



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh lávky „Božkov“ v Plzni**

Bozkov footbridge in Plzen

Bakalářská práce

**Vypracovala: Simona Pěchoučková**

Vedoucí bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2017





ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební  
Tháškova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pěchoučková Jméno: Simona Osobní číslo: 424389

Zadávací katedra: 133- Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh lávky "Božkov" v Plzni

Název bakalářské práce anglicky: Bozkov footbridge in Plzen

Pokyny pro vypracování:

Součástí řešení bude:

- návrh alternativního řešení přemostění "Božkov"
- rešerše na téma obloukových a zavěšených lávek pro pěší
- zpracování a posouzení koncepčního návrhu dvou hlavních variant
- detailní posouzení hlavních konstrukčních prvků výsledné varianty


Seznam doporučené literatury:


Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar PhD.

Datum zadání bakalářské práce: 23/2/2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28/5/2017

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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.*

23.2.2017  
Datum převzetí zadání

  
Podpis studenta(ky)



## **Abstrakt**

Předmětem mé bakalářské práce je návrh konstrukce lávky pro pěší přes řeku Úslavu v městské části Božkov v Plzni. Jedná se o alternativní návrh stávající lávky. Vytvořila jsem několik návrhů a následným porovnáním výhod a nevýhod jsem se dostala k variantě, která je dle mého názoru nejlepší.

Má bakalářská práce se skládá z komentovaného statického výpočtu a výkresů.

Nosná konstrukce lávky je tvořena obloukovou konstrukcí, na které je uložena oblouková mostovka. Celou konstrukci uvažuji jako železobetonovou. Posouzení konstrukce a návrh výztuže je proveden ručním výpočtem dle norem s pomocí modelu ve výpočtovém programu Scia Engineer.

## **Klíčová slova**

Lávka pro pěší, oblouková konstrukce, zavěšená konstrukce, zakřivená konstrukce, deformace, vlastní tvary kmitání, beton, zatížení.

## **Abstract**

The topic of my bachelor thesis is a design of the constructure of a pedestrian bridge over the Úslava river in city part of Božkov in Pilsen. It is an alternative proposal of the existing footbridge. I have made several suggestions, and by comparing the advantages and disadvantages I created the one which is, in my opinion, the best.

My bachelor thesis consists the cement of static analysis and drawings.

The load-bearing construction consists arched construction on which the arched bridge deck is mounted. The whole constructure is made by reinforced concrete. The construction design and the reinforcement design is preformed by a manual calculation in accordance with the standards by using the calculation model in Scia Engineer.

## **Keywords**

Pedestrian bridge, arched construction, suspended bridge, curved structure, deformation, dynamic analysis, concrete, load.

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Praze dne 28.5.2017

.....

Simona Pěchoučková





## **Poděkování**

Ráda bych na tomto místě poděkovala vedoucímu své bakalářské práce panu Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za vedení, cenné rady, energii a čas, který mně a mé práci věnoval.

.....  
Simona Pěchoučková



## Obsah

OBSAH .....	11
<b>1 REŠERŠE .....</b>	<b>13</b>
1.1 OBLOUKOVÉ MOSTY .....	15
1.1.1 Obecná problematika obloukových mostů .....	15
1.1.2 Inspirace .....	17
1.2 ZAVĚŠENÉ MOSTY .....	20
1.2.1 Obecná problematika zavěšených mostů .....	20
1.2.2 Inspirace .....	22
<b>2 NÁVRH VHODNÉHO ŘEŠENÍ LÁVKY .....</b>	<b>26</b>
2.1 STÁVAJÍCÍ STAV .....	28
2.2 VARIANTY ŘEŠENÍ .....	29
2.2.1 Varianta 1 – Prefabrikovaný nosník .....	30
2.2.2 Varianta 2 – Monolitická deska, třípolový nosník .....	31
2.2.3 Varianta 3 – Obloukový most, horní mostovka .....	32
2.2.4 Varianta 4 – Obloukový most, mezilehlá mostovka .....	33
2.2.5 Varianta 5 – Zavěšený most .....	34
2.2.6 Varianta 6 – Zavěšený most se zakřiveným půdorysem .....	35
2.2.7 Zhodnocení variant .....	37
<b>3 PODROBNĚJŠÍ NÁVRH KONSTRUKCÍ .....</b>	<b>37</b>
3.1 OBLOUKOVÝ MOST .....	37
3.2 ZAVĚŠENÝ MOST .....	44
3.3 VYHODNOCENÍ VARIANT .....	49
<b>4 NÁVRH OBLOUKOVÉ KONSTRUKCE .....</b>	<b>50</b>
4.1 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE .....	50
4.1.1 Ztížení konstrukce vlastní tíhou .....	50
4.1.2 Sedání podpěr .....	50
4.1.3 Zatížení větrem .....	50
4.1.4 Zatížení teplotou .....	53
4.1.5 Zatížení sněhem .....	54
4.1.6 Rovnoměrné zatížení chodci .....	55
4.1.7 Soustředěné zatížení .....	57
4.1.8 Obslužné vozidlo .....	57
4.1.9 Mimořádný výskyt vozidla na lávce .....	57
4.1.10 Vodorovné síly na konstrukci .....	58
4.1.11 Schéma všech zatížení konstrukce .....	58

4.2	KOMBINACE .....	59
4.3	ÚPRAVA GEOMETRIE LÁVKY .....	65
4.3.1	Zmenšení rozpětí spodního oblouku a posunutí základů .....	65
4.3.2	Zvětšení tloušťky dolního oblouku na variantě předešlé .....	69
4.3.3	Větší vzepětí než v předchozích variantách .....	73
<b>5</b>	<b>NÁVRH VÝZTUŽE A POSOUZENÍ PRŮŘEZU .....</b>	<b>76</b>
5.1	MATERIÁLY .....	76
5.2	KRYCÍ VRSTVA VÝZTUŽE .....	76
5.3	NÁVRH VÝZTUŽE A POSOUZENÍ MSÚ .....	77
5.3.1	Řez 1-1 .....	78
5.3.2	Řez 2-2 .....	83
5.3.3	Řez 3-3 .....	85
5.3.4	Řez 4-4 .....	92
5.3.5	Posouzení na kroucení .....	96
5.3.6	Rozdělovací výztuž .....	96
5.4	POSOUZENÍ NA MPS .....	96
5.4.1	Omezení napětí v průřezu .....	96
5.4.2	Mezní stav přetvoření .....	98
<b>6</b>	<b>TECHNOLOGIE VÝSTAVBY LÁVKY .....</b>	<b>98</b>
<b>7</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>100</b>
	POUŽITÁ LITERATURA .....	101
	<i>Normy</i> .....	101
	<i>Publikace</i> .....	101
	<i>Internetové zdroje</i> .....	102
	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	103
	SEZNAM TABULEK .....	105
	SEZNAM FOTOGRAFIÍ .....	106

# 1 Rešerše

Úkolem této bakalářské práce je vyřešení alternativních variant lávky. Mostní objekt je nedílnou součástí dopravní cesty (pozemní komunikace, dráhy nebo vodní cesty) v místě, v němž je třeba překonat přírodní nebo umělou překážku přemostěním, popř. zvolit obdobné řešení z vodohospodářských, ekonomických, ekologických nebo estetických důvodů. Může také sloužit při stavbě k montážním účelům. Pojem mostní objekt dělíme na tři skupiny a to mosty, propustky a lávky.

Lávka je most mostní objekt, který má kolmou světlost alespoň jednoho mostního otvoru větší než 2,0 m. Tento mostní objekt je obvykle tvořen spodní stavbou, nosnou konstrukcí, svrškem, vybavením, přidruženými částmi. Lávka na rozdíl od mostu, slouží chodcům, cyklistům, nebo chodcům i cyklistům zároveň.

Pro lávky je rozhodující především celková světlost, měřená kolmo k toku. Ta musí být tak velká, aby povodňová voda odtékala rychlostí, která neohrožuje koryto vodoteče vymíláním a podpěry podemletím. Hladina vody nad mostem musí být tak velká, aby nedocházelo k zaplavení okolí lávky. Není ale žádoucí, aby se snižovala rychlost proudění v korytě následkem rozšíření dna pod hodnotu, při které by mohlo docházet k zanášení řečiště.

Historický vývoj konstrukcí lávek, použití materiálů a technologií jejich výstavby, je prakticky shodný se souběžným vývojem silničních mostů. Ačkoliv se lávky pro chodce z architektonického hlediska podobají mostům, umožňují použití značně odlišných estetických a technických postupů jak při vlastním návrhu tak i při jeho realizaci.

V poslední čtvrtině 20. století se projevil výrazný nárůst zájmu o chodníky pro pěší a cyklisty. Do té doby byly chodníky samozřejmou součástí silničních a železničních mostů. Tento pokrok nabídl projektantům velkou možnost rozvoje jejich fantazie za současného dodržení funkčních a estetických požadavků.

Zatížení, které působí na mosty a lávky, můžeme stejně jako u ostatních objektů rozdělit podle doby trvání na stálé a nahodilé. Mezi stálé zatížení patří zatížení vlastní tíhou a tíhou ostatních stálých částí mostu, které jsou konstrukcí nesený. Nahodilé zatížení je dáno tíhou projíždějící dopravy, procházejícím davem chodců, tlakem větru, tlakem proudící vody a ledu, tlakem zeminy, násypů, příjezdů na mostní opěry a sněhem.

Dalším rozhodujícím zatížením mimo stálá zatížení je dynamické zatížení konstrukce, které vzniká vlivem přejíždění nerovností konstrukce vozovky, z pohybu nevyvážených částí strojů a podobně.

Při návrhu konstrukce je důležité splnit požadavky, které jsou danou konstrukcí požadovány. Mezi základní požadavky patří splnění podmínek o prostorovém uspořádání a o zatížení, doplněných požadavky na zatížení. Statický výpočet má prokázat, že celý mostní objekt splňuje požadovanou bezpečnost. Statický výpočet patří vždy mezi nezbytnou část projektové dokumentace.

Pro stavbu každé mostní konstrukce je důležité nebrat v úvahu jen současný stav dopravy, ale musí se počítat i s nárůstem dopravy.

Mezi doplňující požadavky patří ekonomické požadavky, které ovlivňují volbu materiálu, stavební technologie, rychlost výstavby, požadavky na životnost. Dalším požadavkem je především estetické hledisko a požadavky životního prostředí. Splnění těchto požadavků ovlivňuje tvar, rozpětí a rozměry jednotlivých prvků konstrukcí. Do návrhu mohou vstoupit i další požadavky konkrétního místa, například z geologických poměrů, vojenských požadavků, nebo například pokud se konstrukce nachází v jinak chráněném území.

Vzhledem k tomu, že stav na mezi únosnosti a stav na mezi provozu jsou na sobě nezávislé, je proto důležité, aby konstrukce byla posouzena na oba stavy. Oba dva mezní stavy vychází z principu porovnání silových nebo přetvárných účinků výpočtového zatížení s limitní hodnotou tohoto účinku.

Při posuzování mezního stavu únosnosti (MSÚ) se uvažuje se ztrátou únosnosti nebo použitelnosti konstrukce. Musíme proto posoudit dosažení pevnosti materiálu, vybočení jednotlivých prvků, převržení, posunutí, nadzdvihnutí a vznik tvarově neurčité soustavy konstrukce. Jedná se o mezní stav, při kterém musíme přerušit provoz na konstrukci vlivem plastického přetvoření materiálů, posunutí styčnicku dotvarováním apod.

U mezního stavu použitelnosti (MSP) vycházíme z provozních účinků zatížení. Je důležité posoudit průhyby, pootočení a sedání konstrukce. Z dynamického zatížení sem patří nepřijatelné kmitání, jako je například nepřijatelná velikost amplitudy kmitání. Do výpočtu je důležité zahrnout i vznik a nepřijatelné rozevření trhlin a změnu polohy konstrukce. [12]

## **1.1 Obloukové mosty**

### **1.1.1 Obecná problematika obloukových mostů**

Obloukové mosty mají jako hlavní znak zakřivenou střednici hlavní nosné konstrukce ve svislé rovině do tvaru, který je blízký tvaru výslednicové čáry od stálého zatížení. Zakřivením střednice vznikají i při působení svislého zatížení vždy šikmé podporové reakce  $R$ , které jsou větší, čím plošší je oblouk. Tím, že se volí tvar střednice blízký tvaru výslednicové čáry zatížení od stálého zatížení, jsou při tomto zatížení průřezy oblouku namáhány téměř centrickým tlakem, což je z hlediska hospodárnosti v betonových konstrukcích nejvhodnější řešení. Ohybové momenty vznikají především díky pohyblivému zatížení, nebo popřípadě vlivem objemových změn.

Obloukové mosty jsou uzavírajícím stupněm vývoje kamenných mostů. Obloukové mosty mají hlavní konstrukci opřenou o neposuvné a prakticky nepoddajné opěry, a to jako klenbu nebo soustavu obloukových žeber. Dokonalé nepoddajnosti ale nemůžeme nikdy dosáhnout, ani když založíme na skále.

Mostovka je část konstrukce mostu, složená z příčníků a podélníků. Přenáší hmotnost vozovky a její zatížení projíždějícími vozidly na hlavní nosníky.

Mostovka bývá podepřena vzpěrami, nebo je na oblouku zavěšena na závěsech, případně se použije kombinace vzpěr a táhel pokud se bude jednat o mezilehlou mostovku.

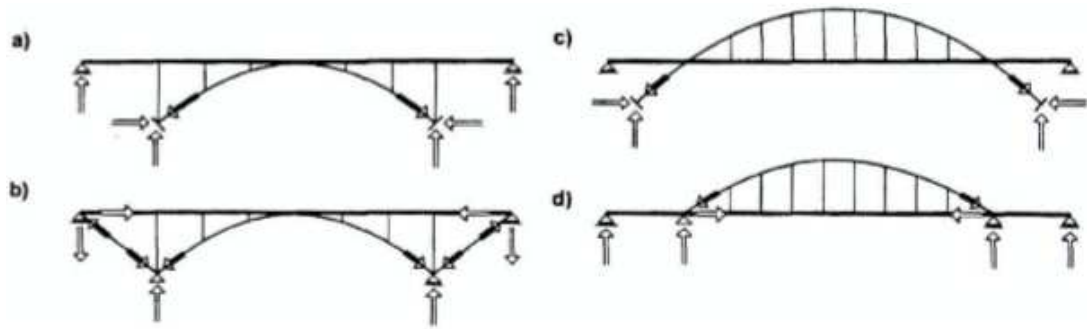
U obloukových mostů je hlavním charakteristickým znakem poměr vzepětí  $f$  k rozpětí  $l$ , což je tzv. poměrné vzepětí. Poměr  $f/l$  se pohybuje v rozmezí od 1 do 1/15. Příliš vysoké oblouky jsou neekonomické, jelikož se neúměrně zvyšuje spotřeba betonu v oblouku. Naopak u příliš nízkých oblouků jsou průřezy oblouku značně namáhány, deformace střednice roste často k hodnotám, které již nejsou zanedbatelné, takže ovlivňují velikost vnitřních sil. Proto se musí uvažovat teorie druhého řádu.

Deformace střednice vznikají nejen od zatížení, ale také od deformací vlivem vedlejších účinků a od dotvarování.

Další důležitou charakteristikou je štíhlost oblouku. Štíhlost oblouku je charakterizována poměrem výšky průřezu  $d_s$  ve vrcholu k rozpětí  $l$ . U vetknutých oblouků se poměr pohybuje mezi 1/65 až 1/100, u žebrových průřezů jsou hodnoty vyšší 1/55 až 1/80. Důležitá hranice je 1/100, která tvoří pomyslnou hranici mezi tlustými a štíhlými oblouky. Na rozdíl od tlustých oblouků se u štíhlých oblouků musí řešit geometrická nelinearita, a hlavně v případě dotvarování betonu, vyloučení tažených oblastí atd.

Obloukové mosty s horní mostovkou jsou vhodné pro přemostění hlubokých údolí s dobrými základovými poměry, ale když jsem hledala inspiraci pro vhodné řešení variant lávky Božkov, našla jsem i několik lávek, které mají horní mostovku, ale slouží k přemostění řek. Pro přemostění řek jsou ale nejvhodnější lávky s dolní mostovkou. Myslím si ale, že z estetického hlediska je přijatelnější lávka s horní mostovkou, jelikož nevytvoří tak dominantní konstrukci.





Obrázek 1 - Působení vnitřních sil na jednotlivých typech obloukových konstrukcí  
a)oblouk s horní mostovkou, b) samokotvený oblouk s horní mostovkou, c) oblouk s dolní mostovkou,  
d) samokotvený oblouk s dolní mostovkou (Langrův trám)

U obloukových konstrukcí závisí ohybové namáhání mostovky a oblouku především na poměru jejich tuhosti. Tuhý oblouk může být navržen s ohybově měkkou mostovkou a naopak štíhlý oblouk vyžaduje ohybově tuhou mostovku.

