz	3,523 Hz
	1,46 %	-17,98 %	-3,66 %	-1,70 %	-8,11 %	1,00 %	-9,00 %
113.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky 100 mm						
	1,653 Hz	1,611 Hz	2,280 Hz	2,509 Hz	2,818 Hz	3,528 Hz	3,544 Hz
	2,00 %	-17,32 %	1,75 %	-0,04 %	-7,88 %	1,64 %	-8,35 %
<b>Změna na 81 dílcích</b>							
114.	Průřez 1 x 1 metru tloušťky 40 mm						
	1,649 Hz	1,607 Hz	2,229 Hz	2,493 Hz	2,816 Hz	3,520 Hz	3,532 Hz
	1,76 %	-17,61 %	-0,49 %	-0,68 %	-7,95 %	1,42 %	-8,72 %
115.	Průřez 2 x 2 metru tloušťky 100 mm						
	1,623 Hz	1,672 Hz	2,140 Hz	2,618 Hz	2,848 Hz	3,641 Hz	3,583 Hz
	0,18 %	-13,04 %	-4,67 %	4,13 %	-6,74 %	4,70 %	-7,17 %
116.	Průřez 2,5 x 2,5 metru tloušťky 15 mm						
	1,626 Hz	1,675 Hz	2,145 Hz	2,633 Hz	2,856 Hz	3,664 Hz	3,599 Hz
	0,37 %	-12,84 %	-4,43 %	4,67 %	-6,44 %	5,29 %	-6,70 %
<b>Změna na 101 dílcích</b>							
117.	Průřez 2,5 x 2,5 metru tloušťky 15 mm						
	1,628 Hz	1,679 Hz	2,158 Hz	2,668 Hz	2,874 Hz	3,718 Hz	3,646 Hz
	0,49 %	-12,57 %	-3,80 %	5,92 %	-5,78 %	6,67 %	-5,32 %
118.	Průřez jako v 117. a úprava stojek u ložisek na stejný průřez						
	1,628 Hz	1,680 Hz	2,158 Hz	2,668 Hz	2,874 Hz	3,719 Hz	3,646 Hz
	0,49 %	-12,50 %	-3,80 %	5,92 %	-5,78 %	6,70 %	-5,32 %

Tabulka 34: Vliv rozdílného připojení oblouku k hlavnímu nosníku na vlastních frekvencích modelu.

Postupnými kroky se zvýšila vodorovná vlastní frekvence z 1,495 Hz na 1,680 Hz. Odchylka se změnila z 26 % přibližně na polovinu. Další zvětšování ztužující části oblouku však vedlo k nepříznivé změně tvarů u ostatních vlastních frekvencí. Očekávalo se, že ztužení v podobě modelované desky by mělo přinést další navýšení vodorovné vlastní frekvence.

## 10.2 Modelování betonové desky deskostěnovými prvky

Jak z úprav modelu pro svislé a kroutivé vlastní tvary, tak z úprav pro vodorovné vlastní tvary vyplynulo, že je v modelu potřeba zvýšit tuhost. Té by mělo být dosaženo úpravou prvků mostovky.

Ve výchozím prutovém modelu byla mostovka modelována pomocí sprážených prutů, v nichž spolupůsobí ocelový příčník s betonovou deskou šířky 2,1 metru. Pro spolupůsobení desky s ocelovým nosníkem to je dobré spojení, problém ale je při této variantě, že není zahrnuto vzájemné spolupůsobení jednotlivých částí desky nad příčníky. Jelikož příčníky sprážené s částí desky nebyly ve výchozím modelu spolu nijak spojeny, přenášely se vodorovné smykové síly kolmé k podélné ose mostu prakticky pouze přes hlavní nosníky. Což neodpovídá realitě, to by musela být umístěna dilatace mezi každým příčníkem.

Ve skutečnosti se smykové síly přenášejí i pomocí betonové desky mostovky. Tudíž přesnějších výsledků by mělo být docíleno při namodelování mostovky deskostěnovými prvky.

Průřezy příčníků byly nahrazeny pouze ocelovými, rozměry nosníků zůstaly stejné jako u prutového modelu, betonová deska v nich ale byla odstraněna.

Ta byla vytvořena pomocí funkce *Extrude*, která dokáže liniový prvek přeměnit pomocí vektoru v desku. Jelikož je most v zakružovacím oblouku, nešlo desku mezi příčníky vytvořit jednou a dále překopírovat, bylo potřeba definovat nový vektor mezi každými dvěma příčníky.

Vlastní frekvence							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Experiment							
	1,62 Hz	1,89 Hz	2,24 Hz	2,51 Hz	3,04 Hz	3,47 Hz	3,84 Hz
Původní model							
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
Původní odchylka							
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,71 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
Deskostěnová mostovka							
119.	2,018 Hz	1,983 Hz	2,759 Hz	3,236 Hz	3,838 Hz	4,464 Hz	3,885 Hz
	19,72 %	4,69 %	18,81 %	22,44 %	20,79 %	22,27 %	1,16 %

Tabulka 35: Odchylky vlastních frekvencí po změně z prutové na deskostěnovou mostovku.

Co tato změna modelu způsobila s výsledky, ukazuje tabulka 31. Je zde použito tuhých spojek rozměrů 2,5 x 2,5 metru a tloušťky plechů 35 mm, oblouk byl zakončen lineárním náběhem na posledních 41 dílcích na konečný průřez 1 x 1 metr s tloušťkou plechů 40 mm. Deska měla tloušťku

250 mm a excentricitu vůči hlavním nosníkům 0,5 metru směrem dolů. Veřejné osvětlení bylo započítáno tíhou 1 kN.

Odchytky se zde sice zvětšily, ale opačným směrem, vypočtené vlastní frekvence najednou vycházely z nového modelu vyšší než při experimentu. Což dávalo prostor v rámci identifikace vložit do modelu ostatní stálé zatížení.

### 10.2.1 Přidání ostatního stálého zatížení

Ostatní stálé zatížení neboli vozovkové souvrství a mostní římsa byly do modely zadány jako konstantní spojité zatížení vlastní tíhou tohoto souvrství umístěné na příčnicích a zatížení římsou jako excentrické zatížení na hlavním nosníku o excentricitě 0,6 metru. Tabulka 32 ukazuje výsledky výpočty s uvažováním zatížení vlastní tíhou ostatního stálého zatížení.

Zatížení	Výška	Délka	Plocha	Obj. tíha	Zatížení
	H [m]	L [m]	A [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	f [kN/m]
Vozovka	0,090	2,1	0,189	22	4,16
Mostní římsa	0,160	0,6	0,096	25	2,40

Tabulka 36: Zatížení konstrukce tíhou ostatního stálého zatížení.

Při tomto výpočtu se vnáší malá nepřesnost tím, že objemová tíha v místech římsy není 22, nýbrž 25 kN/m<sup>3</sup>. Tato chyba je však zanedbatelná. Jak přidání ostatního stálého zatížení změnilo hodnoty vypočtených vlastních frekvencí, ukazuje tabulka 33.

Vlastní frekvence							
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Experiment							
	1,62 Hz	1,89 Hz	2,24 Hz	2,51 Hz	3,04 Hz	3,47 Hz	3,84 Hz
Původní model							
	1,626 Hz	1,495 Hz	2,085 Hz	2,309 Hz	2,777 Hz	3,484 Hz	3,418 Hz
Původní odchyška							
	0,37 %	-26,42 %	-7,43 %	-8,71 %	-9,47 %	0,40 %	-12,35 %
Přidání zatížení vozovkou a mostními římsami							
120.	1,797 Hz	1,978 Hz	2,433 Hz	3,046 Hz	3,373 Hz	3,893 Hz	3,450 Hz
	9,85 %	4,45 %	7,93 %	17,60 %	9,87 %	10,87 %	-11,30 %
Zvětšení zatížení římsami o 20 %							
121.	1,789 Hz	1,978 Hz	2,421 Hz	3,033 Hz	3,356 Hz	3,873 Hz	3,425 Hz
	9,45 %	4,45 %	7,48 %	17,24 %	9,42 %	10,41 %	-12,12 %

Tabulka 37: Odchyšky vlastních frekvencí po přidání ostatního stálého zatížení.

Prvně se konstrukce zatížila vozovkou a mostní římsou, následně bylo přidáno i zatížení svodidly v podobě navýšení zatížení mostní římsou o 20 %.

Odchytky vypočtených a změřených vlastních frekvencí se již výrazně snížily, nejvyšší byly dosaženy nyní u vlastní frekvence svázané s prvním kroutivým tvarem.

## 10.2.2 Identifikace nového modelu

Dále se již nový model upravoval na základě předchozích zkušeností, zkoušelo se zvětšit hmotnost, změnit tloušťku betonové desky, upravit připojení oblouku k hlavním nosníkům nebo změnit stupeň volnosti v ložiskách. Všechny změny a jejich ovlivnění vlastních frekvencí jsou dokumentovány v tabulkách 38 až 41.

122.	Úprava profilu oblouku při připojení k hlavnímu nosníku na 1,5 x 1,5 m tloušťky plechů 50 mm (zůstává 41 dílků)						
	1,790 Hz	2,135 Hz	2,433 Hz	3,117 Hz	3,363 Hz	3,876 Hz	3,459 Hz
	9,50 %	11,48 %	7,93 %	19,47 %	9,60 %	10,47 %	-11,01 %
123.	Změna tloušťky desky z 250 mm na 230 mm						
	1,754 Hz	2,134 Hz	2,380 Hz	3,084 Hz	3,288 Hz	3,786 Hz	3,400 Hz
	7,64 %	11,43 %	5,88 %	18,61 %	7,54 %	8,35 %	-12,94 %
124.	Zvětšení zatížení deskou o 9 %						
	1,734 Hz	2,120 Hz	2,365 Hz	2,963 Hz	3,248 Hz	3,729 Hz	3,337 Hz
	6,57 %	10,85 %	5,29 %	15,29 %	6,40 %	6,95 %	-15,07 %
125.	Zvětšení zatížení deskou celkově o 20 %						
	1,693 Hz	2,118 Hz	2,305 Hz	2,924 Hz	3,164 Hz	3,628 Hz	3,271 Hz
	4,31 %	10,76 %	2,82 %	14,16 %	3,92 %	4,36 %	-17,40 %
126.	Úprava délky oblouku s lineární změnou profilu z 41 na 61 dílků						
	1,695 Hz	2,319 Hz	2,326 Hz	3,020 Hz	3,173 Hz	3,637 Hz	3,328 Hz
	4,42 %	18,50 %	3,70 %	16,89 %	4,19 %	4,59 %	-15,38 %
127.	Úprava profilu oblouku při připojení k hlavnímu nosníku na 1 x 1 m tloušťky plechů 50 mm a snížení z 61 na 41 dílků						
	1,692 Hz	1,989 Hz	2,298 Hz	2,862 Hz	3,159 Hz	3,625 Hz	3,243 Hz
	4,26 %	4,98 %	2,52 %	12,30 %	3,77 %	4,28 %	-18,41 %
128.	Úprava profilu oblouku při připojení k hlavnímu nosníku na 1 x 1 m tloušťky plechů 35 mm (zůstává 41 dílků)						
	1,692 Hz	1,951 Hz	2,292 Hz	2,843 Hz	3,156 Hz	3,624 Hz	3,231 Hz
	4,26 %	3,13 %	2,27 %	11,71 %	3,68 %	4,25 %	-18,85 %
129.	Zvětšení zatížení od veřejného osvětlení z 1 kN na 5 kN						
	1,689 Hz	1,951 Hz	2,291 Hz	2,830 Hz	3,151 Hz	3,621 Hz	3,226 Hz
	4,09 %	3,13 %	2,23 %	11,31 %	3,52 %	4,17 %	-19,03 %
130.	VO zpět na 1 kN a úprava všech čtyř ložisek u hlavního pole na pevná						
	1,692 Hz	1,960 Hz	2,318 Hz	3,030 Hz	3,277 Hz	3,625 Hz	3,486 Hz
	4,26 %	3,57 %	3,36 %	17,16 %	7,23 %	4,28 %	-10,15 %

Tabulka 38: Úpravy modelu vedoucí k lepší shodě mezi vypočtenými a experimentálními vlastními frekvencemi.