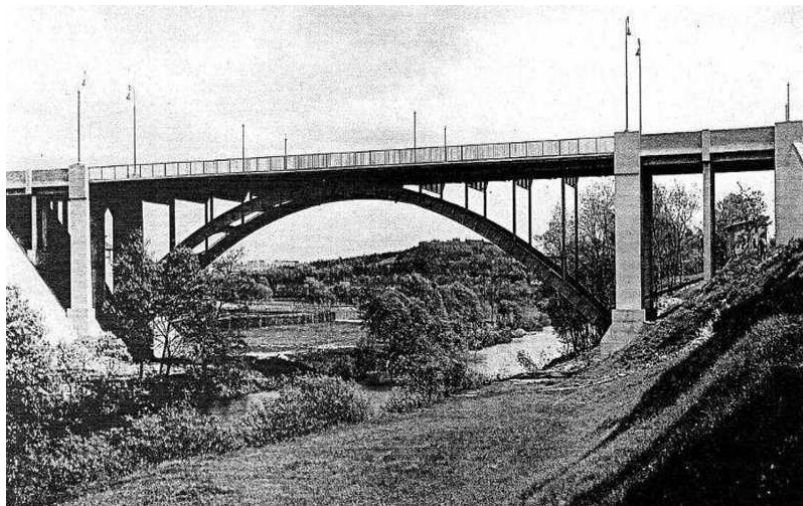
### 1.1.2 Inspirace

Při hledání inspirace pro vhodné varianty jsem se poprvé setkala s obloukovým mostem s horní mostovkou při procházce v Plzni, v městské části Doudlevec, kolem řeky Radbuzy. Tento most nese název Tyršův most. Most byl postaven v roce 1933 podle projektanta Ing. Františka Faltuse, který byl konstruktérem v Mostárně a plechárně Škodových závodů, která také konstrukci vyrobila.

Tyršův most je považován za technickou památku, neboť v době jeho vzniku byl prvním ocelovým obloukovým celosvařovaným mostem nejen v naší republice, ale i na celém světě. Současně byl tento most v době svého vzniku zařazen mezi pět nejdůležitějších světových staveb. V roce 1995 proběhla celková rekonstrukce mostu a z původní konstrukce zůstaly zachovány pouze nosné oblouky. Z památkového hlediska se rekonstrukce považuje za nepovedenou. [11]

Dříve tvořily dva hlavní plnostěnné nosníky dvoukloubové oblouky. Oblouky byly od sebe vzdáleny 6,3 m. Rozpětí oblouků 50,6 m a vzezření 10,4 m. Původní záměr byl, že most bude celý kovový, nakonec byly dvě krajní pole o rozměrech 2x5,5 m železobetonové se šesti podélnými trámy spojenými horní deskou. Pohledově byla tato část oddělena plným betonovým zábradlím.

Při rekonstrukci byly i přes protesty památkářů betonové konstrukce vyměněny za kovové. Bohužel se při rekonstrukci ztratily i původní pamětní desky. [11]



Obrázek 2 - Tyršov most v Plzni po výstavbě [14]



Fotografie 1 - Tyršov most v Plzni dnes

Pokud mluvíme o Tyršově mostě, bavíme se o ocelové konstrukci. Pokud ale chceme najít inspiraci mezi betonovými mosty, nemusíme chodit moc daleko. Tyršov most a most Milénia jsou od sebe vzdáleny přibližně 2,6 km.

Most Milénia má světlost oblouku okolo 65 m a vzepětí 9 m. Celková délka přemostění je 134,5 m. Most je v přímém směru rozdělen na dva samostatné mosty (povodní a protipovodní). Betonové oblouky jsou vetknuty to masivních betonových bloků.

Nosná konstrukce je spojitá, předpjatá segmentová konstrukce s monolitickou spráženou deskou o sedmi polích. Tento most ale neslouží pro pěší. Pro pěší a cyklisty je vedle mostu postavena lávka, která je zvaná Kožíškova.



Fotografie 2 - Most Milénia v Plzni

Oba dva mosty mají rovnou mostovku. Já musím ale přemostit poměrně mělké území, jelikož oba břehy jsou zhruba ve stejné výšce. Z důvodu zachování minimální návrhové výšky nad návrhovou hladinou, která je 2,0 m. Proto bych proto raději navrhla obloukovou mostovku.

Při hledání inspirace jsem objevila lávku na obchvatu Olomouce u Topolan. Tato lávka je řešena jako předpjatý pás podepřený betonovým obloukem. Délka nosné konstrukce je 83 m, kdy maximální rozpon oblouku je 64 m.



Fotografie 3 - Lávka na obchvatu Olomouce u Topolan

Při pozdějším pozorování mého okolí jsem zjistila, že pod podobnými mosty často jezdím a nikdy jsem si jich nevšimla. Jednou takovou lávkou je například lávka přes dálnici D5 u Cekova nebo nadjezd v Praze – Ruzyni.

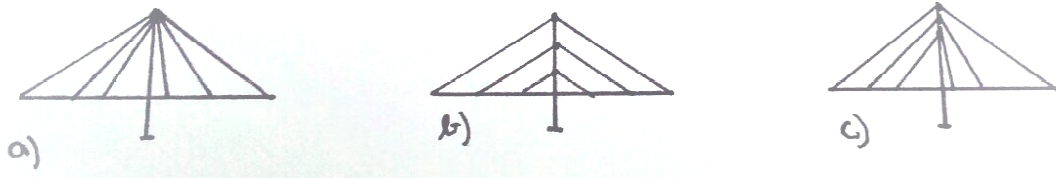
Dalšími podobnými konstrukcemi je například nadjezd u Bradčic, kde se nachází oblouk tvořený ocelovou trubkou vyplněnou betonem s mostovkou z předpjatého betonu. Podobná lávka je také na obchvatu Loun a poslední lávka, kterou zmíním je lávka přes řeku Svratku v Brně.

## **1.2 Zavěšené mosty**

### **1.2.1 Obecná problematika zavěšených mostů**

Nosný systém zavěšených konstrukcí se skládá z pylonů, vodorovné nosné konstrukce a šikmých závěsů. Závěsy nám slouží k přenášení účinků zatížení z vodorovné nosné konstrukce přímo do pylonů. K tomu, aby závěsy mohly skutečně působit, je důležité, aby úhel mezi závěsy byl minimálně  $25^\circ$ , čímž je ovlivněna také výška pylonů.

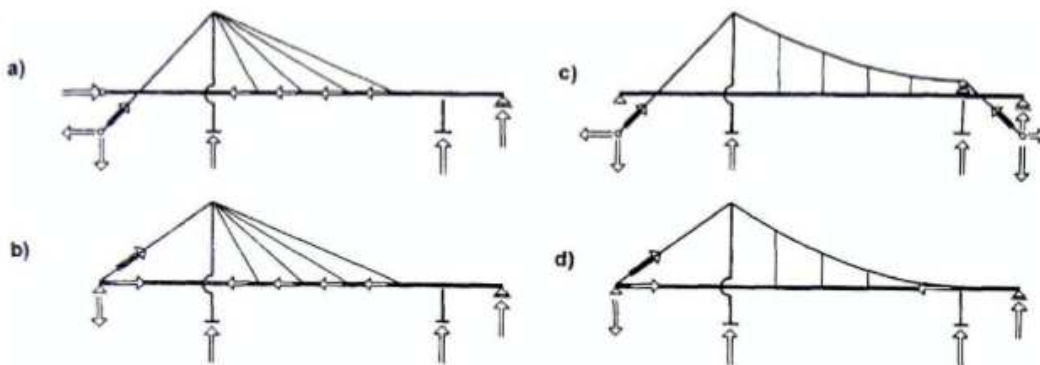
Zavěšené konstrukce dělíme podle polohy lan do tří skupin a to vějířové, harfové a poloharfové uspořádání závěsů.



Obrázek 3 - Dělení zavěšených mostů

a) vějířové uspořádání, b) harfové uspořádání, c) poloharfové, nebo někdy nazývané i polovějířové zavěšení

Vějířové uspořádání je nejúspornější z hlediska spotřeby oceli na závěsy, naopak může způsobit konstrukční potíže vzhledem k umístění všech závěsů do poměrně krátkého úseku horní části pylonu. Jedná se o nejméně estetické řešení, kdežto harfové je považováno za nejvíce estetické řešení. Harfové uspořádání je i výhodné z hlediska řešení kotvení lan v pylonu, jelikož lana kotvíme do polohy, aby závěsy byly rovnoběžné. Nevýhodou je ale velké spotřeby oceli. Proto je nejvýhodnější používat kompromis těchto řešení a to poloharfové uspořádání lan. [10]

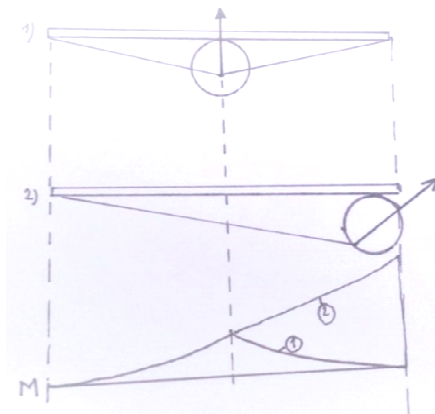


Obrázek 4 - Vnitřní síly na zavěšených konstrukcích

a) zavěšená konstrukce, b) samokotvená zavěšená konstrukce, c) visutá konstrukce, d) samokotvená visutá konstrukce [10]

U zavěšených konstrukcí závisí velikost ohybového namáhání mostovky především na výšce pylonu. Budeme-li mít pylon dostatečně vysoký, můžeme navrhnout pouze štíhlou mostovku. Tuhost systému je pak dána tuhostí závěsných kabelů, které jsou namáhány velkým únavovým namáháním. Je-li mostovka tvořena

ohybově tuhým nosníkem, lze zmenšit výšku pylonu. Závěsné kabely pak mají charakter vnějšího předpětí. Jejich únavové namáhání je pak také menší.



Obrázek 5 - Ohybové momenty podle polohy zavěšení

Podíváme-li se na předchozí obrázek, můžeme vidět, jak se liší velikost ohybového momentu s polohou hlavního nosníku. Pokud máme pylon jen na jedné straně konstrukce, je lepší nosník vyosít směrem k pylonu, aby se moment lépe přenesl.

## 1.2.2 Inspirace

Nejbližší zavěšená lávka mému bydlišti je lávka v Plzni, v městské části Černice. Lávka je řešena jako ocelový komorový trám o jednom poli s ortotropní mostovkou. Ortotropní mostovka je ocelová deska mostovky vyztužená podélnými a příčnými výztuhami (obvykle spolupůsobící s hlavní nosnou konstrukcí). Mostovka je zavěšena na šikmém pylonu tvořeném ocelovou troubou, umístěném na konci lávky na černické straně.

Délka nosné konstrukce se pohybuje okolo 65 m a rozpětí je vzhledem k nosnému systému stejné jako délka nosné konstrukce.



Fotografie 4 - Lávka přes dálnici D5 v Plzni – Černice

Další zavěšený most, se kterým jsem se setkala, byl na Jižní Moravě. Jižně od Brna směrem na Hustopeče se nachází město Židlochovice. V Židlochovicích nenajdeme jen zámek, ale také velmi zajímavý zavěšený most.

Most je tvořen jedním mostním polem o délce nosné konstrukce 51,500 m a rozpětí 49,500 m. Mostní pole je z prefabrikovaných předpjatých nosníků a je zavěšené na dvojici šikmých ocelových pylonů, které měří okolo 23 m. Mostovka je zavěšena na ocelových lanech. Každý pylon nese 8 lan ve směru k levému břehu a 12 lan ve směru k pravému břehu. Celkem je mostovka zavěšena na 40 ocelových lanech o průměru 12,1 cm. [11]

Volná šířka mezi zábradlím je 18,300 m. Vzhledem k tomu, že je zde dostatek místa, nevedou přes most pouze dva silniční pruhy, ale rovnou tři. Nejvyšší povolená hmotnost vozidel je 25 t.



Fotografie 5 - Most přes Svratku v Židlochovicích

Při navrhování vhodných variant jsem nechtěla zůstat jen u klasických půdorysně přímých řešení, proto jsem se pustila do půdorysně zakřivené lávky. Ráda bych se zabývala z konstrukčního hlediska nejjednodušším řešením. Přišla jsem proto s nápadem udělat v obloukách šikmé pylony. Od mého vedoucího bakalářské práce jsem se dozvěděla, že podobná lávka se nachází na Barrandově, vedoucí přes vnitřní okruh.

Na samostatnou konstrukci lávky se chodec dostane pomocí rampy, kdy je nutné překonat přibližně 11 m velký výškový rozdíl, aby nebyl nijak omezen provoz na okruhu. Lávka je nasvícena scénickým osvětlením, přičemž tvoří velmi zajímavý pohled na lávku nejen během dne, ale i ve večerních a nočních hodinách.

Lávka má půdorysný tvar písmene S. Je navržena jako prostorová předpjatá ocelová konstrukce o délce nosné konstrukce 104 m a maximálním rozpětí 45,130 m. Celá nosná konstrukce je rozdělena do devíti polí. Šířka průchozího prostoru je 2,940 m.



Nosná konstrukce je tvořena otevřenou mostovkou s příčnicí, podélníky a příhradovým ztužením, s ocelovým hlavním nosníkem a lehkou členěnou podlahou. Hlavní nosník je tvořen trubkou zakřivenou polygonálně do tvaru písmene S. K nosníku jsou po třech metrech přivařeny vějířovitě příčnice, k nimž jsou připojeny vnitřní podélníky a ztužení, které podpírají mostovku a ztužující konstrukci.

Podlaha je tvořena z plechových děrovaných profilů s protiskluznou úpravou. Děrování profilů zajišťuje odvod vody a dostatečné protiskluzné vlastnosti.

Tyčové závěsy jsou uspořádány vějířově a jsou připojeny k příčnicím mostovky. Závěsy jsou připojeny na dva protisměrné šikmé pylony a přes zpětný závěs zakotveny do základového bloku. Pylony tvoří lehká trubková konstrukce typu Vierendeelova nosníku, což je trubková konstrukce tvořící obdélníkové a ne trojúhelníkové otvory. Na horním konci je navržen vrchlík, který umožňuje složité napojení pásů a šesti styčnickových plechů pro čepy táhel.

Opěry a pylony lávky jsou založeny hlubinně na velkopřůměrových pilotách o průměru 900 mm. Uvnitř hlavního nosníku jsou navrženy pohlcovače kmitání, které zajišťují chodcům potřebný komfort. Ocelové zábradlí výšky 1,100 m je po obou stranách lávky připevněno ke krajním podélníkům.



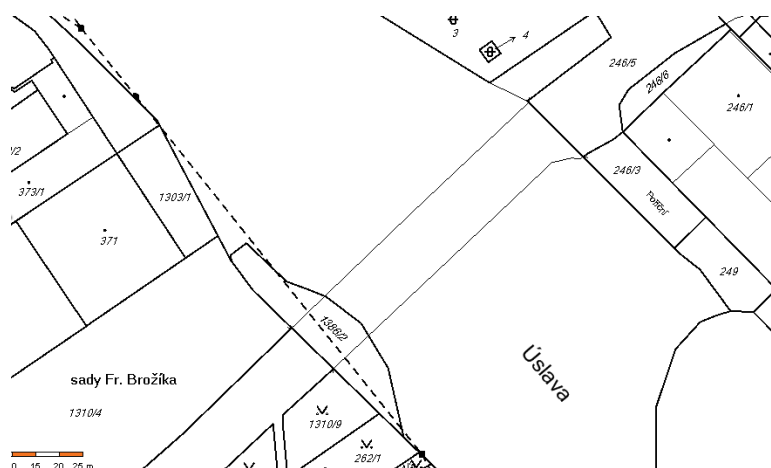
Fotografie 6 - Lávka Barrandov



Fotografie 7 - Lávka Barrandov - detail

## 2 Návrh vhodného řešení lávky

Mým zadáním je návrh a umístění vhodného konstrukčního řešení lávky pro chodce a cyklisty přes řeku Úslavu. Lávka se nachází v okrajové části katastrálního území Plzně – Božkova, na parcelních číslech 246/5, 1386/2 a 1310/1.



Obrázek 6 - Katastrální mapa

Zajišťuje plynulé spojení pěších a cyklistů od stávající cyklostezky z Koterova směrem ke sportovnímu parku a dále ke stávající cyklostezce směrem na Lobzy a oblast Boleveckých rybníků.



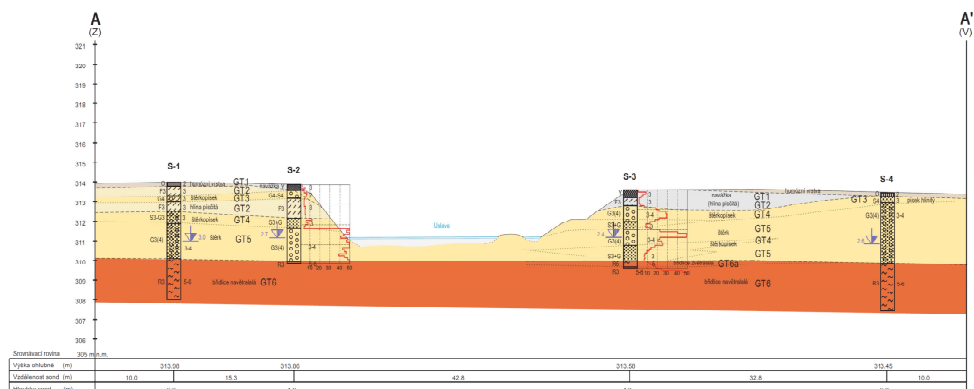
Obrázek 7 - Situace širších vztahů s vyznačeným zájmovým územím



Obrázek 8 - Letecký pohled na zájmové území

V zájmovém území byl proveden geotechnický průzkum firmou Gekon s.r.o. v prosinci 2011. Výsledky se nachází pod archívním číslem 12/2011. Dva metry pod úrovní vody se nachází zvětralá břidlice. Zbytek zeminy jsou písky a štěrkopísky.