131.	Obě pravá ložiska u hlavního pole vrátit zpět na všesměrně posuvná						
	1,691 Hz	1,954 Hz	2,308 Hz	2,841 Hz	3,222 Hz	3,624 Hz	3,363 Hz
	4,20 %	3,28 %	2,95 %	11,65 %	5,65 %	4,25 %	-14,18 %
132.	Všech 12 ložisek pevných						
	1,872 Hz	1,960 Hz	2,365 Hz	3,035 Hz	3,279 Hz	4,363 Hz	3,868 Hz
	13,46 %	3,57 %	5,29 %	17,30 %	7,29 %	20,47 %	0,72 %
133.	Pouze všechna levá ložiska pevná, pravá zpět na všesměrně posuvná						
	1,782 Hz	1,954 Hz	2,352 Hz	2,904 Hz	3,233 Hz	3,890 Hz	3,435 Hz
	9,09 %	3,28 %	4,76 %	13,57 %	5,97 %	10,80 %	-11,79 %
134.	Všechna ložiska původní, jen obě na pilíři P3 pevná						
	1,691 Hz	1,956 Hz	2,292 Hz	2,915 Hz	3,156 Hz	3,624 Hz	3,265 Hz
	4,20 %	3,37 %	2,27 %	13,89 %	3,68 %	4,25 %	-17,61 %
135.	Všechna ložiska původní, zvětšení zatížení deskou celkově o 30 %						
	1,656 Hz	1,950 Hz	2,241 Hz	2,809 Hz	3,084 Hz	3,538 Hz	3,173 Hz
	2,17 %	3,08 %	0,04 %	10,64 %	1,43 %	1,92 %	-21,02 %
136.	Kloubově připevněné zábradlí k chodníku						
	1,652 Hz	1,949 Hz	2,239 Hz	2,803 Hz	3,079 Hz	3,532 Hz	3,171 Hz
	1,94 %	3,03 %	-0,04 %	10,45 %	1,27 %	1,76 %	-21,10 %
137.	Vrácení zpět pevné připojení chodníku a vložení do konstrukce VO výšky 5 m profilu trubky průměru 100 mm tloušťky 5 mm						
	1,656 Hz	1,950 Hz	2,241 Hz	2,809 Hz	3,084 Hz	3,538 Hz	3,173 Hz
	2,17 %	3,08 %	0,04 %	10,64 %	1,43 %	1,92 %	-21,02 %
138.	Levé ložisko na pilíři P4 pevné						
	1,657 Hz	1,953 Hz	2,258 Hz	2,810 Hz	3,162 Hz	3,539 Hz	3,291 Hz
	2,23 %	3,23 %	0,80 %	10,68 %	3,86 %	1,95 %	-16,68 %
139.	Snížení zatížení deskou ze 130 % na 120 %						
	1,691 Hz	1,954 Hz	2,308 Hz	2,841 Hz	3,222 Hz	3,624 Hz	3,363 Hz
	4,20 %	3,28 %	2,95 %	11,65 %	5,65 %	4,25 %	-14,18 %
140.	Ztužení části oblouku úpravou průřezu Arch2 z tloušťky plechů 25 mm na 30 mm						
	1,693 Hz	1,959 Hz	2,327 Hz	2,845 Hz	3,249 Hz	3,624 Hz	3,380 Hz
	4,31 %	3,52 %	3,74 %	11,78 %	6,43 %	4,25 %	-13,61 %
141.	Arch2 zpět, deska opět 130 %, úprava tloušťky desky z 230 mm na 300 mm						
	1,733 Hz	1,984 Hz	2,312 Hz	3,241 Hz	3,356 Hz	3,744 Hz	3,505 Hz
	6,52 %	4,74 %	3,11 %	22,55 %	9,42 %	7,32 %	-9,56 %
142.	Tloušťka desky z 300 mm na 250 mm						
	1,676 Hz	1,963 Hz	2,273 Hz	2,925 Hz	3,216 Hz	3,594 Hz	3,347 Hz
	3,34 %	3,72 %	1,45 %	14,19 %	5,47 %	3,45 %	-14,73 %
143.	Odsazení desky od osy hlavních nosníků místo 0,5 m na 0,4 m						
	1,600 Hz	1,966 Hz	2,234 Hz	2,903 Hz	3,174 Hz	3,435 Hz	3,310 Hz
	-1,25 %	3,87 %	-0,27 %	13,54 %	4,22 %	-1,02 %	-16,01 %

Tabulka 39: Úpravy modelu vedoucí k lepší shodě mezi vypočtenými a experimentálními vlastními frekvencemi.

144.	Tloušťka desky zpět na 230 mm						
	1,581 Hz	1,956 Hz	2,218 Hz	2,785 Hz	3,128 Hz	3,383 Hz	3,244 Hz
	-2,47 %	3,37 %	-0,99 %	9,87 %	2,81 %	-2,57 %	-18,37 %
145.	Odsazení od osy hlavních nosníků místo 0,4 m na 0,6 m						
	1,744 Hz	1,949 Hz	2,303 Hz	2,839 Hz	3,171 Hz	3,715 Hz	3,379 Hz
	7,11 %	3,03 %	2,74 %	11,59 %	4,13 %	6,59 %	-13,64 %
146.	Úprava profilu oblouku při připojení k hlavnímu nosníku na 0,8 x 0,8 m tloušťky plechů 35 mm (zůstává 41 dílků)						
	1,743 Hz	1,843 Hz	2,298 Hz	2,788 Hz	3,153 Hz	3,714 Hz	3,376 Hz
	7,06 %	-2,55 %	2,52 %	9,97 %	3,58 %	6,57 %	-13,74 %
147.	Odsazení od osy hlavních nosníků místo 0,6 m na 0,55 m						
	1,698 Hz	1,845 Hz	2,275 Hz	2,772 Hz	3,151 Hz	3,623 Hz	3,327 Hz
	4,59 %	-2,44 %	1,54 %	9,45 %	3,52 %	4,22 %	-15,42 %
148.	Odsazení od osy hlavních nosníků místo 0,55 m na 0,525 m						
	1,677 Hz	1,845 Hz	2,264 Hz	2,765 Hz	3,149 Hz	3,580 Hz	3,305 Hz
	3,40 %	-2,44 %	1,06 %	9,22 %	3,46 %	3,07 %	-16,19 %
149.	Úprava profilu oblouku při připojení k hlavnímu nosníku na 0,9 x 0,9 m tloušťky plechů 35 mm (zůstává 41 dílků)						
	1,677 Hz	1,877 Hz	2,266 Hz	2,781 Hz	3,155 Hz	3,581 Hz	3,308 Hz
	3,40 %	-0,69 %	1,15 %	9,74 %	3,65 %	3,10 %	-16,08 %
150.	Snížení zatížení deskou ze 130 % na 125 %, zvýšení zatížení chodníkem ze 100 % na 150 %						
	1,683 Hz	1,877 Hz	2,275 Hz	2,776 Hz	3,152 Hz	3,596 Hz	3,317 Hz
	3,74 %	-0,69 %	1,54 %	9,58 %	3,55 %	3,50 %	-15,77 %
151.	Snížení zatížení chodníku ze 150 % na 140 %						
	1,685 Hz	1,877 Hz	2,278 Hz	2,780 Hz	3,158 Hz	3,601 Hz	3,322 Hz
	3,86 %	-0,69 %	1,67 %	9,71 %	3,74 %	3,64 %	-15,59 %
152.	Odsazení od osy hlavních nosníků místo 0,525 m na 0,55 m						
	1,707 Hz	1,876 Hz	2,289 Hz	2,787 Hz	3,160 Hz	3,645 Hz	3,345 Hz
	5,10 %	-0,75 %	2,14 %	9,94 %	3,80 %	4,80 %	-14,80 %
153.	Zvýšení zatížení deskou ze 125 % na 126 %						
	1,703 Hz	1,876 Hz	2,284 Hz	2,784 Hz	3,154 Hz	3,637 Hz	3,338 Hz
	4,87 %	-0,75 %	1,93 %	9,84 %	3,61 %	4,59 %	-15,04 %
154.	Snížení zatížení chodníku ze 140 % na 135 %						
	1,705 Hz	1,876 Hz	2,286 Hz	2,786 Hz	3,157 Hz	3,639 Hz	3,340 Hz
	4,99 %	-0,75 %	2,01 %	9,91 %	3,71 %	4,64 %	-14,97 %

Tabulka 40: Úpravy modelu vedoucí k lepší shodě mezi vypočtenými a experimentálními vlastními frekvencemi.

Ač je v posledním řádku více červených než zelených políček, dá se říct, že se nový model přiblížil správným výsledkům nejvíce, jak to bylo možné. Sedmá vlastní frekvence má odchylku do patnácti procent, odchylka čtvrté vlastní frekvence je menší než 10 % a všechny zbylé vlastní frekvence mají odchylku menší než 5 %. Některé vlastní frekvence by šlo ještě přiblížit, ale důsledkem by bylo navýšení u jiných. A jelikož dva krouživé vlastní tvary

měly odchylku opačného znaménka, bylo rozhodnuto, že pro nižší vlastní frekvenci bude hranice  $\pm 10\%$  a pro vyšší  $\pm 15\%$ .

Požadavkům z normy ČSN 736209 (viz Kap. 4.5) bylo vyhověno, jak ukazuje tabulka 41.

	Vlastní frekvence						
	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
Horní hranice požadované odchylky normy	10,00 %	15,00 %	15,00 %	15,00 %	15,00 %	-	-
Dolní hranice požadované odchylky normy	-15,00 %	-15,00 %	-15,00 %	-15,00 %	-15,00 %	-	-
Skutečná odchylka	4,99 %	-0,75 %	2,01 %	9,91 %	3,71 %	4,64 %	-14,97 %

Tabulka 41: Porovnání skutečných odchylek modelu s normou stanovenými hranicemi

Pro přehlednost je zde uvedeno shrnutí, jak nakonec vypadá výsledný model.

- Ocelové konstrukční prvky jsou modelovány prutovými prvky.
- Betonová deska je modelována deskostěnovými prvky, mostovka je tvořena ocelovými příčníky (prutové prvky) a betonovou deskou (deskostěnové prvky) spojující příčníky mezi sebou.
- Připojení oblouku k hlavnímu nosníku je tvořeno lineárním zvětšováním průřezu prutových prvků na posledních 41 dílcích oblouku s konečným průřezem 0,9 x 0,9 m a tloušťky plechů 35 mm, stěny komorového průřezu oblouku jsou od sebe vzdáleny 0,765 m.
- Zatížení mostní římsou vypočítané v kapitole 10.2.1 je do výpočtu započítáno ze 120 % kvůli zahrnuté tíze svodidel.
- Zatížení deskou mostovky je zvětšeno na 126 %, důvodem je původní nezapočítání ztraceného bednění, nebo odlišná objemová hmotnost použitého betonu.
- Zatížení chodníků bylo zvětšeno na 135 %, původně nebyl započítán pochozí rošt.
- Pevné ložisko je na dvou místech, a to na levé straně pilíře P3 a P4.
- Tloušťka desky mostovky je 230 mm, odsazení od osy hlavních nosníků má 0,55 metru.
- Veřejné osvětlení působí tíhovou silou 1 kN.

### 10.3 Výpočet vynuceného kmitání modelu vyvolaného přechodu chodců a vandalismem

Při výpočtu vynuceného kmitání, který byl proveden pomocí funkcí programu Midas, byl do modelu přechod chodců a vandalismus nahrán jako postupné zatěžování bodů modelu časově proměnným zatížením, jehož obecný předpis je následující:

$$F(t) = F_0 \sin(\omega_{(j)}t) \quad (14)$$

kde

$F_0$  je maximální složka (amplituda) harmonický proměnného dynamického zatížení simulující na v modelu přechodu dvou chodců,

$\omega_{(j)}$  je frekvence chůze (také kročejová frekvence) rovnající se buzené vlastní frekvenci, aby bylo dosaženo co největší dynamické odezvy.

V modelu byly vytvořeny dva zatěžovací stavy zaměřené na rozkmitávání modelu v rezonanci se 3. vlastní frekvencí 2,286 Hz, *2,286 Hz periodic*, který měl konstrukci zatěžovat periodickou silou působící pouze v jednom bodě, a *2,286 Hz transient*, který modeloval přechod skupiny chodců. Oba zatěžovací stavy se nastavily s konečným časem 40 vteřin a časovým přírůstkem 1 setina sekundy (programem byla požadována hodnota menší než 1/20 časové periody).

$$\frac{1}{20} * \frac{1}{2,286} = 0,022 \text{ s} > 0,01 \text{ s} \quad (15)$$

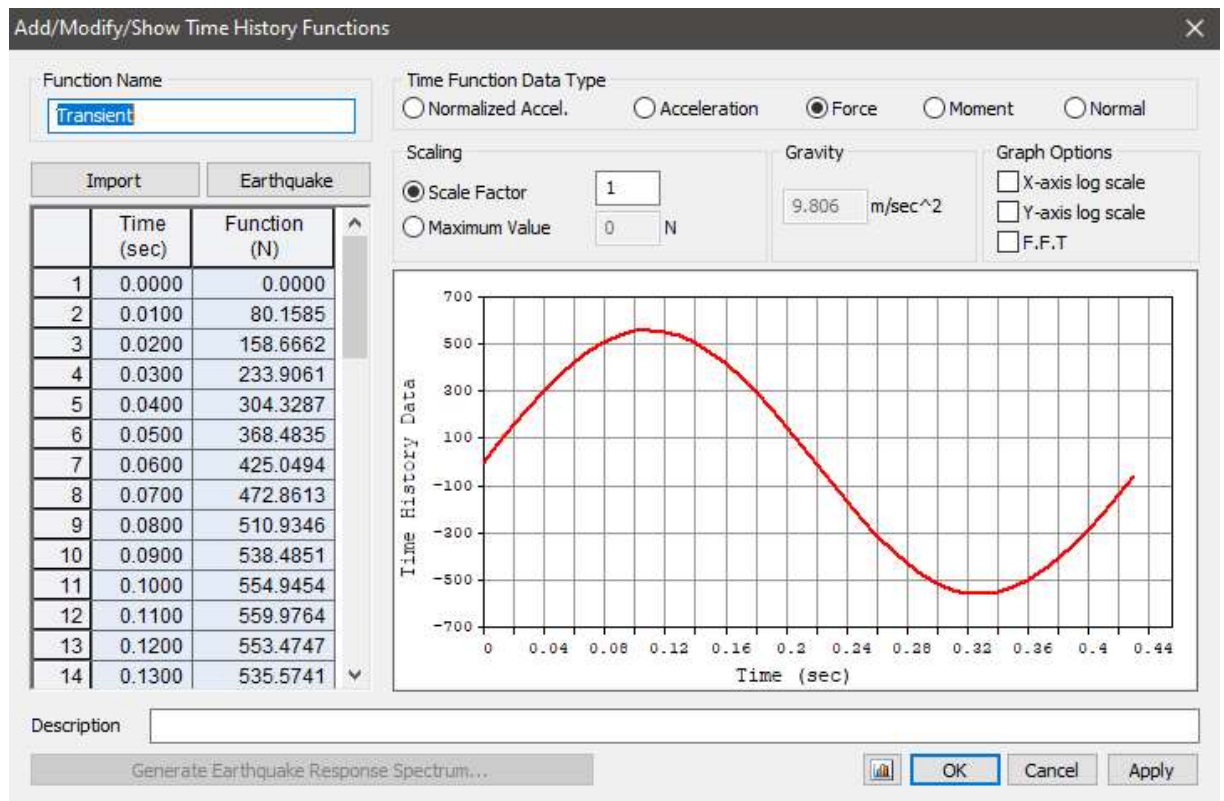
Útlum byl do zatěžovacího stavu nahrán přes metodu *Modal* o hodnotě 0,02. Původně se očekávalo, že se jedná o logaritmický dekrement útlumu, až po teoretickém výpočtu s prostým nosíkem bylo zjištěno, že zadáván měl být poměrný útlum. Blíže je to popsáno v kapitole 10.3.2).

Pro časovou funkci zohledňující vandalismus stačilo zadat do programu amplitudu síly a frekvenci zatěžování. Zde byla zvolena amplituda síly 560 N, což je dvojnásobek běžné proměnné složky síly, kterou jeden chodec působí na podklad při chůzi, a budící frekvence 2,286 Hz. Pro harmonicky se měnící budící sílu při přechodu chodců bylo potřeba do programu nahrát průběh této síly v čase. Použila se stejná amplituda síly a frekvence jako u vandalismu, podle vzorce výše uvedeného byla pro každou setinu vteřiny vypočítána působící síla. Průběh sinusoidy délky jedné periody budící síly byl nahrán do modelu.

Z modelu byly vybrány body, které leží na chodníku v místech, kde se při experimentu pohybovali účastníci experimentu. Při simulaci přechodu se do těchto bodů postupně vkládalo zatížení z Obr. 48 s časem příchodu takovým, který odpovídal násobkům periody vlastní frekvence 0,437 s. Bodu na pilíři P4 byla přidělena časová funkce při zatěžovacím stavu *2,286 Hz*



*transient* v čase 0,00 s, bodu na prvním příčnίκu byla táž funkce přiřazena v čase 0,437 s, na druhém příčnίκu v čase 0,874 s atd.



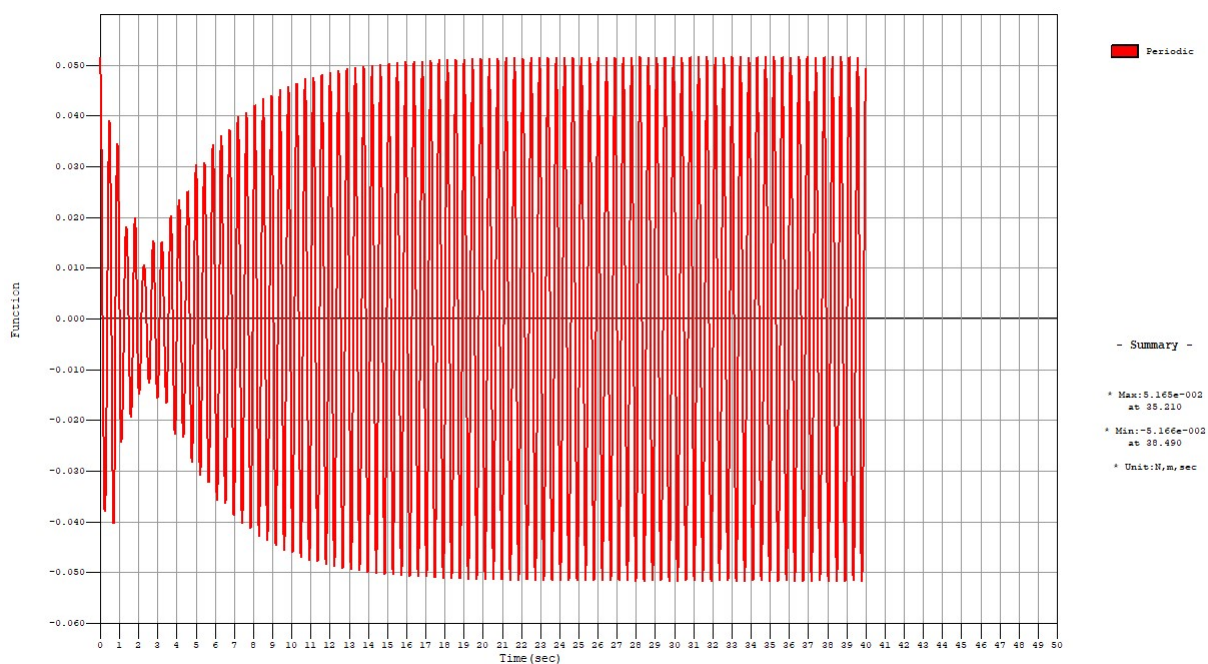
Obrázek 48: Nastavení časově proměnného zatížení pro přechod chodců, které bylo nahráno do modelu.

Harmonické zatěžování simulující dynamické účinky vandalů bylo aplikováno do bodu největší pořadnice 3. vlastního tvaru, tedy doprostřed rozpětí hlavního pole.

Výsledné dynamické chování konstrukce je zobrazeno na obrázcích 49 a 50.

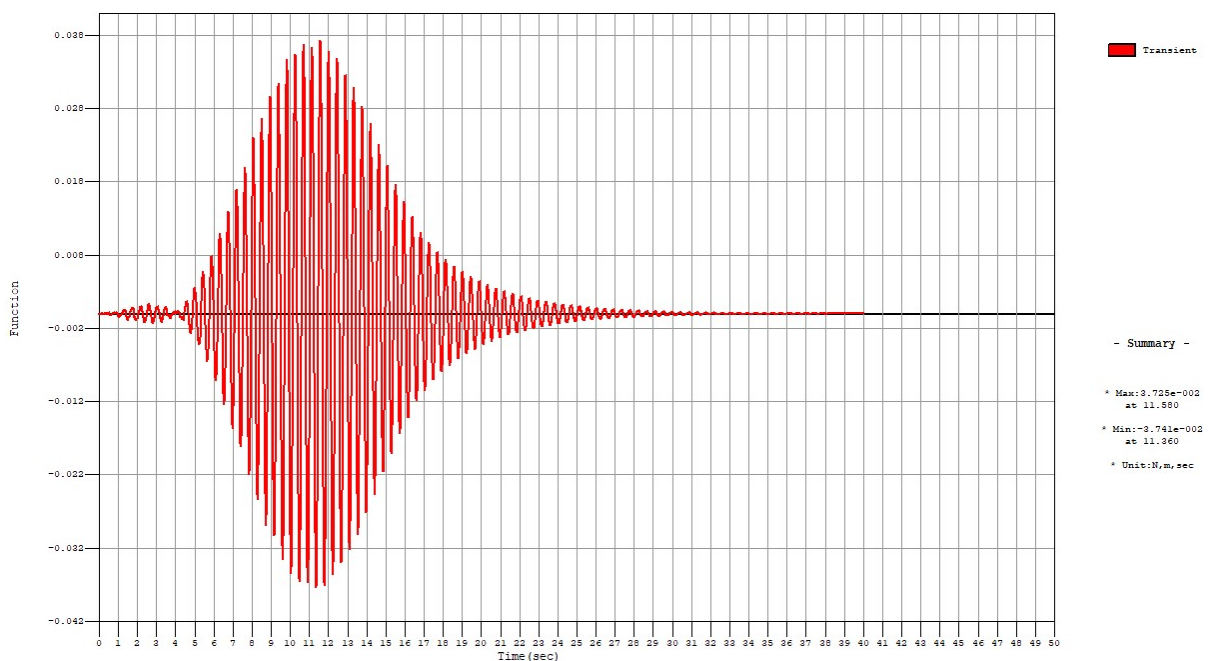
Popsaný výpočet vynuceného kmitání na modelu vykazuje mnohem menší úroveň odezvy, než jaká byla naměřena během experimentu. V obou případech vychází přibližně 10x menší. Jelikož nebyla nalezena jednoznačná příčina, co by mohlo způsobovat takhle zásadní snížení odezvy, bylo provedeno ověření funkčnosti dynamického výpočtu programu Midas Civil. K ověření byla použita metoda výpočtu vynuceného kmitání rozkladem podle tvarů vlastního kmitání. Pomocí přenásobení pořadnic vlastních tvarů zatěžovací silou měly být získány nezávisle určené hodnoty kmitání. Bohužel program neposkytoval vlastní tvary v podobě normalizované k matici hmotnosti, a počítat je v tak komplexním modelu jiným způsobem bylo nemožné, proto bylo provedeno ověření funkčnosti programu jednoduchým výpočtem odezvy prostého nosníku na harmonickou budící sílu.

### Vandalismus



Obrázek 49: Průběh odezvy mostu v měřítku zrychlení na hlavním nosníku uprostřed rozpětí při simulovaném zatížení vandaly (pohupování v kolenou). Maximální zrychlení je  $0,052 \text{ m/s}^2$ .

### Prechod chodcu



Obrázek 50: Průběh odezvy mostu v měřítku zrychlení od přechodu chodců v bodě hlavního nosníku uprostřed rozpětí. Nejvyšší zrychlení je zde  $0,037 \text{ m/s}^2$ .

### 10.3.1 Výpočet odezvy prostého nosníku pro ověření spolehlivosti dynamického výpočtu v programu Midas Civil

#### 10.3.1.1 Teoretický výpočet vynuceného kmitání se zanedbaným útlumem

Pro ověření spolehlivosti výpočtu byl vypočítán jednoduchý příklad, jehož výsledky byly následně ověřeny v programu Midas Civil, zda vychází stejně.