SCHEMATICKÝ GEOLOGICKÝ ŘEZ A - A'  
Měřítko 1 : 250/100



Obrázek 9 - Geotechnický průřez

## 2.1 Stávající stav

V současné době je lávka tvořena konstrukcí se zabetonovanými nosníky, které jsou uloženy na krajních plošně založených opěrách s rovnoběžnými křídly a na dvou středních pilířích založených na pilotách. Délka přemostění je 71,100 m, současná délka lávky 79,600 m. Rozpětí jednotlivých polí je 20 m + 32 m + 20 m. Šikmost lávky je 90°.



Fotografie 8 - Fotodokumentace stávajícího stavu - pohled z Božkova



Fotografie 9 - Fotodokumentace stávajícího stavu - pohled z Božkovského ostrova

Podle mého názoru jsou zabetonované nosníky neefektivním řešením takovéto lávky. A to z důvodu, že zatížení zvládnou přenést pouze samostatné nosníky a betonová konstrukce jen nosníky přitěžuje. Při použití ocelových nosníků by bylo efektivnější použít například ortotropní ocelovou mostovku. Nedostatkem tohoto řešení by byla nekomfortnost pro cyklisty z důvodu nestejnorodosti povrchu.

Lávka je v současné době navržena na možnost přejetí rychlou záchrannou službou, proto by bylo dobré tento požadavek zachovat.

## 2.2 Varianty řešení

Při zamyšlení se nad otázkou, jaké ideální řešení by se v zadané lokalitě mohlo nacházet, jsem došla k více typům konstrukčního řešení.

Varianty bych rozdělila do tří skupin:

První skupina jsou jednoduché třípolové nosníky, což hovořím o variantě č. 1 a variantě č. 2. Jedná se o nejvíce konzervativní řešení.

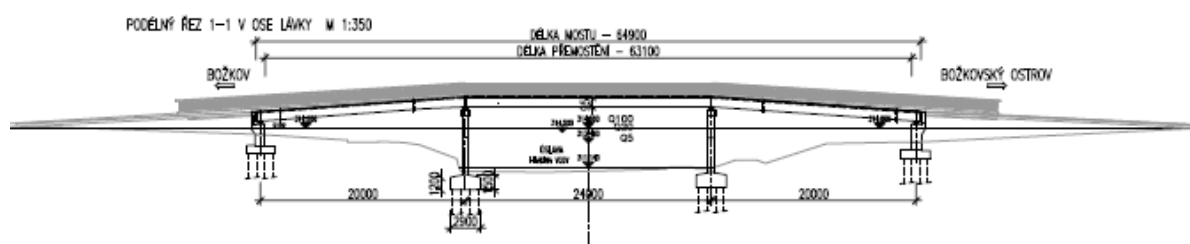
Druhá skupina jsou obloukové mosty, u kterých předpokládám založení konstrukce mimo stávající tok řeky. Patří sem varianta 3 a varianta 4.

Jako poslední je skupina zavěšených mostů, která zahrnuje zbylé dvě řešení.

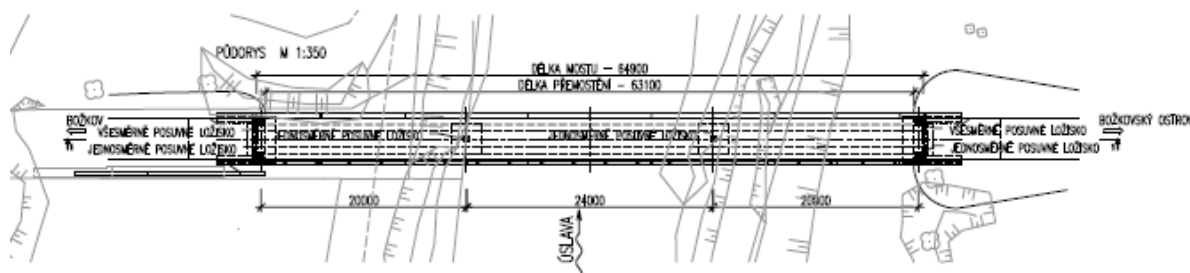
## 2.2.1 Varianta 1 – Prefabrikovaný nosník

Jedná se o variantu, kdy hlavní nosnou konstrukci tvoří dva prefabrikáty pro mostní stavby typu T 93, které by se pouze vyskládaly na celou délku lávky, a povrch by se upravil tenkou pojízdnou vrstvou.

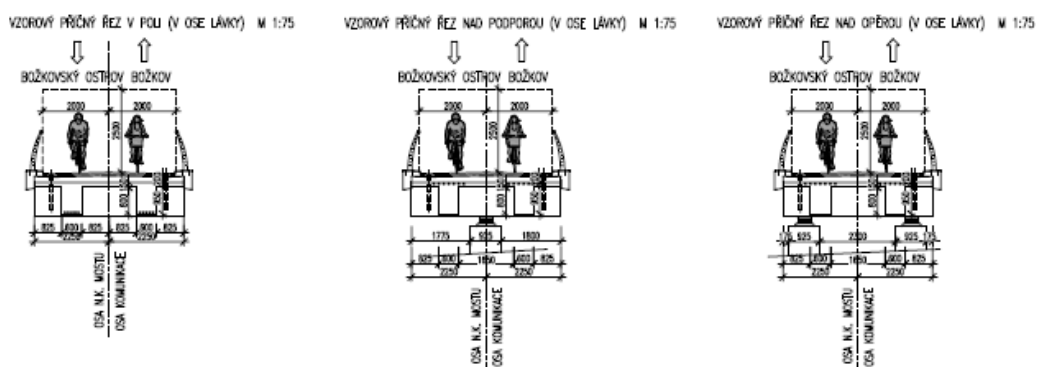
Délka vykonzolované části je 825 mm, tudíž celková šířka jednoho prefabrikátu je 2250 mm.



Obrázek 10 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – podélný řez



Obrázek 11 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – půdorys

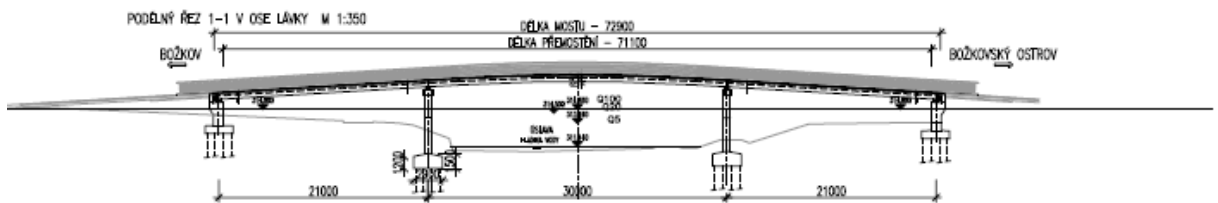


Obrázek 12 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – příčné řezy

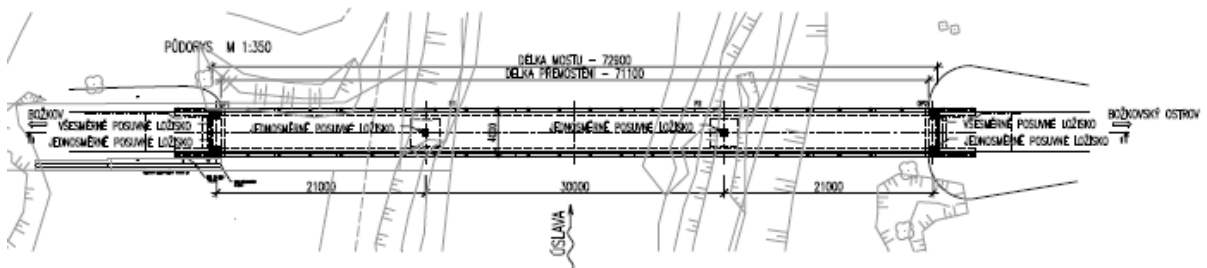
Varianta 1 je cenově nejméně náročnou variantou vzhledem k tomu, že nebude potřeba bednění. K uložení nosníků se mohou využít stávající betonové podpěry. Tato varianta je zároveň i nejrychlejší z hlediska výstavby.

### 2.2.2 Varianta 2 – Monolitická deska, třípolový nosník

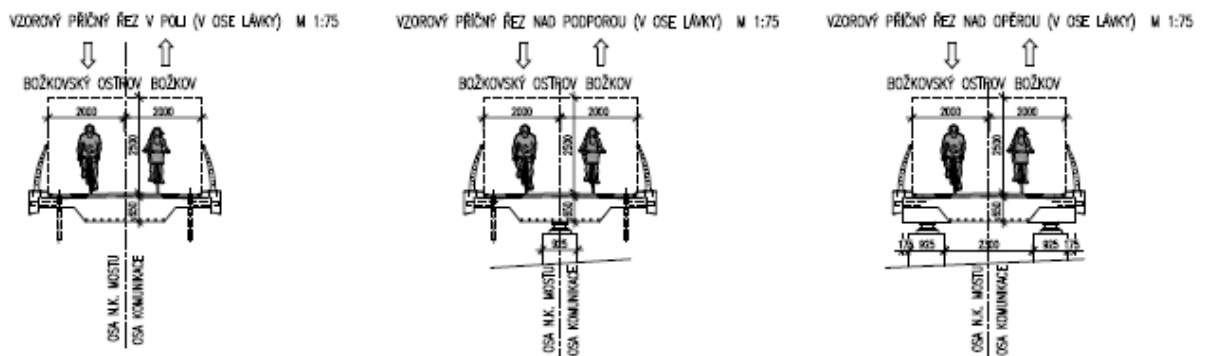
Varianta 2 je tvořena monolitickou předpjatou deskou.



Obrázek 13 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – podélný řez



Obrázek 14 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – půdorys



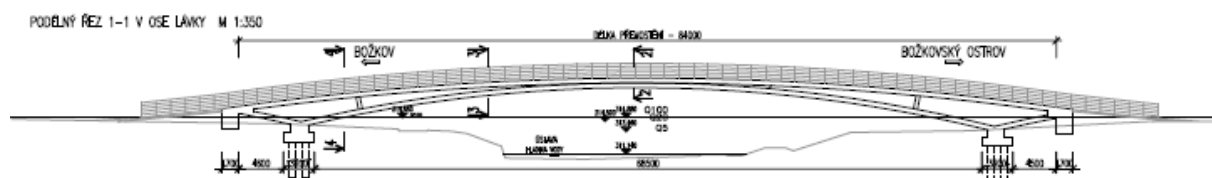
Obrázek 15 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – příčné řezy

Výhodou této konstrukce je fakt, že by se nemusela řešit dilatace na každé podpěře, ale pouze dilatace na konci mostovky.

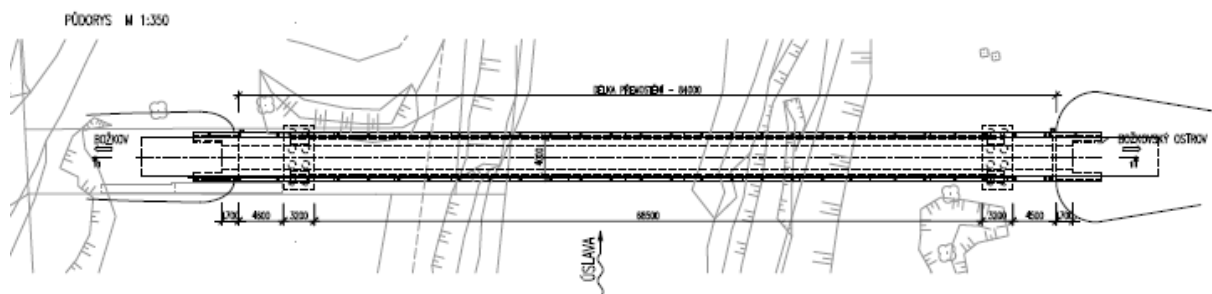
I tato varianta patří k nenáročným variantám, ale v porovnání s variantou 1 si myslím, že by bylo neefektivní připravovat bednění.

### 2.2.3 Varianta 3 – Obloukový most, horní mostovka

Řešení obloukového mostu je tvořeno obloukovou mostovkou a podpírajícím obloukovým žebrem. Tato varianta je sice náročná na bednění obloukových částí celé konstrukce, ale výhodou je, že nebudeme muset zakládat konstrukci v blízkosti hladiny řeky Úslavy.

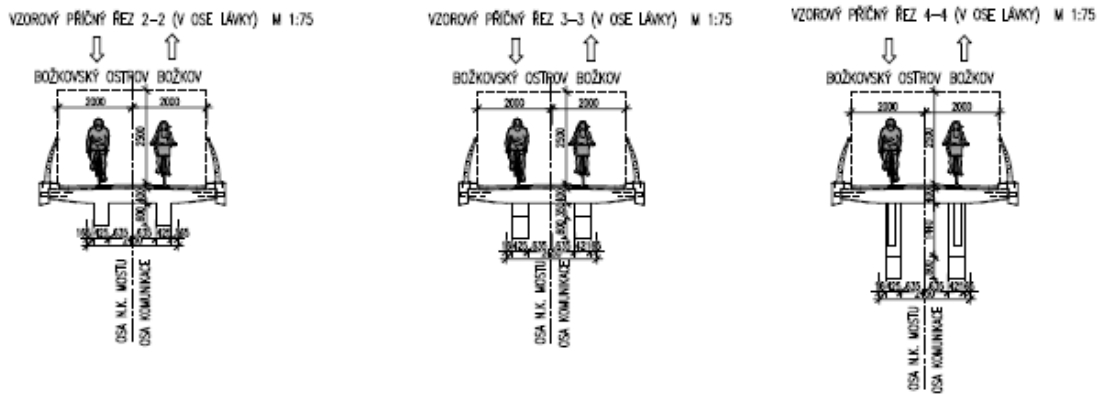


Obrázek 16 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou – podélný řez



Obrázek 17 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou - půdorys





Obrázek 18 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou – příčné řezy

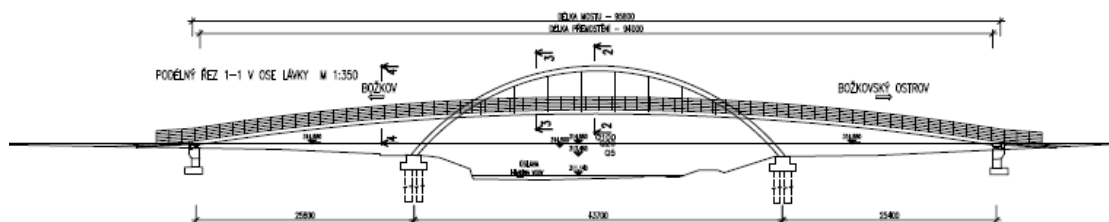
Varianta počítá s možností zvýšení hladiny vodního toku, tudíž nebude docházet k poškození základové konstrukce vlivem podemílání vodou.

Zároveň u této varianty však shledávám nedostatek v možnosti naplavenin v případě zvýšení hladiny vodního toku. Po ustálení hladiny vodního toku ovšem bude možné zajistit přístup k odstranění naplavených předmětů.

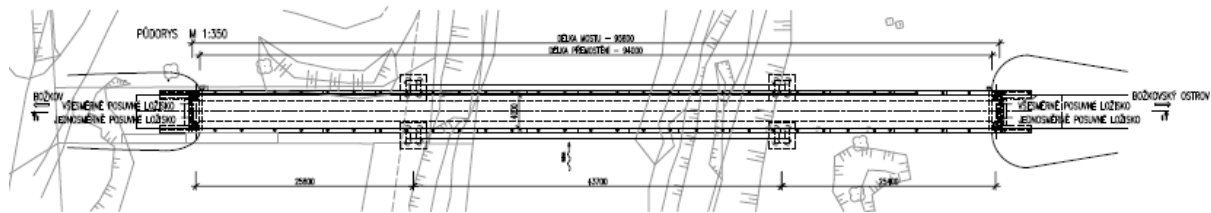
Konstrukce je z hlediska architektury zajímavější než klasický trojpolový nosník. V okolí se nachází železný příhradový most s dolní mostovkou. Návrhem této varianty docílíme esteticky velmi úzké konstrukce, čímž nám železobeton nebude působit tak masivně.

## 2.2.4 Varianta 4 – Obloukový most, mezilehlá mostovka

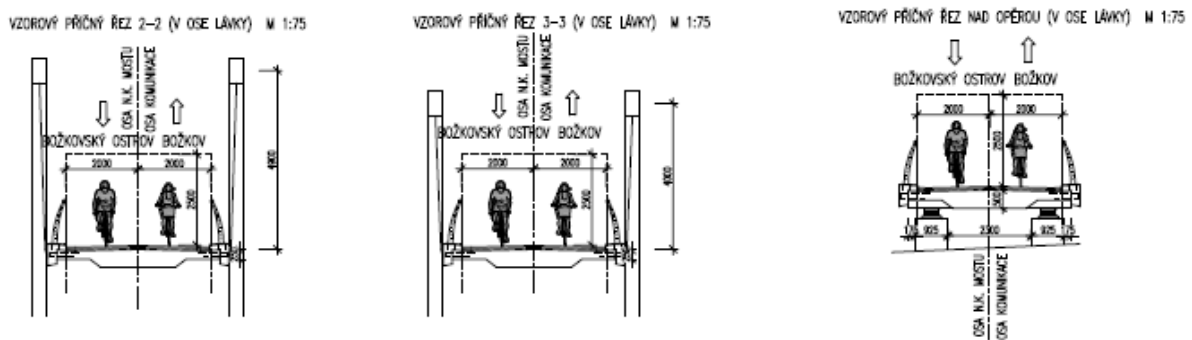
V této variantě jsem použila podobné konstrukce, jako ve variantě 3. Ale díky dolní mostovce jsem odstranila případné problémy v době povodní, kdy pod konstrukcí mostu vznikly větší prostory k naplavení usazenin.



Obrázek 19 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou - podélný řez



Obrázek 20 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou – půdorys

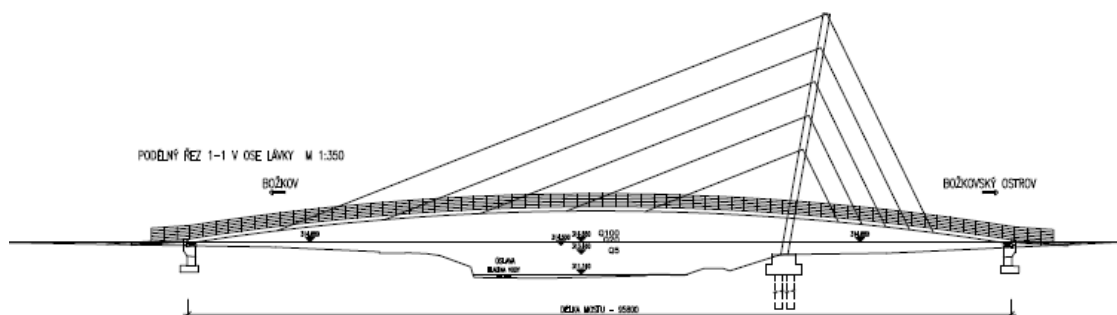


Obrázek 21 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou – příčné řezy

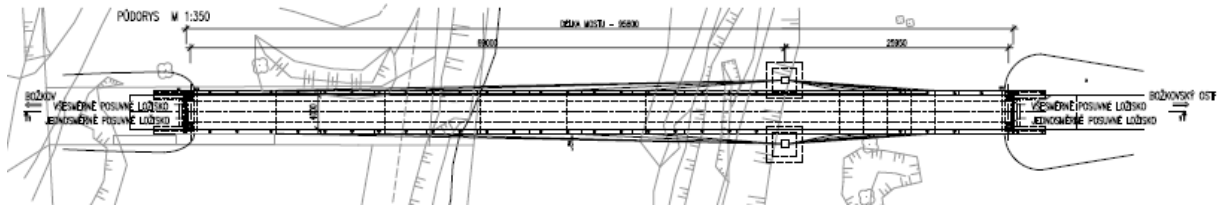
Varianta 4 je obdobou varianty 3. Z hlediska architektonické kompozice by ale výhodnější byla varianta 3 z důvodu, že by tolik nenarušovala ráz krajiny.

## 2.2.5 Varianta 5 – Zavěšený most

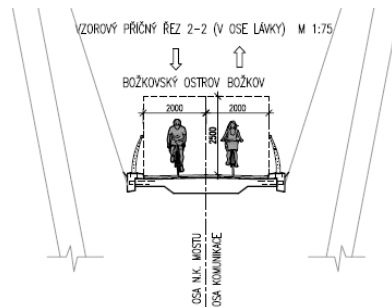
Zavěšený most je tvořen dvěma pylony, které jsou umístěny ve stejné vzdálenosti od začátku mostní konstrukce. Ocelové závěsy jsou kotveny na římsy.



Obrázek 22 - Varianta 5 - Zavěšený most - podélný řez



Obrázek 23 - Varianta 5 - Zavěšený most – půdorys

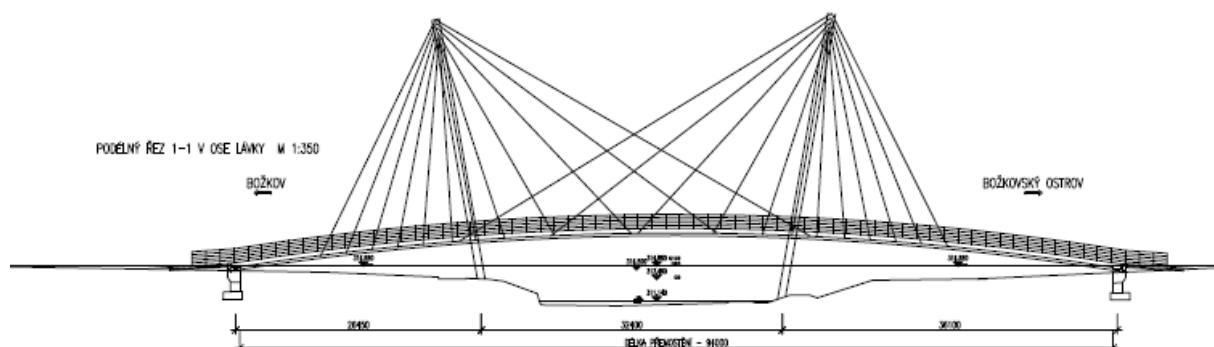


Obrázek 24 - Varianta 5 - Zavěšený most – příčný řez

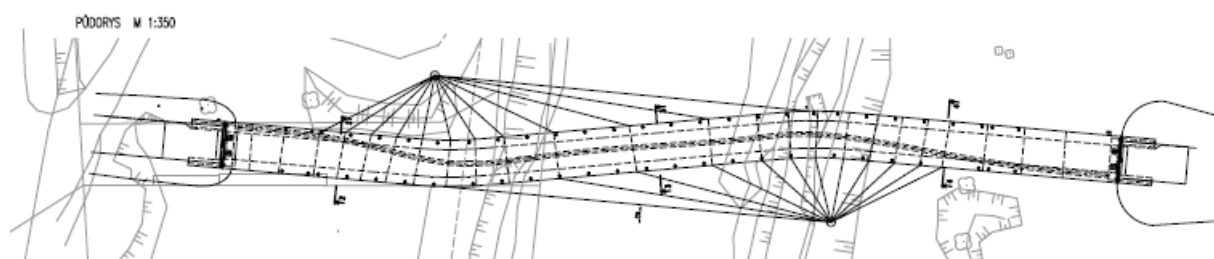
Pylony by v krajině tvořily velkou dominantu a symetrické uspořádání by způsobilo velké namáhání koncových závěsů. Z důvodu vodního toku není možné umístit pylony do středu konstrukce. Proto jsem přišla s variantou číslo 6, která tento problém odstraní na úkor pracnosti a nákladovosti.

### 2.2.6 Varianta 6 – Zavěšený most se zakřiveným půdorysem

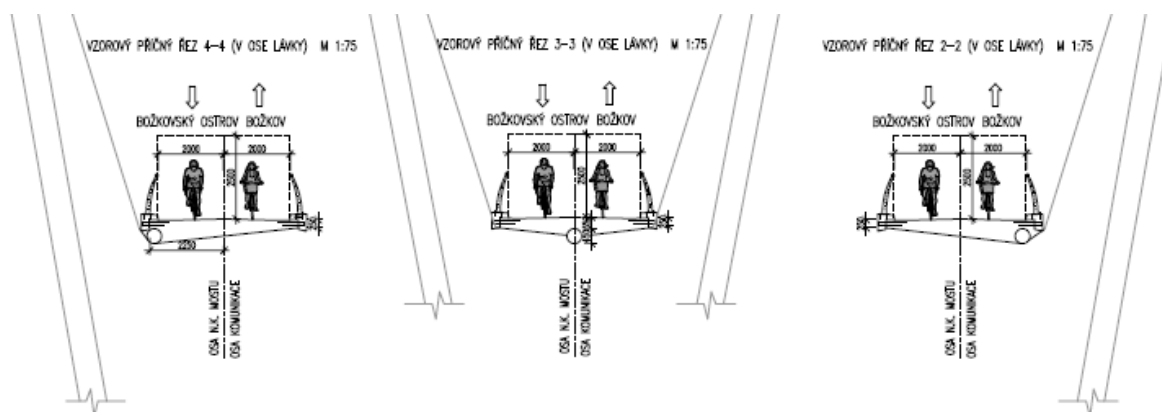
Navržená konstrukce je velmi efektivní z pohledu využití obou pylonů. Z hlediska torzní tuhosti se zdá konstrukce velmi efektivní. Nosná železobetonová konstrukce je podepřena ocelovým kruhovým nosníkem s postranními ocelovými konzolami, které nám slouží jako bednění železobetonové desky, ale také ke kotvení ocelových lan.



Obrázek 25 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – podélný řez



Obrázek 26 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – půdorys



Obrázek 27 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – příčné řezy

Jedná se o nejnáročnější řešení po stránce realizace stavby. Myslím si, že je tato varianta z hlediska architektonického pohledu velmi zajímavá.

### 2.2.7 Zhodnocení variant

Po porovnání všech šesti variant jsem došla k závěru, že pro zbytek mé bakalářské práce jsou zajímavé dvě varianty.

Jedná se o variantu č. 3 a variantu č. 6. Každá varianta je z jedné skupiny druhů mostů. Jak již víme, varianta č. 3 je oblouková lávka a varianta č. 6 je zavěšená konstrukce.

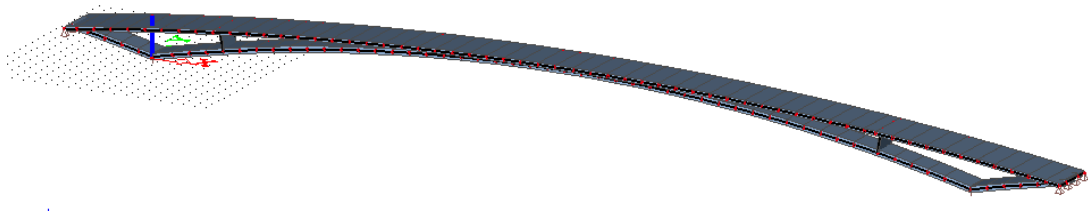
Bude proto i pro mne přínosné pozorování obou druhů nosných systémů, porovnání chování lávky při změně teploty a vlastní tíhy a následné zhodnocení výhod a nevýhod.

## 3 Podrobnější návrh konstrukcí

### 3.1 Obloukový most

Při návrhu obloukového mostu, jsem si nejprve připravila podklad, v programu AutoCAD, kde jsem si obloukovou konstrukci rozdělila na jednotlivé segmenty, abych nemusela konstrukci zadávat jako zakřivenou desku, ale jako rovnou desku. Při rozdělení konstrukce na menší části, můžeme říct, že rozdíly ve výsledcích budou zanedbatelné a výrazně si pomůžeme od případných problémů.

Návrh jsem oproti původnímu návrhu upravila a to tak, že jsem místo dvou žeber zvolila desku o šířce 2000 mm a tloušťce 500mm, která se nachází v ose konstrukce.



Obrázek 28 - Obloukový most v SCIA Engineer

Pro podrobnější návrh se zdá efektivnější deskový model konstrukce, protože můžeme vyčíst všechny potřebné hodnoty. Jelikož je ale větší pravděpodobnost v udělení chyby při zadávání jednotlivých prvků, vytvořila jsem ještě prutový model, který nám poslouží jako kontrola deskového modelu.

Jako uložení konstrukce jsem zvolila systém kloubů a vetknutí. Kloubovou podporu jsem použila na koncích konstrukce a spodní oblouk jsem zároveň vetknula.

Kloubová podpora nám reprezentuje klasický mostní závěr. Vetknutí dosáhneme skupinou pilot pod základy. Spodní stavba a zakládání konstrukce nejsou součástí zadání mé bakalářské práce, a proto se jim nebudu podrobněji věnovat.

Oba dva modely jsem následně porovnávala. Modely můžeme porovnávat pouze v průhybech konstrukce a reakcích od vlastní tíhy. Odchylka v reakcích by se měla pohybovat maximálně do 10%.

Tabulka 1 - Reakce obloukového mostu na deskovém modelu

<b>Deskový</b>						
Podpora	stav	dx	Rx	Ry	Rz	
Sle2/S6	vlastní tíha	0	1630,87	-280,95	402,61	1643,29
Sle2/S6	vlastní tíha	1	2905,91	6,52	850,67	
Sle2/S6	vlastní tíha	2	1571,31	279,16	390,01	
Sle4/S53	vlastní tíha	0	-1720,21	-336,33	440,38	1852,66
Sle4/S53	vlastní tíha	1	-3100,98	0	970,08	
Sle4/S53	vlastní tíha	2	-1715,5	335,34	442,2	
Sle5/S59	vlastní tíha	0	578,4	-317,98	78,77	870,22
Sle5/S59	vlastní tíha	1	1170,18	47,46	220,51	
Sle5/S59	vlastní tíha	2	1236,21	-2,65	265,06	
Sle5/S59	vlastní tíha	3	1183,48	-53,37	224,12	
Sle5/S59	vlastní tíha	4	587,47	321,99	81,76	
Sle6/S118	vlastní tíha	0	-533,71	283,83	62,82	827,05
Sle6/S118	vlastní tíha	1	-1066,06	-21,02	229,3	
Sle6/S118	vlastní tíha	2	-1140,23	-0,47	245,04	
Sle6/S118	vlastní tíha	3	-1059,23	19,37	228,1	
Sle6/S118	vlastní tíha	4	-527,89	-280,91	61,79	
			0,02	-0,01	<b>5193,22</b>	

Tabulka 2 - Reakce na prutovém modelu

<b>Prutový</b>					
Podpora	stav	dx	Rx	Ry	Rz
Sn1/N114	vlastní tíha		5043,62	0	1542,04
Sn2/N61	vlastní tíha		-5019,14	0	1776,76
Sn3/N1	vlastní tíha		6736,8	0	962,24
Sn4/N60	vlastní tíha		-6761,28	0	909,45
			0		<b>5190,49</b>

Součet všech reakcí  $R_z$  dává skutečnou vlastní tíhu konstrukce. Při porovnání prutového a deskového modelu můžeme říct, že tíha konstrukce je srovnatelná. Součet reakcí na deskovém modelu je 5193,2 kN a na prutovém 5190,49 kN. Můžeme říct, že při intenzitě gravitačního pole  $9,81\text{N}\cdot\text{kg}^{-1}$ , je tíha konstrukce přibližně 529 tun.

Výhodou deskového modelu je ale to, že nám vykreslí i průběh sil po šířce konstrukce.

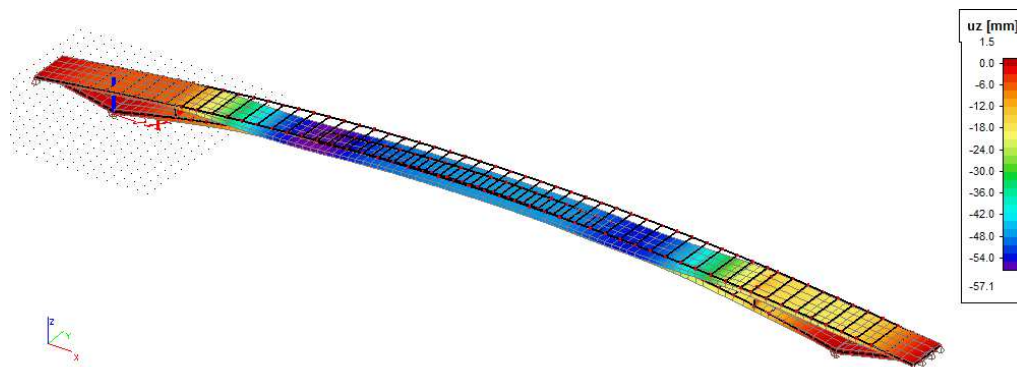
Pokud bychom chtěli znát pouze reakce do podpor, můžeme říct, že je zbytečné dělat deskový model, který je náročnější v ohledu na spojitost jednotlivých desek. Deska se musí nacházet v rovině, proto není možné jakékoliv drobné nepřesnosti. V následující tabulce jsem porovnávala rozdíly reakcí. Rozdíl reakcí je maximálně 10%.