Modelován byl prostý nosník délky  $L = 25$  metrů s ohybovou tuhostí  $EI = 4,9 * 10^9 \text{ Nm}^2$ . Spojitá hmotnost  $\mu$  měla hodnotu  $6600 \text{ kg/m}$ . Nosník byl buzen časově proměnnou silou sinusového průběhu s konstantní amplitudou (harmonickou budící silou) působící uprostřed nosníku s amplitudou  $1000 \text{ N}$  a s budící frekvencí  $1,5 \text{ Hz}$ .

Výpočet vlastních frekvencí probíhal podle následujícího vzorce, který platí pro model prostého nosníku uvažovaný jako soustava se spojitě rozloženou hmotou [30]:

$$f_{(j)} = \frac{j^2 \pi}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} = j^2 * K; \text{ kde } K = \frac{\pi}{2 * 25^2} * \sqrt{\frac{4,9 * 10^9}{6600}} = 2,165 \quad (16)$$

První vlastní frekvence  $f_{(1)}$  tedy vychází  $2,165 \text{ Hz}$ , druhá  $8,660 \text{ Hz}$ , třetí  $19,485 \text{ Hz}$  atd.. Vlastní tvary mají tvar sinusoidy, počet vln sinusovky na délce nosníku odpovídá pořadí vlastního tvaru.

Normování vlastních tvarů probíhá pomocí podělením kvadrátu maximální hodnoty pořadnice vlastního tvaru, která v tomto případě byla zvolena 1, odmocninou ze spojitě hmotnosti nosníku.

$$m_{(j)} = \frac{\mu L}{2} = \frac{6600 * 25}{2} = 82500 \text{ kg} \quad (17)$$

$$V_{(j)} = \frac{1}{\sqrt{m_{(j)}}} = \frac{1}{\sqrt{82500}} = 0,00348 \quad (18)$$

Maximální pořadnice normovaných všech vlastních tvarů má tedy shodnou hodnotu  $0,00348$ . Podle průběhu vlastních tvarů vychází, že v lichých tvarech je uprostřed nosníku maximální pořadnice, v sudých je zde uzel, a tedy nulová hodnota pořadnice.

Výpočet netlumeného kmitání nosníku vychází z následující rovnice:

$$v(x) = \sum_{j=1}^N q_{(j)} V_{(j)}(x), \text{ kde } q_{(j)} = \frac{\{V_{(j)}\}\{F\}}{\omega_{(j)}^2 - \omega^2} \quad (19)$$

Výsledky jsou v tabulce 42.

Vlastní frekvence	$V_{(j)} (L/2)$	$\omega_{(j)}$	$q_{(j)}$	$v (L/2)$
1.	0,00348	13,60	3,62E-02	1,26E-04
2.	0	54,41	0	0
3.	-0,00348	122,43	-2,34E-04	8,13E-07
4.	0	217,65	0	0
5.	0,00348	340,08	3,01E-05	1,05E-07
6.	0	489,71	0	0
7.	-0,00348	666,55	-7,83E-06	2,73E-08
Celková výchylka				1,27E-04

Tabulka 42: Výpočet celkové výchylky v teoretickém příkladu.

Z teoretického příkladu vychází, že maximální výchylka uprostřed nosníku je  $1,27 \cdot 10^{-4}$  m.

### 10.3.1.2 Realizace ověřovacího výpočtu v programu Midas Civil

Při ověřovacím výpočtu byl vytvořen model prostého nosníku s jednou pevnou kloubovou podporou a druhou posuvnou kloubovou podporou. Nosník byl rozdělen na 24 dílčích prutů, protože hmota nešla nahrát spojitě, ale jen do uzlů na konstrukci. Sudý počet byl kvůli získání výsledků v bodu uprostřed rozpětí nosníku.

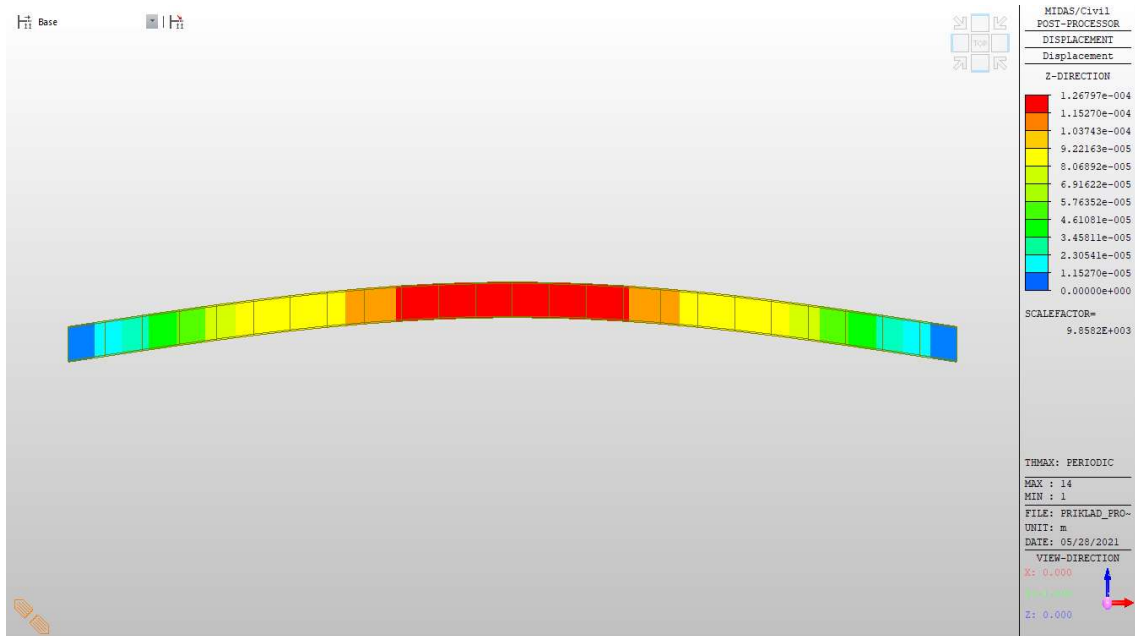
Prutu byla přiřazena ocel S355 a průřez komorový o rozměrech 1 x 1 m a tloušťce plechů 40 mm. Jeho moment setrvačnosti je roven  $2,36339 \cdot 10^{-2}$  m<sup>4</sup>. Po přenásobení modulem pružnosti oceli  $2,1 \cdot 10^{11}$  Pa z toho vyšla ohybová tuhost 4,963 Nm<sup>2</sup>, což se dá brát za velmi podobnou hodnotu ohybové tuhosti v teoretickém výpočtu popsáném v předchozí kapitole.

Při výpočtu vlastních frekvencí v programu Midas Civil vyšly stejné hodnoty jako při teoretickém výpočtu, viz obrázek 51.

Mode No	Frequency	
	(rad/sec)	(cycle/sec)
1	13.608646	2.165883
2	13.608646	2.165883
3	53.474892	8.510793
4	53.474892	8.510793
5	116.922464	18.608788
6	116.922464	18.608788
7	138.850382	22.098725
8	200.080914	31.843866
9	200.080914	31.843866
10	298.527067	47.512058
11	298.527067	47.512058

Obrázek 51: Vypočítané vlastní frekvence programem Midas Civil pro modelový příklad. Hodnoty dvou po sobě následujících vlastních frekvencí se shodují, neboť konstrukce má shodnou tuhost ve svislém i vodorovném směru, a proto může kmitat o stejné vlastní frekvenci v obou směrech roviny řezu. Sedmá vlastní frekvence je podélné kmitání.

Výsledné hodnoty vlastních frekvencí se shodují s hodnotami vypočtenými v předchozí kapitole. Model nosníku mohl tedy být zatížen periodickou silou 1000 N s frekvencí 1,5 Hz. Výsledný tvar kmitání s maximální hodnotou výchylky uprostřed rozpětí nosníku je na obrázku 52.



Obrázek 52: Zobrazení kmitání netlumeného prostého nosníku. Maximální deformace je na hodnotě  $1,26797 \cdot 10^{-4}$ .

Deformace modelu odpovídá vypočteným hodnotám v předchozí kapitole, tudíž program Midas Civil počítá správně.

### 10.3.1.3 Teoretický výpočet s útlumem

Ještě bylo zjišťováno, jak model počítá s útlumem. Teoretický výpočet byl stejného zadání, jen budící síla měla frekvenci rovnou první vlastní frekvenci konstrukce a logaritmický dekrement útlumu měl hodnotu 0,05.

Vlastní frekvence	$V_{(j)}$	$\omega_j$	$\delta$	$q_0$	$V_{(j)} \cdot q_0$
1.	0,00348	2,165	0,05	1,1816356	4,11E-03
2.	0	8,662	0,05	0	0
3.	0,00348	19,49	0,05	0,000235	8,18E-07
4.	0	34,649	0,05	0	0
5.	0,00348	54,138	0,05	3,012E-05	1,05E-07
6.	0	77,959	0,05	0	0
7.	0,00348	106,111	0,05	7,832E-06	2,73E-08
Celková výchylka					4,11E-03

Tabulka 43: Výpočet dynamické odezvy v teoretickém příkladu se započítáním tlumení.

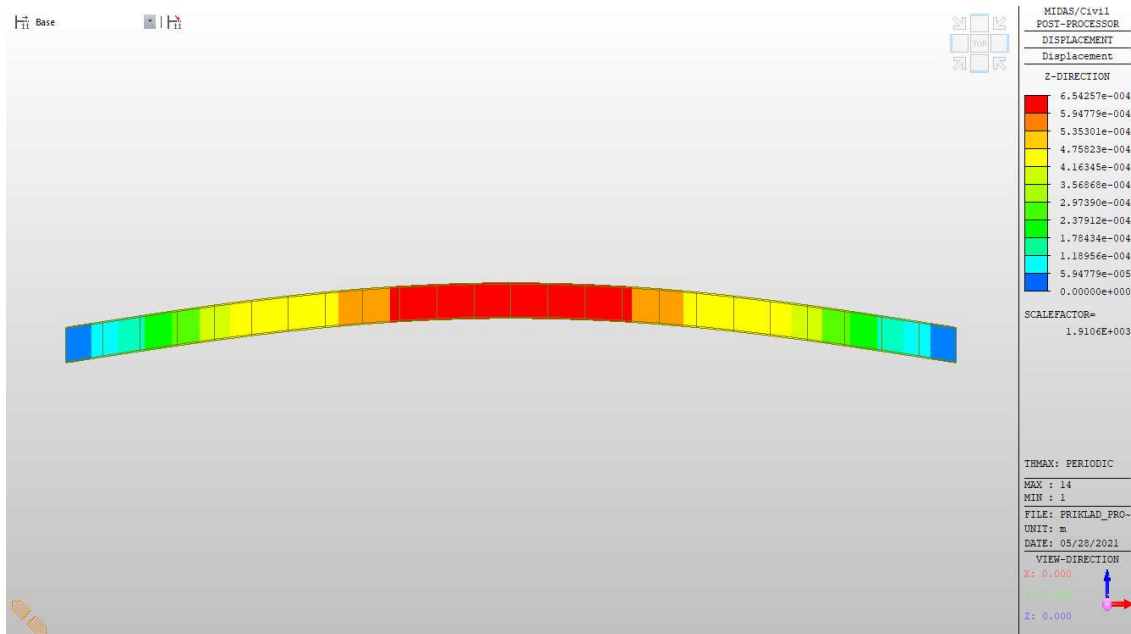
V teoretickém výpočtu tlumeného kmitání se změnila rovnice pro  $q_{(j)}$  na následující:

$$q(j) = \frac{\{V(j)\}\{F\}}{4\pi^2 \sqrt{(f(j)^2 - f^2)^2 + \left(\frac{\xi f f(j)}{\pi}\right)^2}} \quad (20)$$

Teoretický výpočet maximální výchylky uprostřed rozpětí uvádí tabulka 43. Celková výchylka uprostřed rozpětí nosníku dosahuje velikosti  $4,11 \cdot 10^{-3}$  m.

#### 10.3.1.4 Ověření výpočtu dynamické odezvy kmitání na příkladu s tlumením

Do modelu v programu Midas Civil byla nahrána síla se stejnými parametry jako v teoretickém výpočtu a útlum konstrukce 0,05. Výsledná deformace je na obrázku 53.



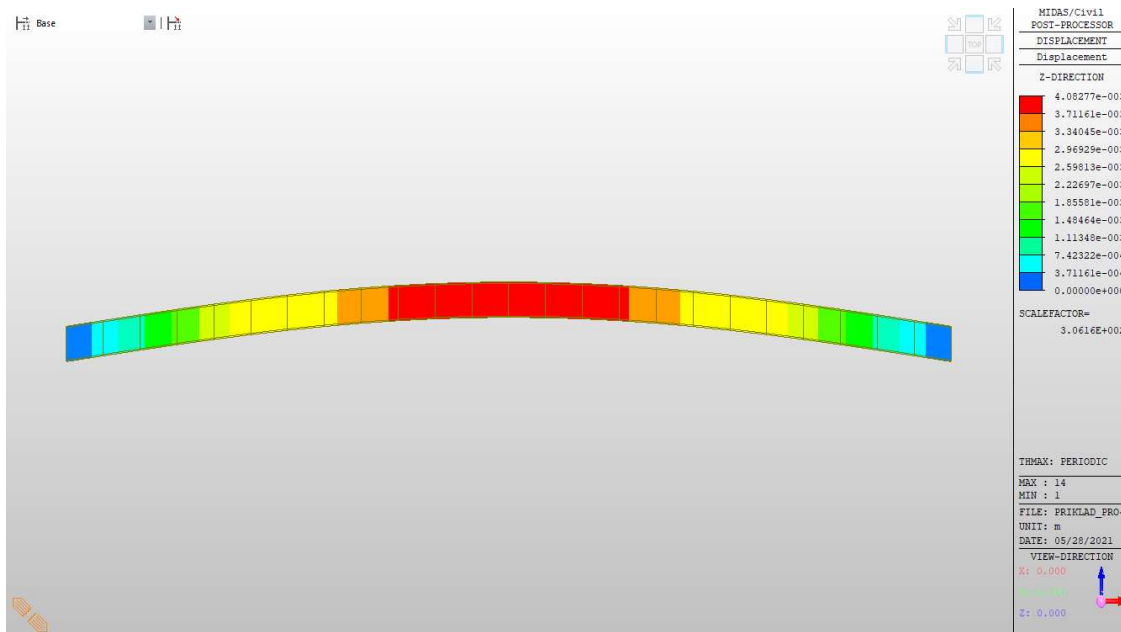
Obrázek 53: Deformovaný tvar prostého nosníku při kontrole výpočtu tlumeného kmitání. S hodnotou tlumení vycházela maximální deformace  $6,54 \cdot 10^{-4}$ .

Extrémní amplituda výchylky měla hodnotu jen  $6,54 \cdot 10^{-4}$  m, tedy mnohem menší než v teoretickém výpočtu. To znamenalo, že v modelu byl uvažován mnohem větší útlum. Tudíž se vyzkoušelo, zda hodnota útlumu, která je ve všech výukových návodech k programu brána jako logaritmický dekrement útlumu, nemá vyjadřovat poměrný útlum. Poměrný útlum se spočte dle vzorce:

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,05}{2\pi} = 0,008 \quad (21)$$

Do modelu byl vložen poměrný útlum 0,008 a opět proběhl stejný výpočet. Výsledky na obrázku 54 jsou již mnohem lepší.

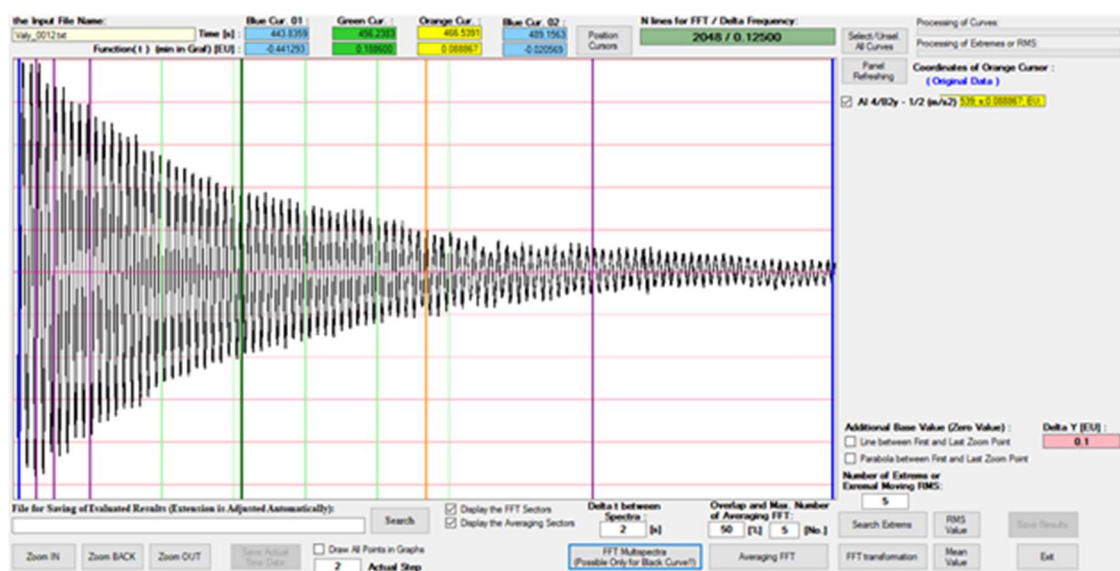
Výsledná deformace se takřka rovnala vypočtené hodnotě v teoretickém výpočtu. Tím pádem se zjistilo, že program sice počítá správně, ale potřebuje zadávat velikost útlumu jako poměrný útlum.



Obrázek 54: Deformovaný tvar prostého nosníku s uvažovaným poměrným útlumem 0,008. Maximální hodnota deformace je rovna  $4,08 \cdot 10^{-3}$ .

### 10.3.2 Úprava modelu za účelem získání dynamické odezvy modelu mostu na zatížení chodci

S novými zkušenostmi o chování programu Midas Civil se opět vrátilo k modelovanému mostu. Jelikož bylo známo chování konstrukce díky realizovanému experimentu in situ, dala se hodnota poměrného útlumu získat přímo z naměřených dat.



Obrázek 55: Záznam tlumeného volného kmitání mostu ve Valech, který byl využit k vyhodnocení útlumu.

K tomu se využilo programu Dyn\_Anal vyvinutém na katedře mechaniky Fakulty stavební ČVUT v Praze, která dokázala přímo z naměřených dat vyhodnotit hodnotu logaritmického dekrementu útlumu. K vyhodnocení byla využita metoda frekvenčních multispekter, která

vyhodnocuje, jak se s rostoucí délkou dokmitání zmenšuje úroveň kmitání a díky tomu dokáže vyhodnotit útlum konstrukce. Průběh dokmitání a nejpřiléhavějšího vyhodnocení velikosti útlumu jsou na obrázcích 55 a 56.

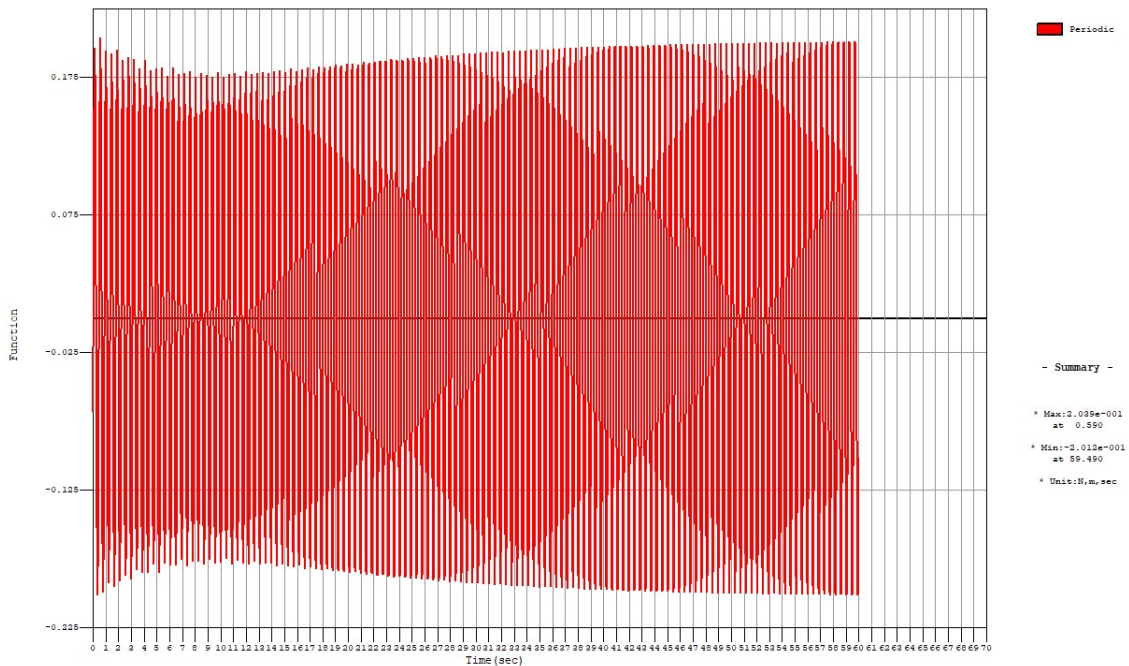


Obrázek 56: Vyhodnocení logaritického dekrementu útlumu z naměřeného záznamu. Jeho hodnota činí 0,032.

Do programu Midas Civil byla vložena hodnota poměrného útlum, která se rovná následující hodnotě:

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,03187}{2\pi} = 0,00507 \quad (22)$$

Průběh odezvy konstrukce na harmonické zatížení zobrazuje obrázek 57.



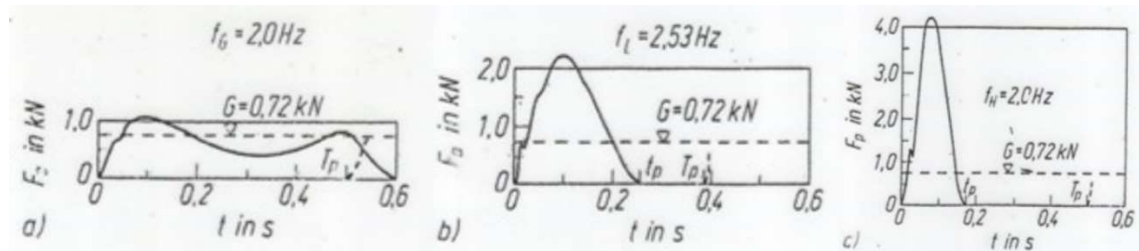
Obrázek 57: Dynamická odezva modelu na harmonickou budící sílu. Maximální dosažené zrychlení bylo 0,204 m/s<sup>2</sup>.