Tabulka 3 - Porovnání reakcí prutového a deskového modelu

Prutový model		Deskový model		Rozdíl	Rozdíl v procentech
Sn1/N114	1542,04	ΣS1e2/S6	1643,29	101,25	<b>6,57%</b>
Sn2/N61	1776,76	ΣS1e4/S53	1852,66	75,9	<b>4,27%</b>
Sn3/N1	962,24	ΣS1e5/S59	870,22	-92,02	<b>9,56%</b>
Sn4/N60	909,45	ΣS1e6/S118	827,05	-82,4	<b>9,06%</b>

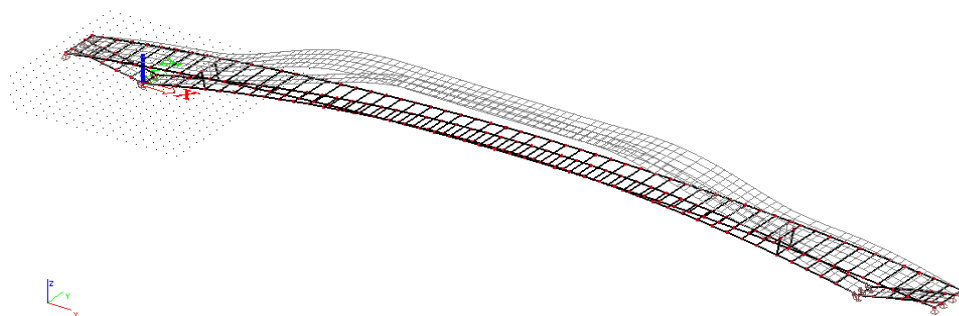
Pokud chceme porovnávat průhyby na konstrukci od vlastní tíhy, můžeme prohlásit, že jsou oba maximální posuny stejné. Maximální posun ve směru  $u_z$  je 57,1 mm v opačném směru kladné osy z v globálním souřadném systému. Na obrázku číslo 23 je znázorněn maximální posun fialovou barvou. Jedná se o oblast, kde končí spojení jednotlivých oblouků. Jelikož spojení oblouků nebude pouze ve středové části, ale z důvodu betonáže přibližně v celé jedné čtvrtině hlavního pole, jednotlivé desky

jsem propojila liniovým tuhým ramenem, aby se mi síly přenášely z mostovky na dolní oblouk.



Obrázek 29 - Deformovaná konstrukce od vlastní tíhy

Při modelování mostu jsem vytvořila také jeden zatěžovací stav, ve kterém jsem konstrukci ohřála o  $20^{\circ}\text{C}$ , v dalším zatěžovacím stavu jsem konstrukci naopak o  $20^{\circ}\text{C}$  ochladila. Konstrukce se chovala podle mých předpokladů, a to že při ohřátí se nám konstrukce roztáhla a tudíž došlo k nadzdvihnutí konstrukce, naopak při ochlazení se konstrukce stáhla a došlo k poklesu konstrukce.

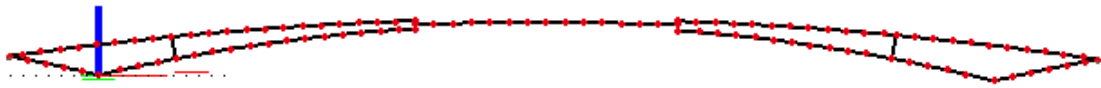


Obrázek 30 - Konstrukce při oteplení

Oba dva modely jsem modelovala, jako dvě samostatné desky, ale ve skutečnosti by spíše odpovídalo spojení uprostřed konstrukce v jednu desku. Tuto skutečnost jsem se snažila zohlednit pomocí tuhých liniových ramen. Vytvořením třetího modelu a porovnáním s deskovým modelem si ověřím, zda funkce liniových tuhých ramen funguje. Tento model by se mohl zdát výhodnější při dynamickém zatížení, jelikož nedojde k rozkmitání jednotlivých desek uprostřed pole.



Model jsem vytvořila jako jednotlivé desky, kdy deska uprostřed bude mít mezilehlou střednici oproti zbylým. Tuto nespojitost jsem vyřešila pomocí liniových tuhých ramen. Toto řešení můžeme vidět na následujícím obrázku.



Obrázek 31 - Model mostu se spojeným středním polem

Vykreslení průhybu se zdá lepší než v předchozím případě, jelikož nedochází k rozdílným poklesům uprostřed pole, ke kterým docházelo v důsledku spojení desek po určitém délkovém úseku a ne v celé ploše.

Tabulka 4 - Reakce do podpor deskového modelu se spojitým středem

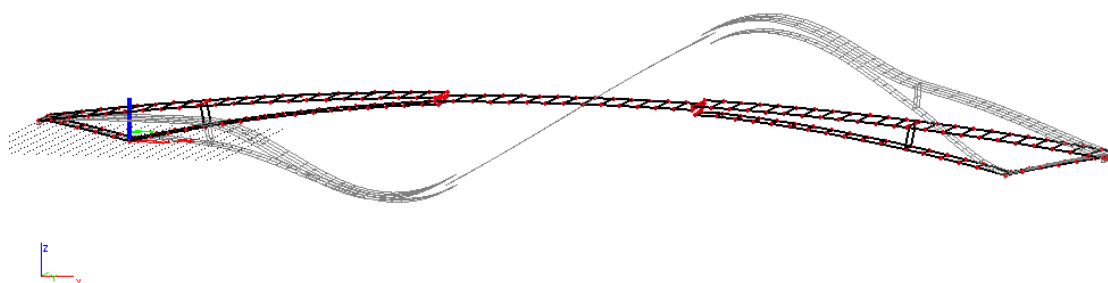
Deskový model se spojeným středem						
Podpora	stav	dx	Rx	Ry	Rz	
Sle2/S6	vlastní tíha	0	1961,78	-337,16	479,05	1845,68
Sle2/S6	vlastní tíha	1	3567,26	2,12	891,72	
Sle2/S6	vlastní tíha	2	1943,35	336,43	474,91	
Sle4/S53	vlastní tíha	0	-2030,27	-389,13	524,38	2072,13
Sle4/S53	vlastní tíha	1	-3689,99	-0,03	1022,52	
Sle4/S53	vlastní tíha	2	-2028,94	388,84	525,23	
Sle5/S59	vlastní tíha	0	507,5	-279,72	73,68	692,61
Sle5/S59	vlastní tíha	1	1023,23	42,46	175,95	
Sle5/S59	vlastní tíha	2	1081,02	-0,91	191,2	
Sle5/S59	vlastní tíha	3	1028,46	-44,58	177,2	
Sle5/S59	vlastní tíha	4	511,23	281,43	74,58	
Sle6/S118	vlastní tíha	0	-477,74	255	59,99	669,06
Sle6/S118	vlastní tíha	1	-950,67	-18,05	187,67	
Sle6/S118	vlastní tíha	2	-1022,37	-0,18	174,48	
Sle6/S118	vlastní tíha	3	-948,2	17,44	187,26	
Sle6/S118	vlastní tíha	4	-475,64	-253,95	59,66	
					<b>5279,48</b>	

Porovnáním reakcí do podpor v modelu deskovém oproti modelu deskovém se spojitým středem, můžeme říct, že se nám posunuly větší reakce do vetknutých podpor oproti podporám kloubovým. Tento model se mi proto zdá více přesný, protože při

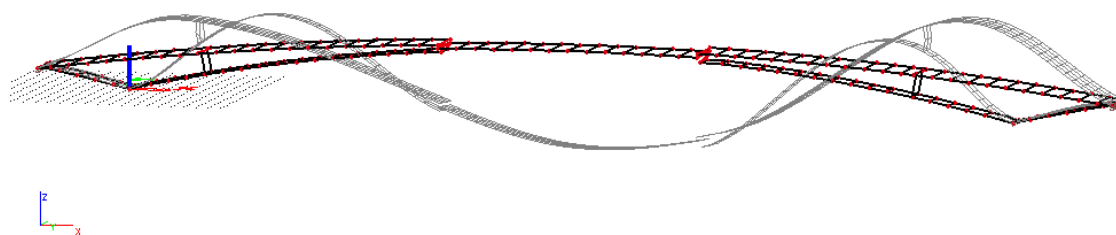
představě působení zatížení je jasné, že daleko větší zatížení se bude přenášet právě do podpor vetknutých. Proto jsem tyto podpory zvolila jako vetknuté.

Dynamické účinky konstrukce zjistíme pomocí zapnutí dynamiky v záložce funkcionality. Pomocí vytvoření skupiny hmot vygenerujeme takové zatížení, které v závislosti na hmotnosti a tuhosti konstrukce vypočítá vlastní frekvence.

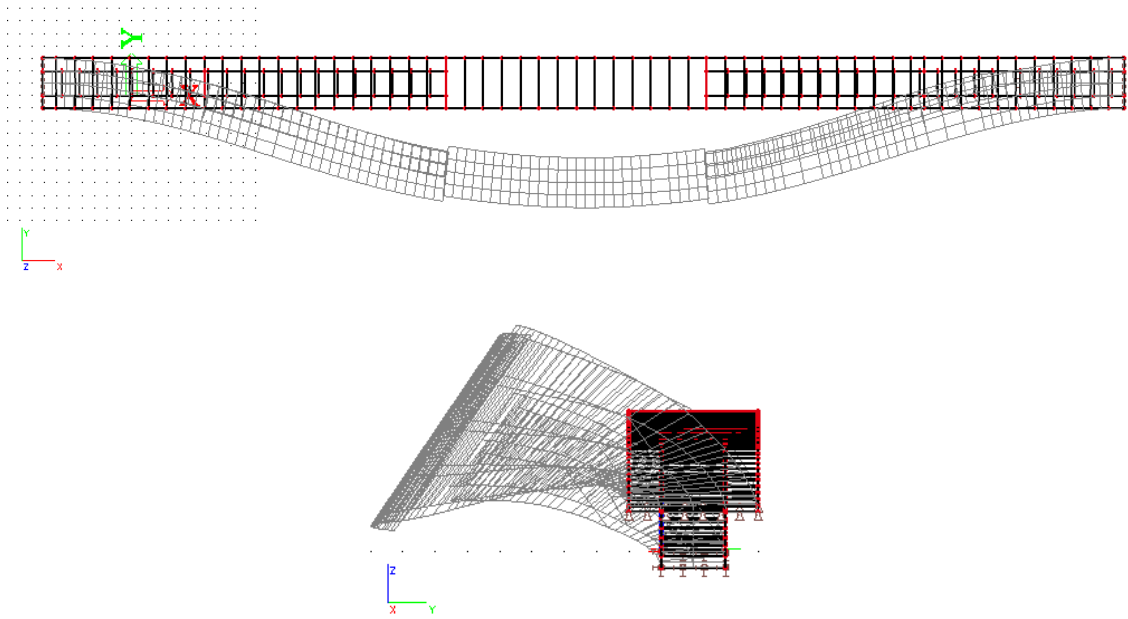
Jednotlivé vykreslení chování konstrukce v závislosti na dynamickém zatížení můžeme vidět na následujících obrázcích. Jedná se o vykreslení modelu č. 3, což je deskový model se spojeným středem.



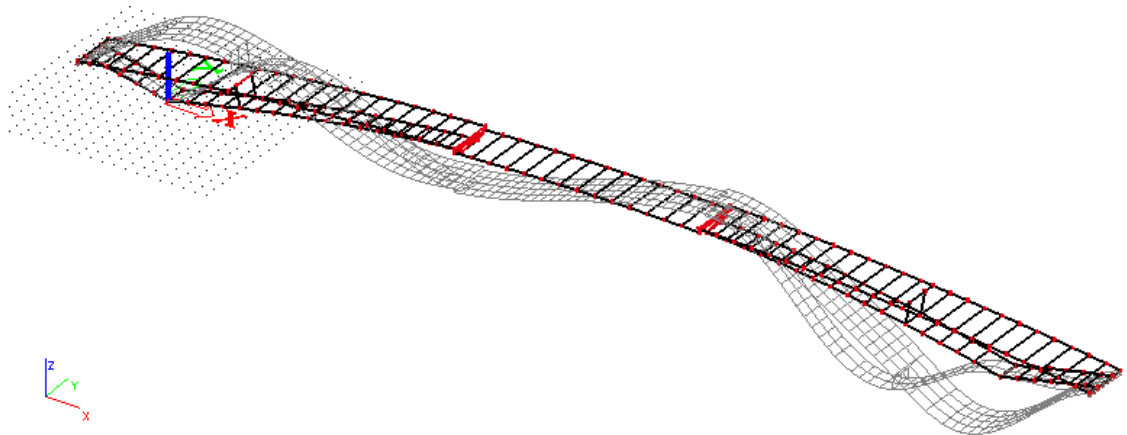
Obrázek 32 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,08 – první svislý ohybový vlastní tvar



Obrázek 33 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,64Hz – druhý svislý ohybový vlastní tvar



Obrázek 34 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,68 Hz – torzní tvar



Obrázek 35 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 2,64 Hz – třetí svislý ohybový vlastní tvar

Tabulka 5 - Dynamické chování deskového modelu

N	f (Hz)	chování konstrukce
1	1,08	první svislý ohybový tvar
2	1,74	torzní tvar
3	1,77	druhý svislý ohybový tvar
4	1,61	třetí svislý ohybový tvar

Tabulka 6 - Dynamické chování prutového modelu

N	f (Hz)	chování konstrukce
1	1,04	první svislý ohybový tvar
2	1,06	torzní tvar
3	1,5	druhý svislý ohybový tvar
4	2,21	třetí svislý ohybový tvar

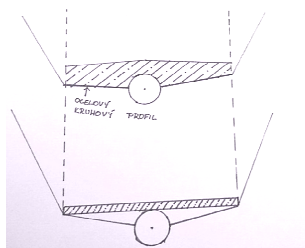
Tabulka 7 - Dynamické chování deskového modelu se spojeným středem

N	f (Hz)	chování konstrukce
1	1,08	první svislý ohybový tvar
2	1,64	druhý svislý ohybový tvar
3	1,68	torzní tvar
4	2,64	třetí svislý ohybový tvar

V předchozí tabulce můžeme vidět porovnání jednotlivých modelů z hlediska dynamického zatížení. Vlivem nedokonalého spojení desek uprostřed konstrukce došlo k tomu, že se nám konstrukce dříve překloupí než by se vytvořil druhý ohybový tvar.

### 3.2 Zavěšený most

V následujícím obrázku je znázorněn schematický vývoj konstrukce. V horní části obrázku se nachází konstrukce, kdy ocelové kruhové profily nám pomohly vytvořit bednění pro vybetonování mostovky. Váha konstrukce by byla ale příliš vysoká, proto jsem se rozhodla usadit na ocelovou konstrukci pouze tenkou železobetonovou mostovku.



Obrázek 36 - Vývoj příčného řezu zavěšené konstrukce

Jelikož se jedná o složitější konstrukci z hlediska hlavního nosného systému, kdy se nám mění poloha trubky, nebylo by přesné vytvořit prutový model. Proto jsem se rozhodla vytvořit pouze deskové modely.

Při tvorbě modelu zavěšeného mostu jsem se rozhodla vytvořit jeden model, který bude bez pylonů, abych si ukázala, jak se bude chovat konstrukce bez zavěšení. Model č. 1 reprezentuje konstrukci bez pylonů. Model č. 2 už má pylony, je tvořen jednotlivými deskami a systémem lan, které snižují maximální průhyb, ale díky lanům dochází k větším posunům v rovinách ve směru x a ve směru y.

Lana konstrukce jsem zvolila průřezu RD40 materiálu S 460, ze stejného materiálu jsem zvolila i lana zpětného kotvení pylonu. Jelikož je na toto lano přenášené větší zatížení zvolila jsem větší průřez a to RD50.

Model č. 3 jsem vytvořila z důvodu posouzení, zda se dobře roznáší zatížení do kruhových profilů, které vedou z hlavní nosné trubky. V místě zavěšení jsem proto vytvořila spojení protilehlých bodů kruhovou trubkou.

Tabulka 8 - Deformace zavěšené konstrukce

model		bez zavěšení	bez zavěšení	bez zavěšení	zavěšení_2	zavěšení_2	zavěšení_2	zavěšení_3	zavěšení_3	zavěšení_3
zatěžovací stav		vlastní tíha	teplota +	teplota -	vlastní tíha	teplota +	teplota -	vlastní tíha	teplota +	teplota -
ux	min	-7,2	-4,6	-4,4	-40,9	-43,7	-58,4	-41,1	-44	-58,8
	max	2,7	4,4	4,6	29,5	58,4	43,7	29,6	58,8	44
uy	min	-5,9	-1	-1,4	-54,1	-87,3	-80,2	-54,3	-87,8	-80,6
	max	22,3	1,4	1	59,2	80,2	87,3	59,4	80,6	87,8
uz	min	-121,2	-0,2	-135,6	-82	-93,5	-95,6	-80,9	-93,8	-95,9
	max	0,6	135,6	0,2	80,2	95,6	93,5	79,1	95,9	93,8
fix	min	-7,7	-0,5	-0,8	-6,2	-6,4	-8,6	-6	-6,4	-8,7
	max	4,2	0,8	0,5	8,1	8,6	6,4	7,8	8,7	6,4
fiy	min	-5	-4,4	-4,3	-9,2	-8,7	-14	-8,9	-8,8	-14,2
	max	4,1	4,3	4,4	9,3	14	8,7	9	14,2	8,8
fiz	min	-1	-1,8	-1	-3,4	-8,5	-5,4	-3,4	-8,6	-5,4
	max	2,1	1	1,8	5,7	5,4	8,5	5,8	5,4	8,6

Z tabulky vyplývá, že zavěšením se nám zmenší posun ve směru z, ale zároveň nám naroste posun ve směru x a y. Přidání profilů v modelu č. 3 bylo zbytečné, protože se nám deformace změnila jen díky vlastní váze konstrukce.