Po úpravách se odezva MKP modelu na simulaci vandalismu (pohupování dvou osob v kolenou) se mnohem více přiblížila naměřené hodnotě, naměřená hodnota už je přibližně jen třikrát větší.

$$\frac{0,666}{0,204} = 3,26 \quad (23)$$

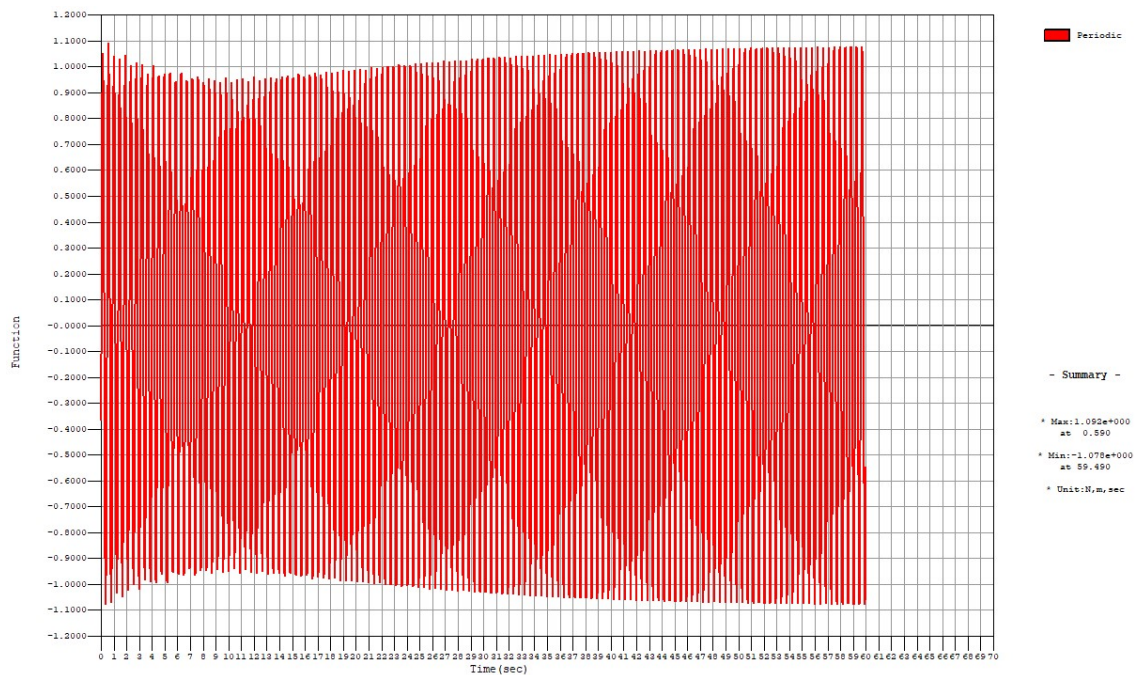
Toto nejspíše je způsobeno tím, že reálu vandalové působili větší budící silou. Do modelu byla původně zadána budící síla, která odpovídá dynamické složce síly, kterou chodec působí na konstrukci při standardní chůzi, ale při pohupování v kolenou je dynamická složka podstatně větší.



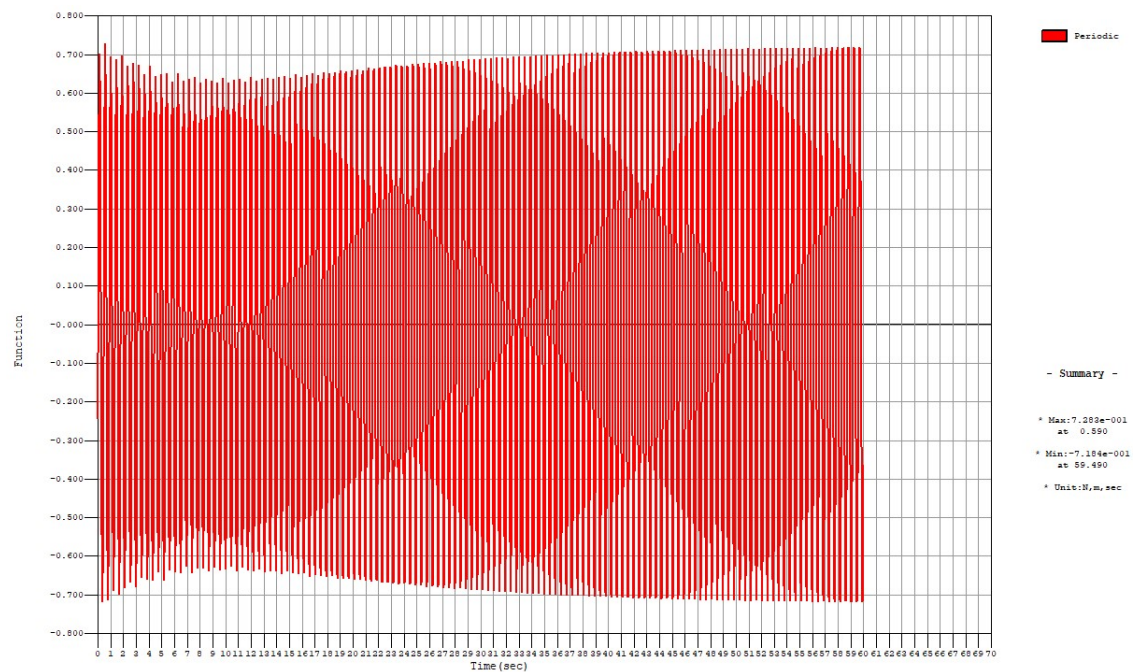
Obrázek 58: Průběh zatížení při pohybu člověka při chůzi, běhu a skákání podle [31].

Při výpočtu odezvy modelu na dynamické zatížení od chodců byly amplitudy budících sil převzaty z Bachmannovy publikace [31], kde jsou uvedeny časové průběhy svislých kontaktních sil, kterými člověk působí na povrch stavební konstrukce (viz obrázek 58) při různých pohybových aktivitách. Při chůzi amplituda dynamické složky této síly může vycházet 280 N a tato hodnota byla použita při výchozím výpočtu. Ale při běhu tato hodnota od jedné osoby může vycházet kolem 1500 N, při skákání se jedná o 3500 N. Při výpočtu účinků vandalismu byla zadána amplituda síly, jakou by účastníci experimentu konstrukci zatěžovali, kdyby běželi, což je nejspíš o něco více, než jakou silou působili ve skutečnosti, protože pořád měli chodidla v kontaktu s povrchem konstrukce, tudíž dynamická složka síly byla menší než jejich tíha. Změna výsledků je na obrázku 59.

Tato síla v modelu už způsobovala větší odezvu na účinky vandalismu, než bylo naměřeno na skutečné konstrukci. Tudíž skutečná dynamická síla, kterou vandalové při experimentu in situ působili na nosnou konstrukci mostu nejspíš byla menší. Každopádně výsledkem je, že výsledky z modelu byly přibližně podobné skutečně naměřeným hodnotám. Přesnou velikost působící síly při experimentu je nemožné zjistit, už jen proto, že při experimentu mohly mít na konstrukci vliv i jiná zatížení. Na obrázku 60 je vykreslena odezva na odhad velikosti amplitudy dynamické síly 2 kN, která odpovídá účinku 1 kN od jedné osoby. Vypočtená úroveň kmitání je velmi blízká naměřeným hodnotám, kde byl vyhodnocen maximální výkmit 0,666 m/s<sup>2</sup>.



Obrázek 59: Zatížení konstrukce harmonickou silou o maximální hodnotě (amplitudě budící síly) rovnající se 3 kN. Nejvyšší dosažené zrychlení dosáhlo 1,09 m/s<sup>2</sup>.



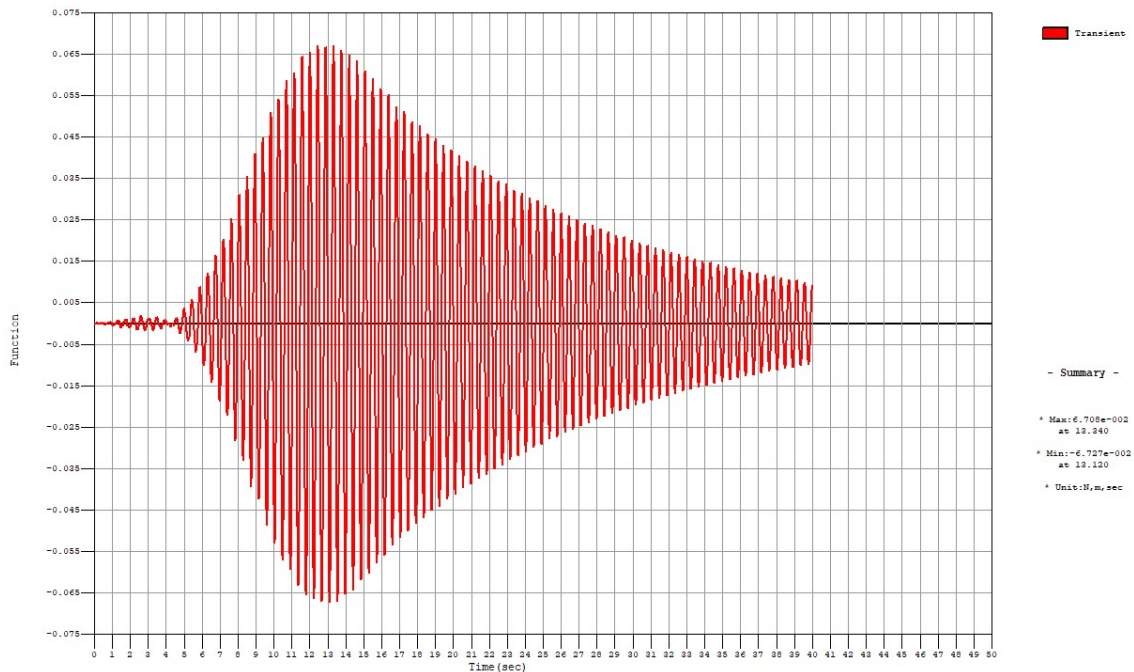
Obrázek 60: Dynamická odezva modelu na vandalismus modelovaný jako dynamické harmonické zatížení silou o amplitudě 2 kN.

### 10.3.3 Výpočet dynamické odezvy modelu na přechod chodců

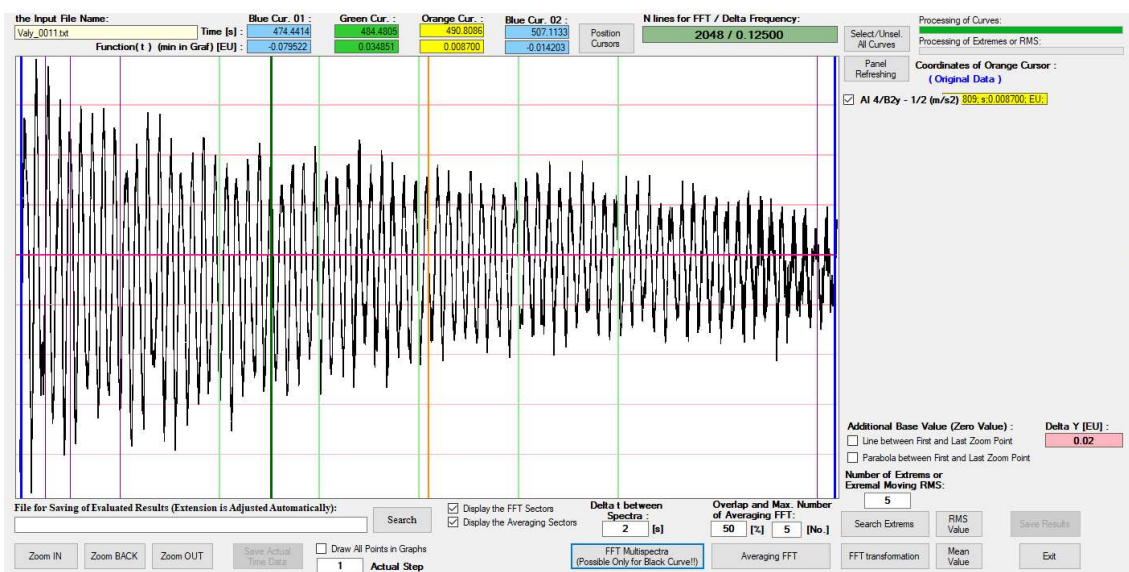
V modelu byl upraven útlum i u výpočtu dynamické odezvy na přechodu chodců, jak to výsledky ovlivnilo, je znázorněno na obrázku 61.

Hodnota maximálního zrychlení se sice téměř zdvojnásobila, ale nebylo o tolik, kolik se očekávalo. Proto se opět vyhodnotil útlum z odpovídajících naměřených dat. Ten se oproti velikosti útlumu

vyhodnocenému z odezvy mostu na vandalismus skutečně výrazně zmenšil, jak ukazují obrázky 62 a 63.



Obrázek 61: Vypočtená odezva konstrukce na přechod chodců po snížení útlumu. Maximální dosažené zrychlení mělo hodnotu 0,067 m/s<sup>2</sup>.