Musím říct, že se podařilo vhodně umístit hlavní nosný kruhový profil do správné pozice, poněvadž nedochází k výrazným posunům v lokálním místě. Určitě je

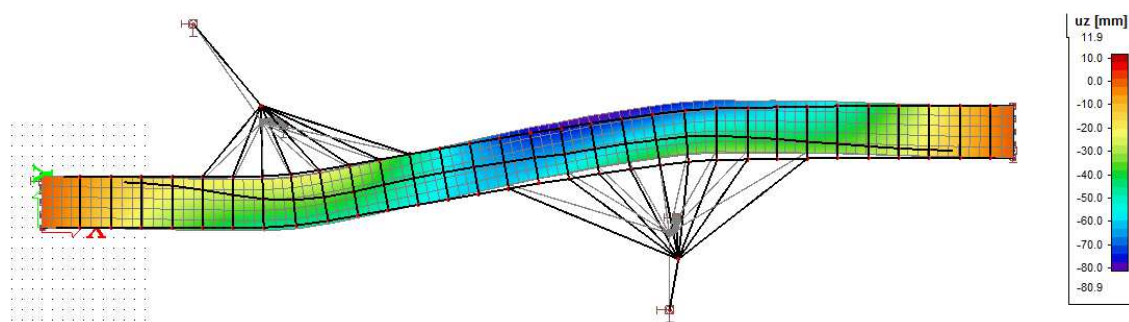
efektivnější umístit hlavní nosný systém do různých pozic, než když by byl umístěn pouze ve střednici.

Jak jsem psala v rešerši, velikost ohybového namáhání závisí na výšce pylonu. Z tohoto důvodu jsem si pohrála s jednotlivými výškami pylonu a pozorovala jsem, jak se nám bude deformace konstrukce měnit. V následující tabulce můžeme vidět porovnání tří vybraných variant.

Tabulka 9 - Porovnání deformací pro různé výšky pylonu

výška pylonu		8 m	8 m	8 m	12 m	12 m	12 m	16 m	16 m	16 m
zatěžovací stav		vlastní tíha	teplota +	teplota -	vlastní tíha	teplota +	teplota -	vlastní tíha	teplota +	teplota -
ux	min	-38,1	-31,8	-41,5	-40,7	-42,4	-56,7	-41,8	-48,3	-63,5
	max	27,4	41,5	31,8	28,8	56,7	42,4	31,9	63,5	48,3
uy	min	-35,5	-45,2	-41,1	-51,1	-80,7	-74,2	-65,8	-112,7	-102,9
	max	38,8	41,1	45,2	55,9	74,2	80,7	72,7	102,9	112,7
uz	min	-89,7	-102,2	-110,8	-81,9	-93,1	-94,5	-83,0	-100,8	-98,1
	max	87,3	110,8	102,2	80,1	94,5	93,1	81,1	98,1	100,8
fix	min	-6,0	-5,9	-7,0	-6,1	-6,3	-8,5	-6,5	-6,8	-8,8
	max	7,0	7,0	5,9	8,0	8,5	6,3	8,2	8,8	6,8
fiy	min	-8,1	-12,3	-18,4	-9,1	-9,0	-14,6	-9,5	-8,0	-12,6
	max	8,3	18,4	12,3	9,2	14,6	9,0	9,5	12,6	8,0
fiz	min	-3,1	-6,5	-4,0	-3,3	-8,4	-5,2	-3,5	-8,9	-6,0
	max	5,6	4,0	6,5	5,7	5,2	8,4	5,7	6,0	8,9

Z deformačních hodnot vyplývá, že nejlepší je zvolení výšky pylonu 12 m, jelikož deformace jsou nejvíce vyrovnané. U výšky pylonu 8 m nám dochází k větší deformaci při zatížení teplotou ve směru  $u_z$ . To stejné se nám stane i u výšky 16 m, ale ještě navíc se nám zvětší i posun  $u_y$ . Proto v dalších výpočtech budu počítat pouze s výškou pylonu 12 m.



Obrázek 37- Deformace konstrukce před ochlazením prutů

Výška pylonu nám ovlivňuje i prodloužení lan vlastní tíhou. Nejjednodušším způsobem vnesení předpětí do lan je ochlazením jednotlivých kabelů. Teplota, o kterou

musíme dané kabely ochladit, vychází z protažení lana od zatěžovacího stavu vlastní tíhy. Výpočet ochlazení vychází z následujícího vzorce.

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta t \quad (1)$$

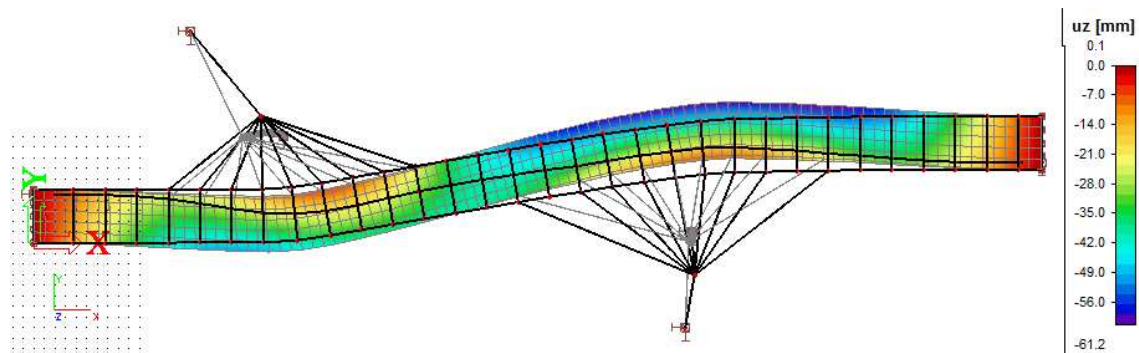
Koeficient  $\alpha$  je koeficient délkové teplotní roztažnosti, který se uvádí jako  $12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$ ,  $l$  je délka lana,  $\Delta l$  je délka protažení lana a  $\Delta t$  je teplota o kterou je třeba konstrukci ochladit.

S rostoucí výškou pylonu nám roste efektivita lan, proto jsem musela zvětšit výšku pylonu na 14 m z 12 m. V následující tabulce můžeme vidět přehled ochlazení na jednotlivých lanech.

Tabulka 10 - Přehled ochlazení prutů

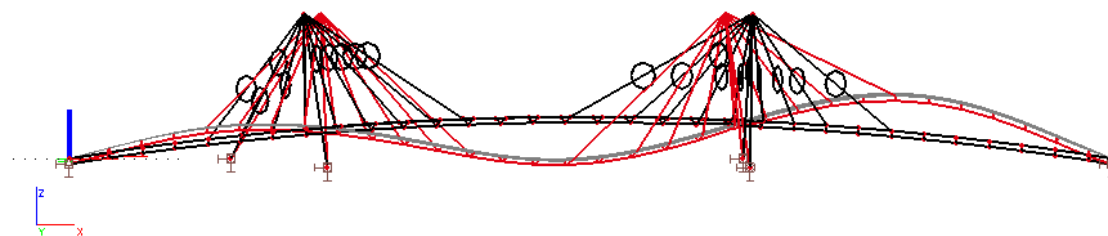
Prvek	l (m)	$\Delta t$
B105	12,619	-40
B106	14,365	-40
B107	18,092	-40
B109	13,138	-39
B110	12,596	-46
B111	14,295	-30
B112	16,048	-40
B121	13,452	-85
B123	16,280	-75
B124	20,307	-65
B130	14,828	-86
B137	13,138	-45
B138	13,804	-82
B139	15,620	-140
B140	13,689	-85
B141	14,119	-300
B142	16,771	-200
B143	19,240	-200
B145	14,441	-97

Na následujícím obrázku můžeme vidět, jak se nám změnila deformace konstrukce po ochlazení lan. Po porovnání s obrázkem č. 37 můžeme vidět, že se nám deformace výrazně zmenšily.

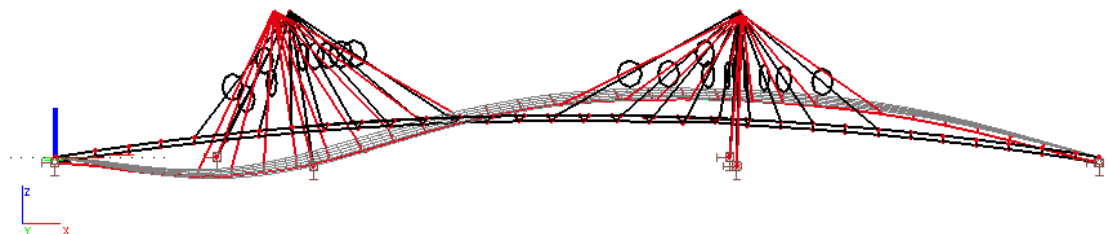


Obrázek 38 - Deformovaná konstrukce po ochlazení lan

Po předepnutí konstrukce, jsem celou konstrukci zatížila pomocí skupiny hmot, kterou jsem vygenerovala z vlastní tíhy konstrukce.

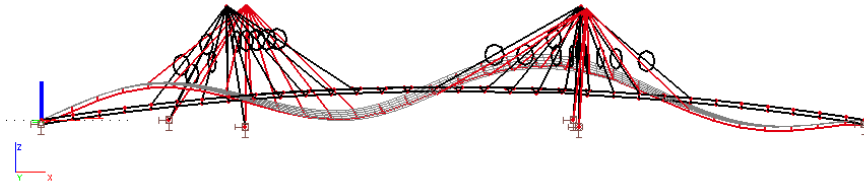


Obrázek 39 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 0,76 Hz – svislý ohybový tvar



Obrázek 40 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 0,98 Hz – svislý ohybový tvar





Obrázek 41 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 1,54 Hz – svislý ohybový tvar



Obrázek 42 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 2,03 Hz – torzní tvar

Tabulka 11 - Dynamická odezva zakřivené lávky

N	f (Hz)	chování konstrukce
1	0,76	první svislý ohybový tvar
2	0,98	druhý svislý ohybový tvar
3	1,54	třetí svislý ohybový tvar
4	2,03	torzní tvar

### 3.3 Vyhodnocení variant

Při porovnání dynamického zatížení obou konstrukcí jsem došla k závěru, že zakřivená zavěšená konstrukce i oblouková konstrukce nám dávají přibližně stejné vlastní tvary konstrukce. Obě varianty jsou poměrně měkké, proto ze svých stávajících znalostí nedokážu rozhodnout, která varianta je lepší.

Vyjdou proto ze svých znalostí a musím přiznat, že v současné době se současnými znalostmi nejsem schopna navrhnout takové předpětí, které by pro zakřivenou zavěšenou lávku bylo potřebné. Jedná se sice o velmi zajímavou variantu, ale současně i velice náročnou.

Proto ve zbývajících částech své bakalářské práce se budu zabývat už pouze obloukovou konstrukcí.

# 4 Návrh obloukové konstrukce

## 4.1 Zatížení konstrukce

### 4.1.1 Zatížení konstrukce vlastní tíhou

Jedná se o účinky zatížení od vlastní tíhy konstrukce. Zatížení vlastní tíhou zadáme do programu Scia Engineer vytvořením zatěžovacího stavu, ve kterém bude zvolena vlastní tíha. Program si sám vytvoří zatížení podle vlastní tíhy.

Toto zadání jsem si jednoduše ověřila podle zjednodušeného výpočtu, který je závislý na průřezu a délce jednotlivých prvků. Proto můžu říct, že program správně počítá vlastní tíhu konstrukce. [1]

### 4.1.2 Sedání podpěr

Uvažujeme, že bude docházet k minimálnímu sedání podpor, a proto tuto skutečnost do modelu nebudeme zahrnovat.

### 4.1.3 Zatížení větrem

Při návrhu zatížení větrem jsem se držela normy ČSN EN 1991-1-4. [3] Tato norma nám říká, že pokud se jedná o obloukovou konstrukci, nebo zakřivenou či zavěšenou, je potřeba vytvořit individuální odborné posouzení. Bylo by proto potřebné vytvořit model lávky a ten vystavit tomuto zatížení.

Takto podrobný návrh zatížení není ale úkolem mé bakalářské práce. Proto budu zatěžovat konstrukci pouze takovým zatížením větrem, které jsme se učili.

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,o}$$

$v_b$  – základní rychlost větru ve výšce 10 m nad zemí v terénu kategorie II, definovaná jako funkce směru větru a ročního období

$v_{b,o}$  – výchozí základní rychlost větru

$c_{dir}$  – součinitel směru větru, hodnoty součinitele jsou různé pro různé směry větru, ale doporučená hodnota je 1,0

$c_{season}$  – součinitel ročního období, doporučená hodnota je 1,0 nebo lze hodnota stanovit podle národní přílohy

V normě ČSN EN 1991-1-4 ed.2 je dána doporučená hodnota pro návrh lávky  $v_{b,0}$  23 m/s. Z toho vyplývá, že základní rychlost větru je při doporučných součinitelích také 23 m/s.

Pokud můžeme stanovit, že dynamický výpočet odezvy není nutný, můžeme vypočítat sílu ve směru  $x$  zjednodušenou metodou. Směr  $x$  uvažujeme jako směr rovnoběžný se šířkou nosné konstrukce, kolmý k rozpětí mostu.

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (2)$$

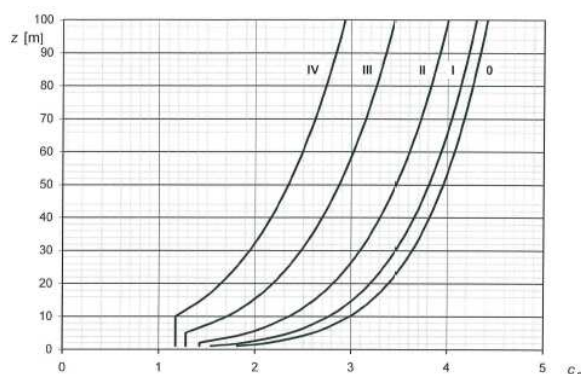
kde je

$v_b$	základní rychlost věru
$C$	součinitel zatížení větrem $C=c_e \cdot c_{f,x}$ , kde $c_e$ je součinitel expozice
$A_{ref,x}$	je referenční plocha
$\rho$	měrná hmotnost vzduchu, doporučená hodnota je 1,25kg/m <sup>3</sup>

Pro náš výpočet ale nebudeme uvažovat  $A_{ref,x}$ , ale pouze výšku průřezu a umístíme na konstrukci spojitě zatížení místo bodové síly. Rovnice se mi změnila proto na následující tvar.

$$f_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot d_{tot} \quad (3)$$

Pro výpočet potřebujeme znát ještě několik součinitelů, součinitel expozice určíme z následujícího grafu. Terén, ve kterém se lávka nachází, se řadí do kategorie II, což je oblast s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budova), jejichž vzdálenosti jsou větší než 20násobek výšky překážky. Dále pro stanovení tohoto součinitele potřebujeme znát výšku konstrukce nad terénem, což odpovídá přibližně 5 m. Následně můžeme přejít do grafu a určit součinitel expozice.

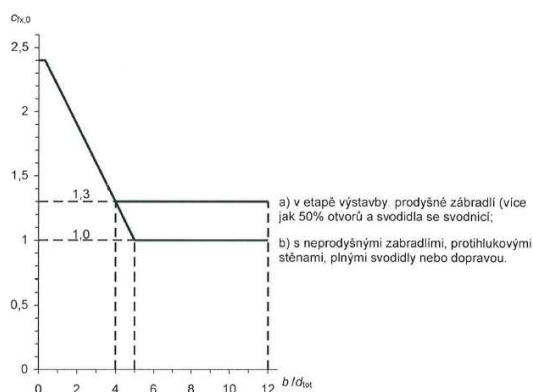


Obrázek 43 - Graf součinitele expozice  $c_e(z)$  pro  $c_0 = 1,0$  a  $k = 1,0$  [3]

Spojením našich údajů jsme došla k tomu, že součinitel expozice nabývá přibližně hodnoty 2,0.

Pokud budeme uvažovat, že na konstrukci se na obou stranách bude nacházet prodyšné zábradlí, můžeme říct, že výška  $d_{tot}$  bude ve středu konstrukce 1,4 m. Na krajních polích mostovky bude tato hodnota 0,9 m a na nosné konstrukci pouze 0,5 m.

Z následujícího grafu můžeme vyčíst jednotlivé součinitele síly.