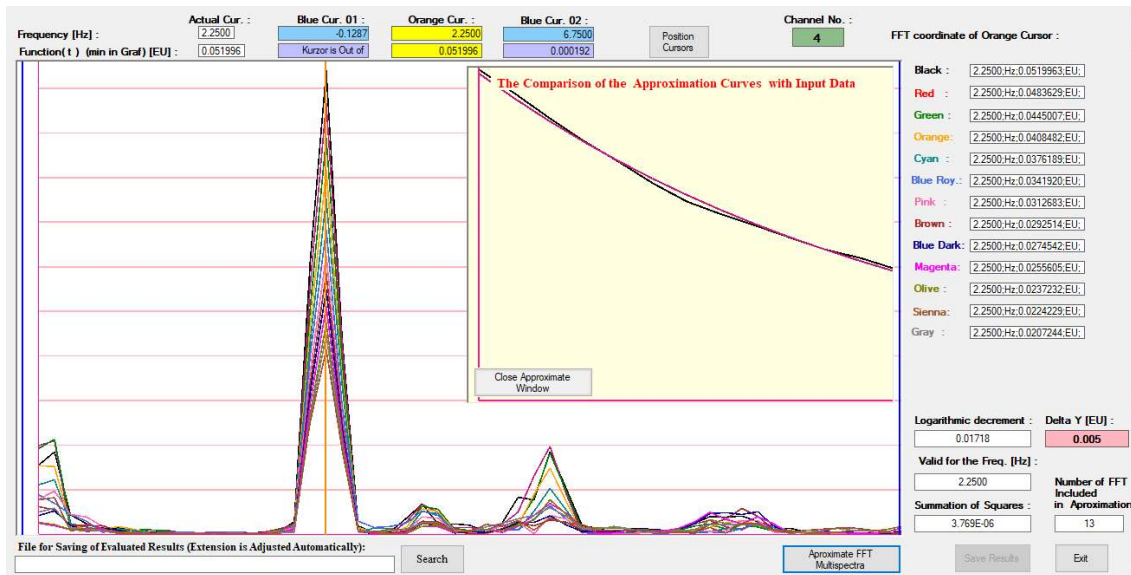
Obrázek 62: Záznam naměřených hodnot zrychlení při tlumeném volném kmitání po přechodu chodců.

Hodnota logaritmického dekrementu útlumu při přechodu chodců měla téměř poloviční hodnotu než při vandalismu. Poměrný útlum zde vycházel 0,00273.

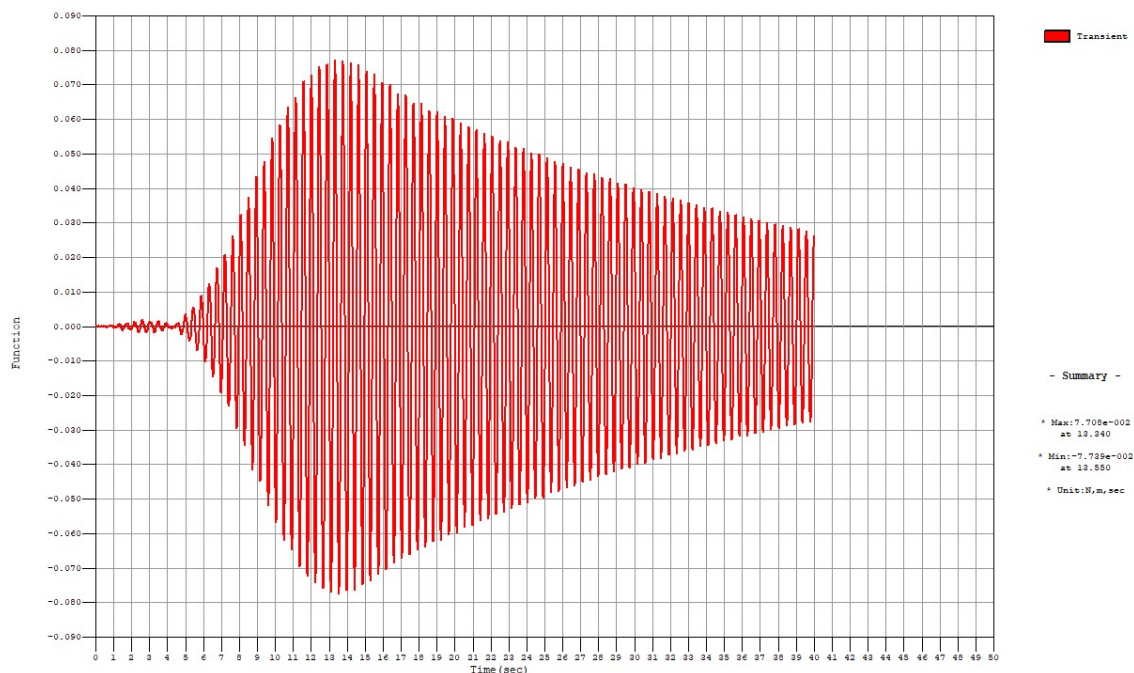
$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi} = \frac{0,01718}{2\pi} = 0,00273 \quad (24)$$

Příčinou rozdílných hodnot vyhodnoceného útlumu pro vandalismus a standardní přechody chodců je rozdílná úroveň volného tlumeného kmitání, ze kterého byl útlum vyhodnocován.

Jak tato změna ovlivnila výsledky, ukazuje obrázek 64.



Obrázek 63: Vyhodnocení logaritmického dekrementu útlumu metodou frekvenčních multispekter. Jeho hodnota vyšla 0,01718.

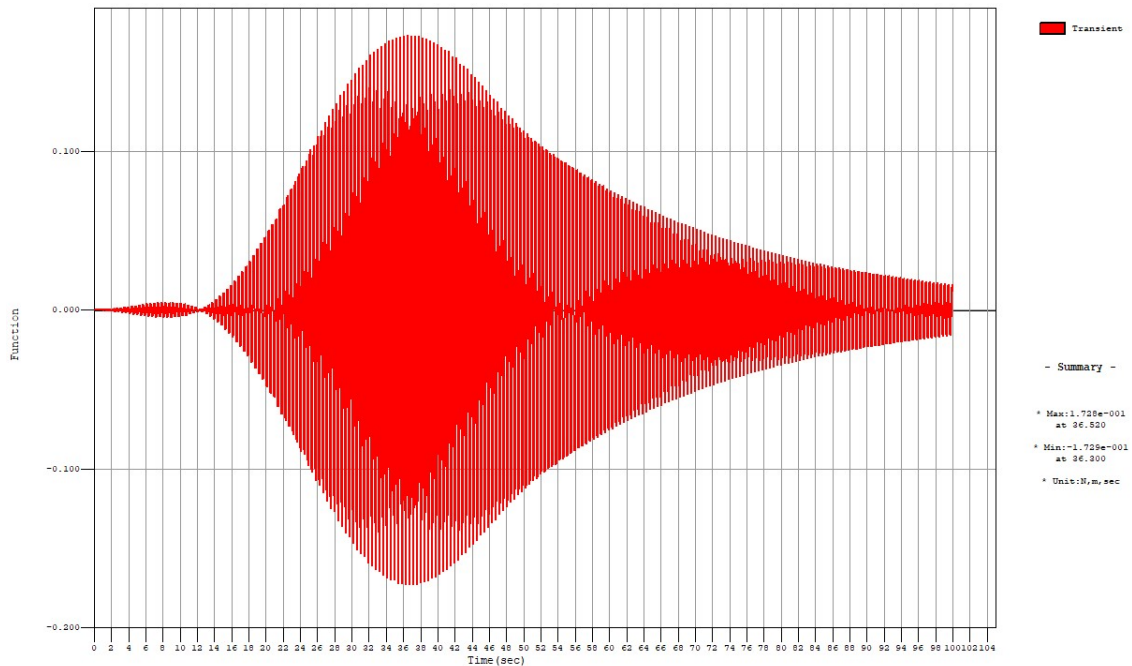


Obrázek 64: Průběh vypočtené odezvy modelu zrychlení na dynamické účinky chodců po změně útlumu. Extrémní hodnota je 0,077 m/s<sup>2</sup>.

Hodnota zrychlení se sice zvětšila, ale ne o tolik, aby to odpovídalo naměřeným hodnotám. Po zkoumání výsledků se usoudilo, že příčinou může být modelované rychlé zatěžování konstrukce. Zatížení bylo nahráno na body modelu ležící na příčnicích, což by značilo, že účastníci experimentu dělali kroky dlouhé 2,1 metru, což je osová vzdálenost příčníků. Navíc

přechod přes hlavní pole mostu by jim trval pouze 17,5 sekund, což na 84 metrů dlouhém hlavním poli znamená rychlost 17,28 km/h. Takovou rychlostí se určitě nepohybovali.

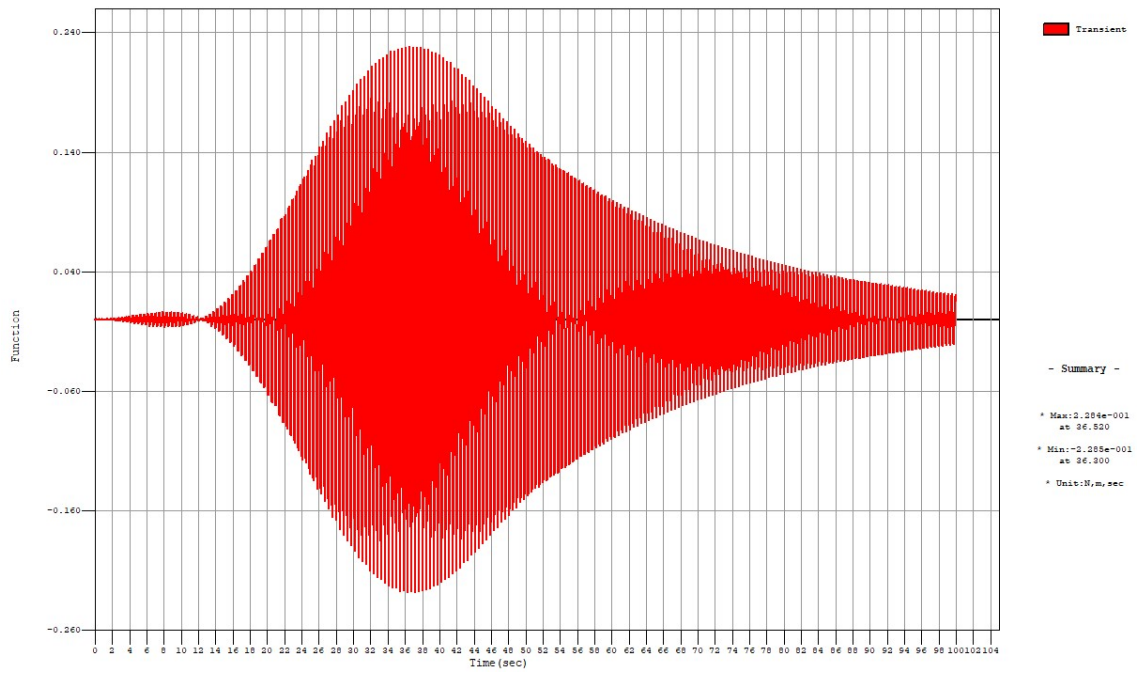
Rychlejší přechod mohl způsobit nedostatečné rozkmitání konstrukce. Z toho důvodu byly mezi každé dva příčníky v hlavním poli vloženy další dva body, kam byla soustředěna též modelovaná síla. Tím se délka kroku zkrátila na reálnějších 70 cm a rychlost se snížila na 5,76 km/h. Jak toto ovlivnilo výsledek výpočtu ukazuje obrázek 65.



Obrázek 65: Vypočtená odezva MKP modelu na přechod chodců po zmenšení rychlosti pohybu. Maximální zrychlení je 0,17 m/s<sup>2</sup>.

Tento graf už mnohem lépe odpovídá skutečnosti. Zrychlení 0,17 m/s<sup>2</sup> už se celkem blíží naměřené hodnotě 0,30 m/s<sup>2</sup>. Obzvláště, když si člověk uvědomí, že působící dynamická síla mohla být větší, protože oba účastníci experimentu byly větší postavy, a navíc se soustředili na zatěžování co největší silou. Odhadem mohli dohromady působit amplitudou dynamické složky kontaktní síly namísto 560 N hodnotou 740 N. Tato změna logicky ještě více zvětšila zrychlení vypočtené na modelu, jak ukazuje obrázek 66.

Zde už se hodnota vypočteného zrychlení velmi přiblížila naměřené hodnotě. Tím, že rychlost chůze nebyla měřena, ale pravděpodobně mohla být ještě pomalejší. Navíc působící budící síla mohla být o něco větší, navíc nebyla tak pravidelná, jako je modelována, tak se dá říct, že vypočtené hodnoty na modelu odpovídají skutečně naměřeným hodnotám zrychlení.