Obrázek 44 - Graf součinitele síly pro mosty  $c_{fx,0}$  [3]

Tabulka 12 - Výpočet hodnot zatížení větrem

	$\rho$	$c_e$	$b$	$d_{tot}$	$b/d_{tot}$	$c_{fx,0}$	$v_b$	$f_w$ (N/m)
střed konstrukce	1,25	2,0	4,0	1,4	2,86	1,64	23	1520,1
mostovka	1,25	2,0	4,0	0,9	4,44	1,3	23	773,7
nosná konstrukce	1,25	2,0	4,0	0,5	8	1,3	23	429,8

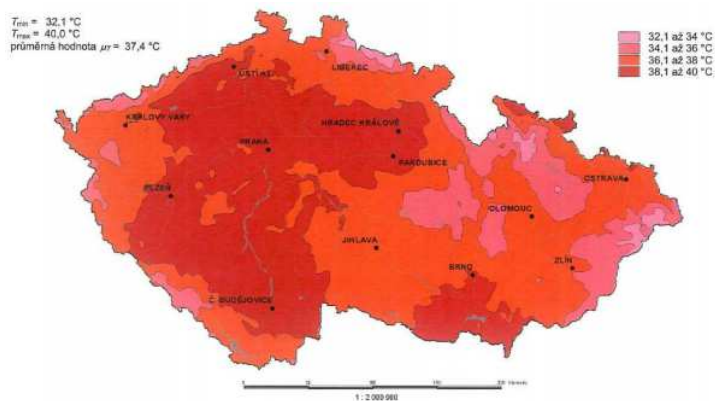
#### 4.1.4 Zatížení teplotou

Hodnotu zatížení, o kterou musíme celou konstrukci ochladit, nebo naopak ohřát vyčteme z následujících obrázků, které nám znázorňují nevyšší a naopak nejnižší teploty, které se v daném území naměřili. Pravděpodobnost překročení těchto hodnot je 0,02.

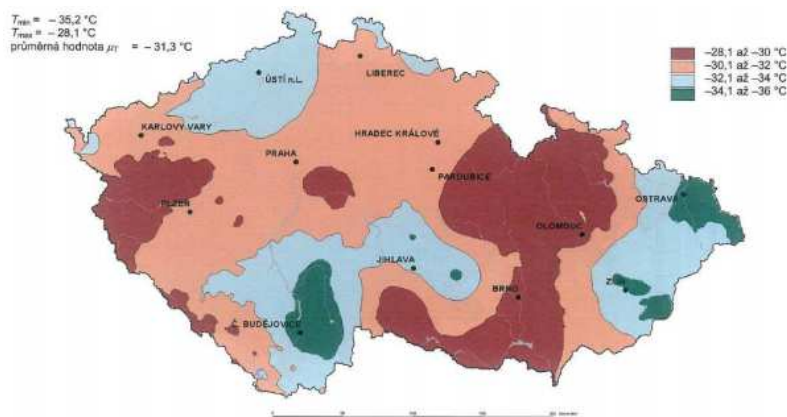
Z mapy maximálních hodnot vzduchu vyčteme, že teplota  $T_{\max}$  se v Plzni pohybuje mezi 38,1 a 40 °C. Pro další výpočet budeme brát střední hodnotu a to 39 °C. Z druhé mapy můžeme vyčíst, že minimální hodnoty -30,1 až -32 °C. Opět budeme uvažovat střední hodnotu a to -31 °C.

Podle ČSN EN 1991-1-5 budeme uvažovat, že  $T_o$  je 10 °C. Proto konstrukci musíme oteplít o 29 °C. A naopak ochladit o -41 °C.

Konstrukce by se podle normy měla ochladit i nerovnoměrnou teplotou, kdy podle normy ČSN EN 1991-1-5 [4] jsou stanoveny mezní rozdíly teplot povrchů mostních konstrukcí. V našem případě ale nerovnoměrné oteplení (ochlazení) konstrukce nebudeme uvažovat a vystačíme si pouze s rovnoměrným oteplením a ochlazením konstrukce.



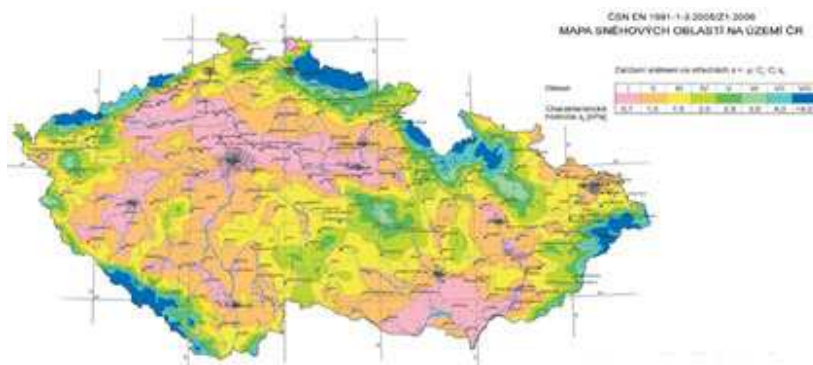
Obrázek 45 - Mapa maximálních teplot ve stínu [4]



Obrázek 46 - Mapa minimálních teplot ve stínu [4]

#### 4.1.5 Zatížení sněhem

Zatížení sněhem by bylo stanoveno podle normy ČSN EN 1991-1-3. Na následujícím obrázku můžeme vidět mapu sněhových oblastí, která nám udává charakteristické zatížení  $s_k$  jako  $0,7\text{kN/m}^2$  pro oblast I. Součinitel expozice uvažuji jako 1,0, stejně jako tepelný součinitel. Pro lávky se uvažuje tvarový součinitel 0,8.



Obrázek 47 - Mapa sněhových oblastí na území ČR[13]

Jelikož známe všechny potřebné součinitele, můžeme postoupit k dosazení do rovnice a vypočítání charakteristického zatížení sněhem.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 0,56\text{kN/m}^2 \quad (4)$$

Jelikož se jedná o lávku pro pěší, můžeme uvažovat, že se lávka bude udržovat, a proto nebude mít sníh velký vliv na zatížení lávky. Z tohoto důvodu nebudu vytvářet zatěžovací stav. Akorát by nám narostlo množství kombinací zatížení na lávce.

#### 4.1.6 Rovnoměrné zatížení chodci

Charakteristické zatížení  $q_k$  můžeme podle národní přílohy definovat jako  $5 \text{ kN/m}^2$ . [5] Model zatížení LM 4 lze stanovit pro pokrytí statického účinku souvislého hustého proudu lidí tam, kde takové nebezpečí existuje. Pokud by takové nebezpečí nehrozilo, mohli bychom zatížení redukovat pomocí následující rovnice.

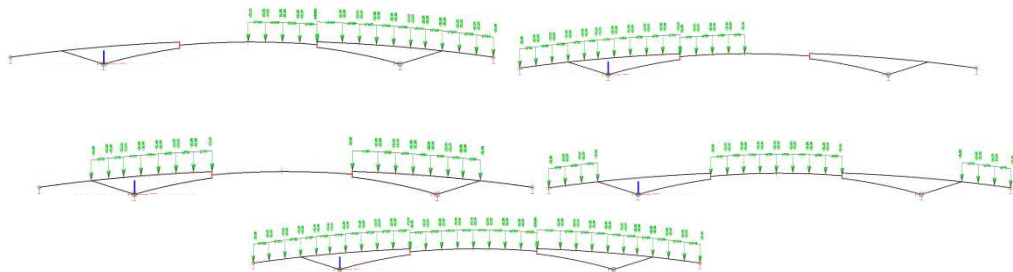
$$q_k = 2,0 + \frac{120}{L+30} = 2,0 + \frac{120}{84+30} = 3,05 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Jako hodnota  $L$  se uvažuje zatěžovací délka mostní konstrukce.

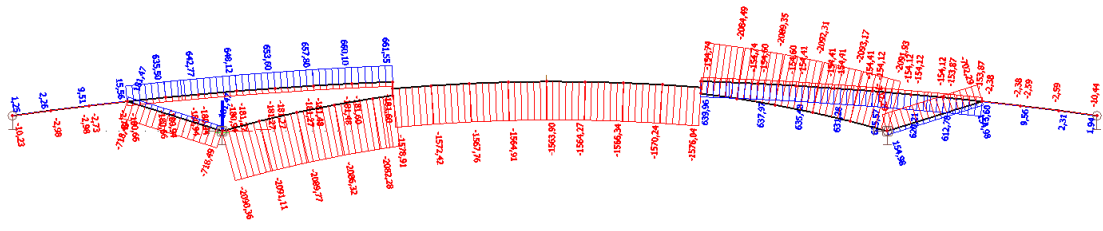
Ale z hlediska bezpečnosti budeme uvažovat charakteristické zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$ . Což při šířce konstrukce  $4 \text{ m}$  představuje hodnotu spojitého zatížení  $20 \text{ kN/m}$ . Tato hodnota počítá s rozložením chodců na celé lávce.

Jelikož nemůžeme určit jaké rozložení chodců na konstrukci bude nejnepríznivější, musíme vytvořit několik zatěžovacích stavů a z nich vytvořit obálku vnitřních sil.

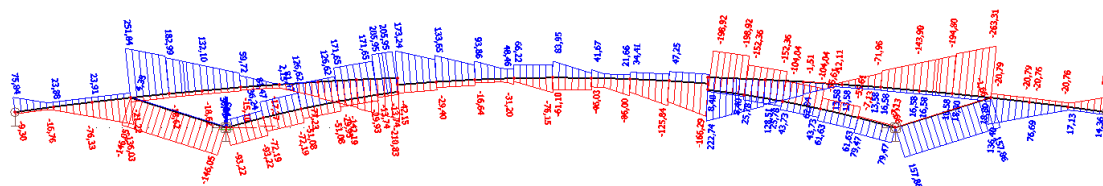
Jednotlivé zatěžovací stavy můžeme vidět v několika dalších obrázcích a následně hned vnitřní síly na konstrukci.



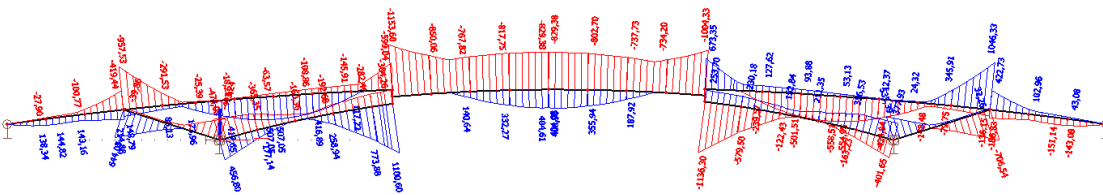
Obrázek 48 - Jednotlivé zatěžovací stavy



Obrázek 49 - Obálka spojitého zatížení – N

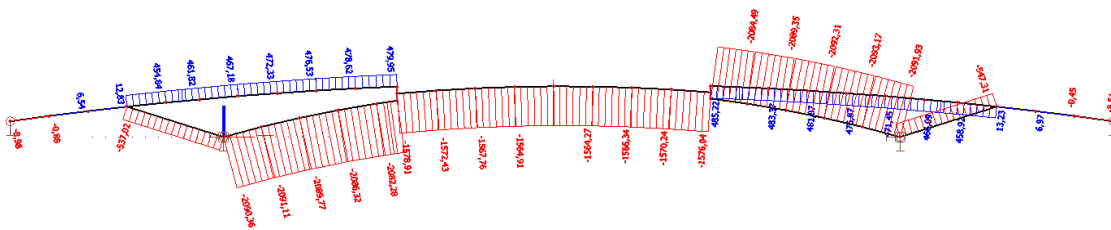


Obrázek 50 - Obálka spojitého zatížení – Vz



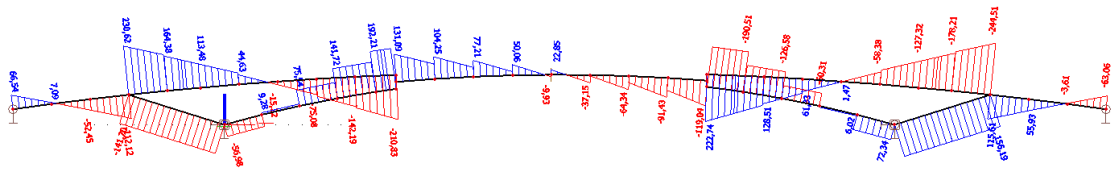
Obrázek 51 - Obálka spojitého zatížení – My

Následně si nechám vykreslit vnitřní síly pouze od spojitého zatížení na celé konstrukci.

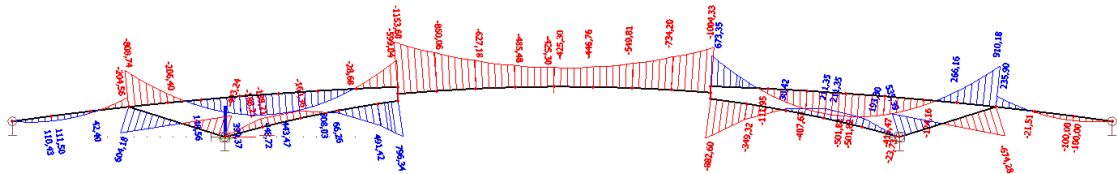


Obrázek 52 - Spojité zatížení - N





Obrázek 53 - Spojité zatížení - Vz



Obrázek 54 - Spojité zatížení - My

Při porovnání vnitřních sil jsem došla k závěru, že pro výpočet kombinací budu uvažovat pouze zatížení na celé ploše konstrukce. Bude to jednodušší pro zadávání jednotlivých kombinací a velikost vnitřních sil se tolik neliší.

#### 4.1.7 Soustředěné zatížení

Charakteristická hodnota soustředěného zatížení  $Q_{fwk}$  má být rovna 10 kN a působí na čtvercové ploše o hraně 10 m. [5] Tato hodnota zatížení je tak malá, že jí do kombinací zatížení ani nebudeme zahrnovat. Proto ani nevytvářím pro ni samostatný zatěžovací stav.

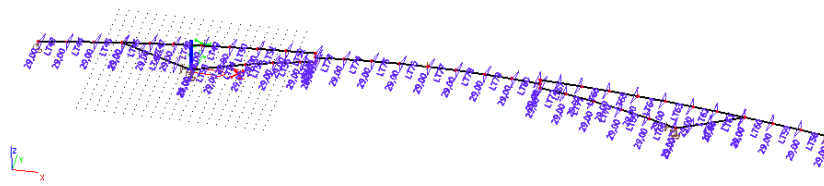
#### 4.1.8 Obslužné vozidlo

Na lávce není uvažováno s pojižděním obslužného vozidla. Proto nebudeme ani toto zatížení do modelu uvádět.

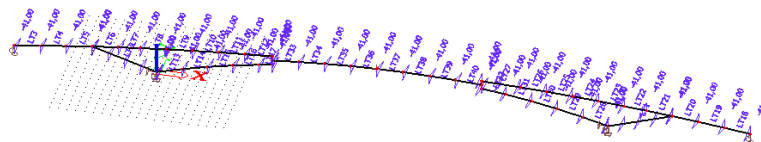
#### 4.1.9 Mimořádný výskyt vozidla na lávce

Lávka je v současné době navržena na možnost použití lávky záchrannou zdravotní službou. Proto nebudeme na lávku osazovat žádnou překážku, která by tuto možnost omezovala. Z tohoto důvodu musíme lávku posoudit i na možnost výskytu vozidla na lávce.

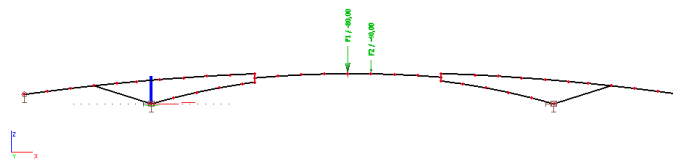




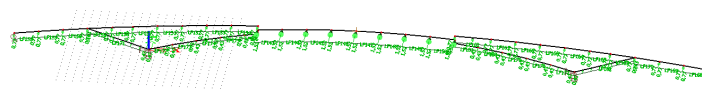
Obrázek 57 – Zatížení teplotou - ohřátí konstrukce



Obrázek 58 - Zatížení teplotou - ochlazení konstrukce



Obrázek 59 - Mimořádné zatížení – sanitka



Obrázek 60 - Zatížení větrem

## 4.2 Kombinace

Pro posouzení a návrh konstrukce budeme vycházet z kombinací zatížení sestavených podle rovnice 6.10 dle ČSN EN 1990 – 1.