Obrázek 66: Vypočtená odezva MKP modelu na přechod chodců po navýšení amplitudy působící síly. Extrémní zrychlení má hodnotu  $0,23 \text{ m/s}^2$ .

# 11 Závěr

Cílem této práce bylo experimentálně ověřit skutečné chování mostu ve Valech pomocí dynamické zkoušky a vytvořit model, který odpovídá dynamickému chování reálné konstrukce a který splňuje požadavky normy ČSN 73 6209 na shodu.

Při experimentu byly zjištěny následující hodnoty vlastních frekvencí:

- 1. vlastní frekvence – 1,62 Hz – svislý tvar kmitání,
- 2. vlastní frekvence – 1,89 Hz – vodorovný tvar kmitání,
- 3. vlastní frekvence – 2,24 Hz – svislý tvar kmitání,
- 4. vlastní frekvence – 2,51 Hz – krouživý tvar kmitání,
- 5. vlastní frekvence – 3,04 Hz – svislý tvar kmitání,
- 6. vlastní frekvence – 3,47 Hz – svislý tvar kmitání,
- 7. vlastní frekvence – 3,84 Hz – krouživý tvar kmitání.

Dále bylo z výsledků experimentu vyhodnoceno maximální zrychlení hlavních nosníků, nejprve od přejezdu vozidel, následně od buzení přechodem chodců a vandalismem. Maximální naměřené hodnoty jsou uvedeny zde:

- nejvyšší naměřené svislé zrychlení od přejezdu vozidel  $0,253 \text{ m/s}^2$  bylo způsobené přejezdem velkého jeřábu,
- nejvyšší vodorovné zrychlení od přejezdu vozidel dosáhlo  $0,130 \text{ m/s}^2$  při přejezdu dodávky s přívěsem,
- maximální naměřené svislé zrychlení od přechodu chodců bylo vybuzeo uprostřed rozpětí hlavního pole při přechodu kročejovou frekvencí  $2,23 \text{ Hz}$  a mělo hodnotu  $0,31 \text{ m/s}^2$ ,
- maximální vodorovné zrychlení bylo naměřeno opět uprostřed hlavního pole při běhu kročejovou frekvencí  $3,78 \text{ Hz}$  a mělo hodnotu  $0,101 \text{ m/s}^2$ ,
- nejvyššího zrychlení celkově bylo dosaženo uprostřed rozpětí hlavního pole při pohupování dvou osob v kolenou o frekvenci  $2,23 \text{ Hz}$ , ve svislém směru dosahovalo hodnoty  $0,666 \text{ m/s}^2$ .

Z výsledků je patrné, že zkoumaný most jsou chodci schopni rozkmitat více než standardní silniční provoz.

Na základě těchto naměřených hodnot byl vytvořen a dále upravován model mostu tak, aby výsledky z něj co nejlíže odpovídaly naměřeným hodnotám. Výsledný model byl prutový s deskostěnovými prvky v místech betonové desky mostovky. Konečná podoba modelu vznikla po úpravě různých parametrů:

- tuhost připojení oblouku k hlavnímu nosníku,
- tloušťka desky a její odsazení od osy hlavních nosníků,
- hmotnost desky a chodníků,

- úprava ložisek,
- přidání veřejného osvětlení.

Výsledné hodnoty vlastních frekvencí z modelu i jejich odchylky vůči naměřeným hodnotám jsou následující:

- 1. vl. frekvence – 1,705 Hz – svislý tvar kmitání – odchylka 4,99 %,
- 2. vl. frekvence - 1,876 Hz - vodorovný tvar kmitání - odchylka -0,75 %,
- 3. vl. frekvence – 2,286 Hz – svislý tvar kmitání – odchylka 2,01 %,
- 4. vl. frekvence – 2,786 Hz – kroutivý tvar kmitání – odchylka 9,91 %,
- 5. vl. frekvence – 3,157 Hz – svislý tvar kmitání – odchylka 3,71 %,
- 6. vl. frekvence - 3,340 Hz – kroutivý tvar kmitání – odchylka -14,97 %,
- 7. vl. frekvence – 3,639 Hz – svislý tvar kmitání – odchylka 4,64 %.

Při vybudovaném vandalismu na modelu dosahovalo maximální zrychlení podobných hodnot jako při experimentu, stejně tomu bylo i u přechodu chodců.

Závěrem se dá říct, že vytvořený model odpovídá v rámci tolerancí stanovených normou (odkaz na ČSN 736209) skutečnému mostu ve Valech.



# 12 Bibliografie

- [1] MAREK, David. Výhled české ekonomiky pro rok 2020: Nejistá sezóna. *Deloitte* [online]. Česká republika, 2020 [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: [https://www2.deloitte.com/content/dam/Deloitte/cz/Documents/about-deloitte/vyhled\\_ceske\\_ekonomiky\\_2020.pdf](https://www2.deloitte.com/content/dam/Deloitte/cz/Documents/about-deloitte/vyhled_ceske_ekonomiky_2020.pdf)
- [2] ČTK. Nová mapa nejzatíženějších silnic v Praze. Aut přibývá, přestože nejvíc lidí jezdí MHD. *Aktuálně.cz* [online]. [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: <https://zpravy.aktualne.cz/ekonomika/doprava/pocet-aut-v-praze-stoupl-mezirocne-o-56-tisic-na-celkem-1-05/r~6008b9cc67fb11e89f2fac1f6b220ee8/>
- [3] ČTK. Lávka v pražské Troji se zřítila do Vltavy, dva lidé jsou těžce zranění. *Aktuálně.cz* [online]. [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: <https://zpravy.aktualne.cz/regiony/praha/lavka-u-trojskeho-zamku-se-zritila-do-vltavy-na-miste-zasahu/r~9b19266ed75f11e7ad1e0cc47ab5f122/>
- [4] BRUNER, Štěpán. Itálie otevírá nový janovský most. S ním přišlo i znárodnění správy dálnic. *E15* [online]. [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: <https://www.e15.cz/zahranicni/italie-otevira-novy-janovsky-most-s-nim-prislo-i-znarodneni-spravy-dalnic-1372106#:~:text=Nejhor%C5%A1%C3%AD%20ne%C5%A1t%C4%9Bst%C3%AD%20sv%C3%A9ho%20druhu%20v,nejz%C3%A1padn%C4%9Bj%C5%A1%C3%ADm%20ze%20t%C5%99%C3%AD%20vysok%C3%BDch%20pil%C3%AD%20C5%99%C5%AF.>
- [5] POLÁK, Michal. Úvod, experimentální sledování zatížení, experimenty na fyzikálních modelech, monitorování stavebních konstrukcí. *Katedra mechaniky ČVUT* [online]. Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2016 [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: [mech.fsv.cvut.cz](http://mech.fsv.cvut.cz)
- [6] POLÁK, Michal. *Experimentální ověřování konstrukcí 10*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999. ISBN 80-010-2032-0.
- [7] Výroční zpráva ČHMÚ: 2019. *Český hydrometeorologický ústav* [online]. [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: <https://www.chmi.cz/>
- [8] POLÁK, Michal. Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. *Katedra mechaniky ČVUT* [online]. Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2020 [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: [mech.fsv.cvut.cz](http://mech.fsv.cvut.cz)
- [9] TICHÝ, Jan. *Zatěžovací zkoušky stropních konstrukcí* [online]. Brno, 2013 [cit. 2021-02-01]. Dostupné z: [https://www.vutbr.cz/www\\_base/zav\\_prace\\_soubor\\_verejne.php?file\\_id=76409](https://www.vutbr.cz/www_base/zav_prace_soubor_verejne.php?file_id=76409). Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně. Vedoucí práce Ing. Petr Žítt.
- [10] ČSN 73 2030: *Statické zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí*. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019.

- [11] MÁČA, Jiří. I. Soustavy s jedním stupněm volnosti. *Katedra mechaniky ČVUT* [online]. Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2018 [cit. 2021-02-06]. Dostupné z: [mech.fsv.cvut.cz](http://mech.fsv.cvut.cz)
- [12] POLÁK, Michal. Dynamické zkoušky. *Katedra mechaniky ČVUT* [online]. Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2020 [cit. 2021-02-04]. Dostupné z: [mech.fsv.cvut.cz](http://mech.fsv.cvut.cz)
- [13] ČSN 73 2044: *Dynamické zkoušky stavebních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [14] LUFINKA, Aleš. Budiče. *Katedra částí a mechanismů strojů* [online]. Fakulta strojní, TU v Liberci, 2012 [cit. 2021-02-26]. Dostupné z: [http://www.kst.tul.cz/podklady/experimentalnimetody/prednasky/p2\\_budice.pdf](http://www.kst.tul.cz/podklady/experimentalnimetody/prednasky/p2_budice.pdf)
- [15] RŮŽIČKA, Milan, Josef JURENKA a Zbyněk HRUBÝ. Kumulace poškození. *Ústav mechaniky, biomechaniky a mechatroniky FS ČVUT* [online]. Fakulta strojní, ČVUT v Praze, 2015 [cit. 2021-02-27]. Dostupné z: [http://mechanika.fs.cvut.cz/content/files/DPZ/DPZ\\_2015\\_Hru03.pdf](http://mechanika.fs.cvut.cz/content/files/DPZ/DPZ_2015_Hru03.pdf)
- [16] SCHOLZ, David. *Postup stanovení zbytkové únavové životnosti vlakové nápravy*. Brno, 2016. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně. Vedoucí práce Doc. Ing. Luboš Náhlík, Ph.D.
- [17] ČSN 73 6209: *Zatěžovací zkoušky mostních objektů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019.
- [18] ČSN 73 6221: *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [19] PONTEX, s.r.o. a Ing. Ondřej DĚDEK. *Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 300 - ocelová konstrukce: č. přílohy 301 Technická zpráva OK*. 2019.
- [20] PONTEX, s.r.o. a Ing. Ondřej DĚDEK. *004 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 000 - souhrnná část: č. přílohy 004 Příčné řezy*. 2020.
- [21] *Společně: Časopis skupiny SMP*. 2020, .
- [22] PONTEX, s.r.o. a Ing. Ondřej DĚDEK. *003 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 000 - souhrnná část: č. přílohy 003 Podélný řez, pohled*. 2020.
- [23] PONTEX, s.r.o. a Ing. Ondřej DĚDEK. *002 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 000 - souhrnná část: č. přílohy 002 Půdorys*. 2020.
- [24] PONTEX, s.r.o., Ing. Kateřina DĚDEK a Ing. Kateřina PEJCHALOVÁ. *501 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 501 - příslušenství: č. přílohy 501 Technická zpráva*. 2020.
- [25] PONTEX, s.r.o., Ing. Ondřej DĚDEK a Ing. Petr VOJTÍŠEK. *201 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 -*

*Most přes Labem, Část 200 - spodní stavba: č. přílohy 201 technická zpráva.* 2019.

- [26] PONTEX, s.r.o., Ing. Ondřej DĚDEK a Ing. Jakub DVOŘÁK. *101 Realizační dokumentace stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 - Most přes Labem, Část 100 - založení: č. přílohy 101 Technická zpráva.* 2019.
- [27] POLÁK, Michal. *Valy\_frekvence.* 2020.
- [28] RYJÁČEK, Pavel, Michal POLÁK a Jiří LITOŠ. *Program dynamické zkoušky: Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO201 Most přes Labe ev. č. 32219-2* [online]. České vysoké učení technické v Praze, 2020 [cit. 2021-05-30].
- [29] VPÚ DECO PRAHA, a.s. a Ing. Petr DUPAČ. *Projektová dokumentace pro provádění stavby Silniční most přes Labe mezi Valy a Mělicemi, SO 201 Mostní objekt (ev.č.32219-2) - most přes Labe: Nosná konstrukce - tvar (část 1).* 2017.
- [30] BAŤA, Miloslav, Václav PLACHÝ a František TRÁVNÍČEK. *Dynamika stavebních konstrukcí.* 1. vyd. Praha: Nakladatelství techn. lit, 1987.
- [31] BACHMANN, Hugo. *Dynamic actions and vibration behaviour of partially prestressed footbridge and gymnasium beams | Dynamische Einwirkungen und Schwingungsverhalten teilweise vorgespannter Fussgaengerbrueckentraeger und Turnhallentraeger.* *Beton- und Stahlbetonbau.* 1991, 86(4), 86-90. ISSN 0005-9900.