A) Sestava zatížení gr1, ochlazení konstrukce a vlastní tíha

Tabulka 13- Kombinační zatížení 1

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_0$
Vlastní tíha	1,35	
Teplota – ochlazení	1,50	0,6
gr1	1,35	

B) Sestava zatížení gr1, ohřátí konstrukce a vlastní tíha

Tabulka 14 - Kombinační zatížení 2

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Teplota – ohřátí	1,50	0,6
gr1	1,35	

C) Sestava zatížení gr1,vítr a vlastní tíha

Tabulka 15 - Kombinační zatížení 3

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Vítr	1,50	0,3
gr1	1,35	

D) Sestava zatížení gr2, rovnoměrné zatížení, teplota ochlazení a vlastní tíha

Tabulka 16 - Kombinační zatížení 4

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Rovnoměrné zatížení	1,35	0,4
Teplota - ochlazení	1,50	0,6
gr2	1,35	

E) Sestava zatížení gr2, rovnoměrné zatížení, teplota ohřátí a vlastní tíha

Tabulka 17 - Kombinační zatížení 5

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Rovnoměrné zatížení	1,35	0,4
Teplota - ohřátí	1,50	0,6
gr2	1,35	

F) Sestava zatížení gr2, rovnoměrné zatížení, vítr a vlastní tíha

Tabulka 18 - Kombinační zatížení 6

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Rovnoměrné zatížení	1,35	0,4
vítr	1,50	0,3
gr2	1,35	

G) Vlastní tíha, rovnoměrné zatížení a vítr

Tabulka 19 - Kombinační zatížení 7

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Vítr	1,5	0,3
Rovnoměrné zatížení	1,35	0,4

H) Vlastní tíha, rovnomerné zatížení a ohřátí konstrukce

Tabulka 20 - Kombinační zatížení 8

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Teplota - ohřátí	1,5	
Rovnomerné zatížení	1,35	0,4

I) Vlastní tíha, rovnomerné zatížení a ochlazení konstrukce

Tabulka 21 - Kombinační zatížení 9

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,35	
Teplota - ochlazení	1,5	
Rovnomerné zatížení	1,35	0,4

J) MSP – vlastní tíha, rovnomerné zatížení a ohřátí konstrukce

Tabulka 22 - Kombinace zatížení 10

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Teplota - ohřátí	1,0	0,6
Rovnomerné zatížení	1,0	

K) MSP – vlastní tíha, rovnoměrné zatížení a ochlazení konstrukce

Tabulka 23 - Kombinace zatížení 11

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Teplota - ochlazení	1,0	0,6
Rovnoměrné zatížení	1,0	

L) MSP – vlastní tíha, rovnoměrné zatížení a ochlazení konstrukce

Tabulka 24 - Kombinace zatížení 12

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Vítr	1,0	0,3
Rovnoměrné zatížení	1,0	

M) MSP – vlastní tíha, vozidlo, rovnoměrné zatížení a ohřátí konstrukce

Tabulka 25 - Kombinační zatížení 13

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Rovnoměrné zatížení	1,0	0,4
Teplota - ohřátí	1,0	0,6
Vozidlo	1,0	

N) MSP – vlastní tíha, vozidlo, rovnoměrné zatížení a ochlazení konstrukce

Tabulka 26 - Kombinační zatížení 14

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Rovnoměrné zatížení	1,0	0,4
Teplota - ochlazení	1,0	0,6
Vozidlo	1,0	

O) MSP – vlastní tíha, vozidlo, rovnoměrné zatížení a vítr

Tabulka 27 - Kombinační zatížení 15

Zatížení	$\gamma_f$	$\psi_o$
Vlastní tíha	1,0	
Rovnoměrné zatížení	1,0	0,4
Vítr	1,0	0,3
Vozidlo	1,0	

Ostatní možné kombinace nebudeme pro náš výpočet uvažovat, protože nebudou mít tak velký účinek na konstrukci jako kombinace, které jsem zvolila. Všechny kombinace i s kombinačním součinitelem vložíme do modelu a následně porovnáme jednotlivé deformace, abychom zjistili, jaká kombinace bude pro nás rozhodující. Porovnání deformací můžeme vidět v následující tabulce.



Tabulka 28 - Porovnání deformací jednotlivých kombinace

číslo kombinace		ux max	ux min	uy max	uy min	uz max	uz min
1	MSÚ	1,9	-1,7	66,5	-40,7	0,0	-298,5
2	MSÚ	2,3	-1,0	27,1	-29,9	52,8	-147,1
3	MSÚ	1,2	-0,6	15,9	-11,1	4,7	-147,1
4	MSÚ	1,4	-1,7	61,8	-38,9	0,0	-285,2
5	MSÚ	1,7	-1,2	32,0	-34,3	56,9	-147,4
6	MSÚ	0,6	-0,8	12,6	-11,5	9,5	-147,4
7	MSÚ	0,5	-0,4	11,4	-10,2	4,1	-133,8
8	MSÚ	2,4	-1,5	45,0	-53,8	112,0	-133,8
9	MSÚ	2,1	-2,8	95,7	-64,2	6,2	-390,2
10	MSP	1,1	-0,5	12,1	-11,5	20,8	-79,5
11	MSP	0,9	-0,8	30,8	-18,2	0,0	-145,2
12	MSP	0,6	-0,3	8,3	-6,0	2,5	-79,5
13	MSP	0,8	-0,6	14,5	-13,7	23,1	-79,7
14	MSP	0,6	-0,8	28,5	-17,3	0,0	-140,9
15	MSP	0,3	-0,4	6,8	-6,2	4,9	-79,7

Na základě vlastních tvarů dynamického chování musím přiznat, že i po zatížení konstrukce příslušnými kombinacemi je konstrukce velmi měkká, proto musím změnit geometrii lávky a to tak, aby nové řešení bylo co nejefektivnější.

Vytvořím proto několik možných variant a na závěr zhodnotím jaká varianta bude nejlepší.

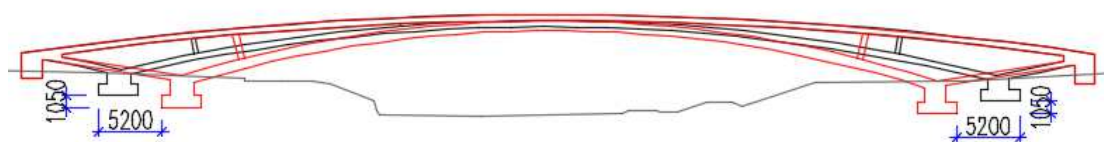
## 4.3 Úprava geometrie lávky

### 4.3.1 Zmenšení rozpětí spodního oblouku a posunutí základů

Jako jednu ze třívariant jsem zvolila posunutí obou základů, které uvažuji jako vetknuté podpory 5,2 m směrem k řece a zároveň posunutí základů o 1050 mm hlouběji, abych docílila většího vzepětí.

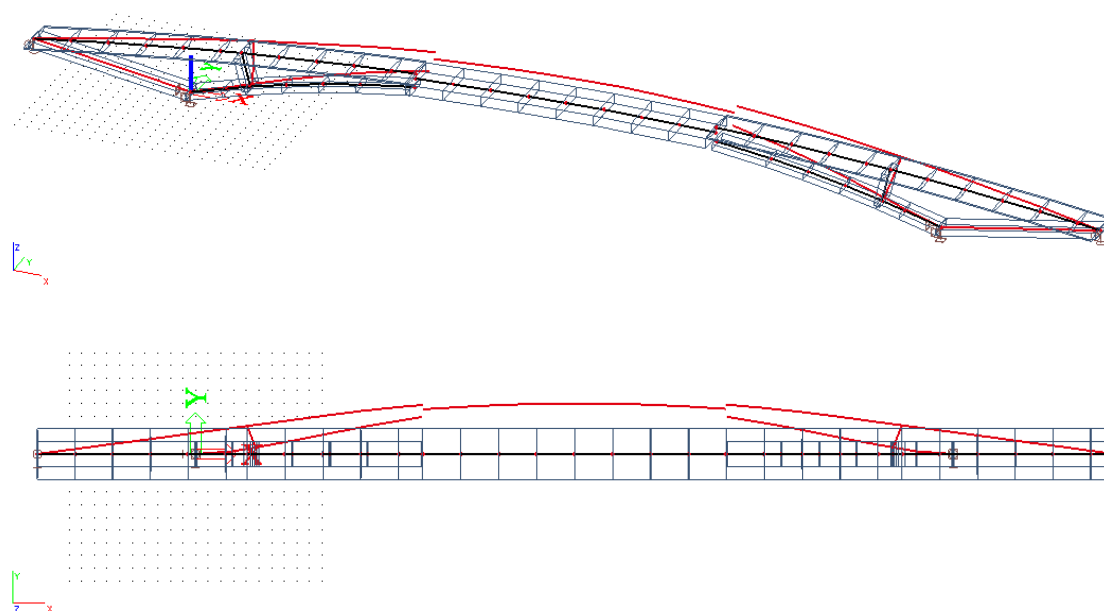
Tento model už budu tvořit pouze jako prutový, jelikož se nám v předchozím řešení prokázalo, že prutový model je ve srovnání s deskovým velmi jednodušší a pro naše účely nám zatím poslouží.

V následujícím obrázku můžeme vidět, jak se nám geometrie změnila. Černá barva znázorňuje původní řešení lávky a červená barva vyobrazuje novou variantu.

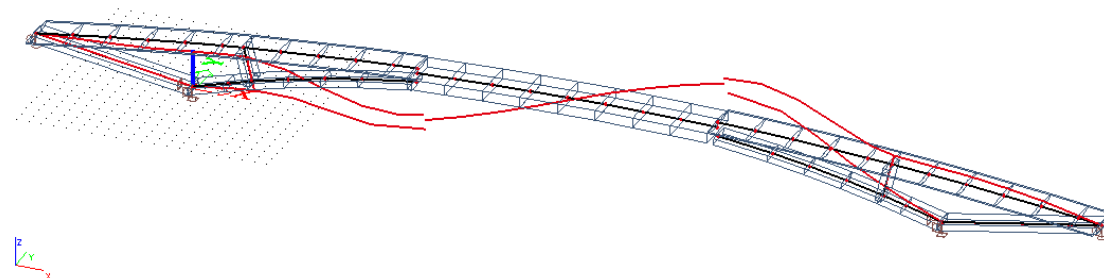


Obrázek 61 – Schéma zmenšení rozpětí spodního oblouku a posunutí základů

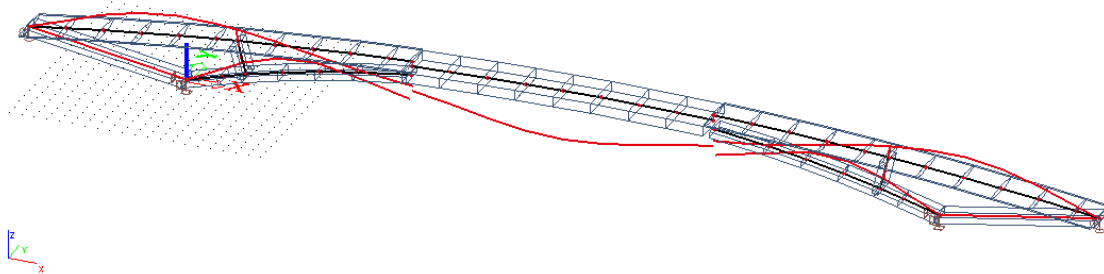
Konstrukci jsem opět nechala podrobit dynamickému zatížení a na dalších obrázcích můžeme vidět, jak se nám konstrukce chová.



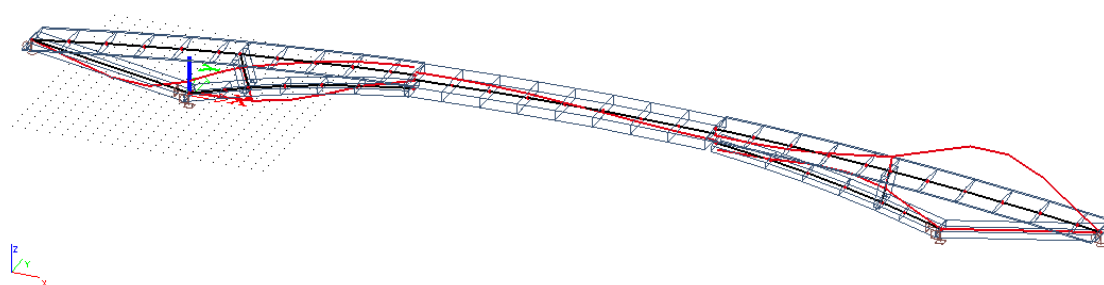
Obrázek 62 - Varianta zvětšení vzepětí – příčný ohybový – frekvence 1,59 Hz



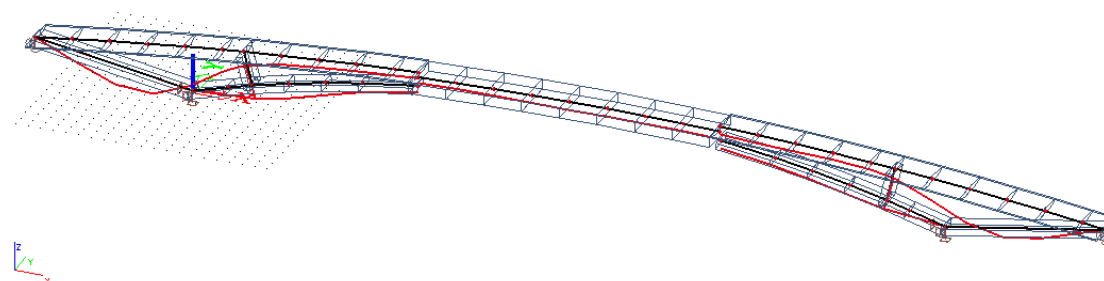
Obrázek 63 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 1,99 Hz



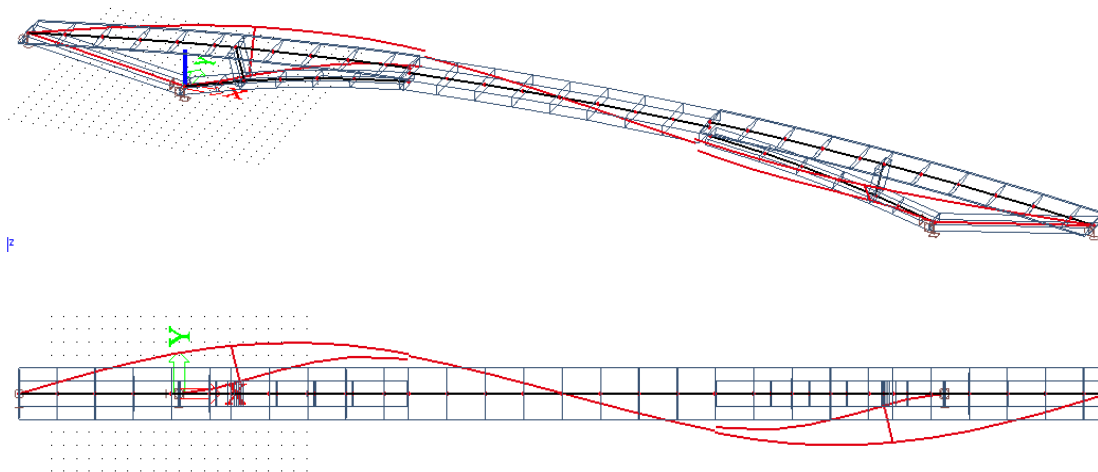
Obrázek 64 - Varianta zvětšení vzepětí – svislý ohybový tvar – frekvence 2,74 Hz



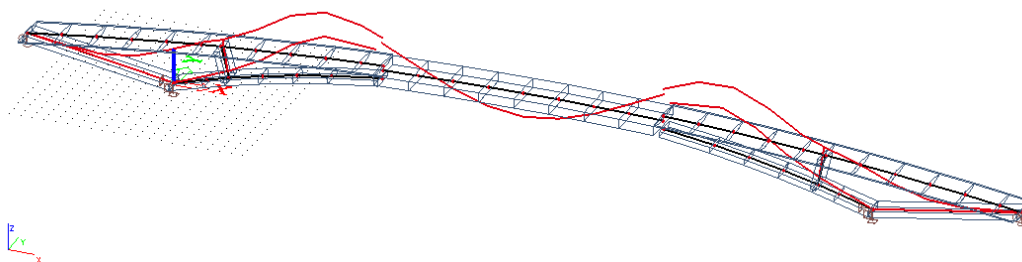
Obrázek 65 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 3,67 Hz



Obrázek 66 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 3,93 Hz



Obrázek 67 - Varianta zvětšení vzepětí – torzní tvar – frekvence 4,27 Hz



Obrázek 68 - Varianta zvětšení vzepětí – svislý ohybový – frekvence 4,37 Hz

Tabulka 29 - Shrnutí deformací konstrukce po zvětšení vzepětí

n	f (Hz)	vlastní tvar
1	1,59	příčný ohybový
2	1,99	svislý ohybový
3	2,74	svislý ohybový
4	3,67	svislý ohybový
5	3,93	svislý ohybový
6	4,27	torzní tvar
7	4,37	svislý ohybový

Zbylé vlastní frekvence jsou větší jak 5 Hz, a proto není nutné posuzovat dynamické chování pro tyto frekvence.

Tabulka 30 - Deformace po zvětšení vzepětí

číslo kombinace		ux max	ux min	uy max	uy min	uz max	uz min
1	MSÚ	32,4	-9,6	0,0	0,0	133,8	-146,9
2	MSÚ	13,6	-9,0	4,8	0,0	50,4	-64,5
3	MSÚ	13,6	-1,9	4,8	0,0	50,4	-64,5
4	MSÚ	30,4	-9,6	1,9	0,0	129,0	-141,3
5	MSÚ	11,6	-6,8	1,9	0,0	45,5	-58,9
6	MSÚ	11,6	-1,7	1,9	0,0	45,5	-58,9
7	MSÚ	11,6	-1,7	1,9	0,0	45,5	-58,9
8	MSÚ	13,5	-14,6	1,9	0,0	67,3	-67,1
9	MSÚ	42,9	-16,6	1,9	0,0	184,6	-196,3
10	MSP	7,0	-4,1	2,4	0,0	27,2	-34,9
11	MSP	15,7	4,0	2,4	0,0	64,3	-71,5
12	MSP	7,3	-1,0	2,4	0,0	27,2	-34,9
13	MSP	6,3	-4,1	1,0	0,0	24,8	-32,1
14	MSP	14,6	-4,0	1,0	0,0	61,9	-68,8
15	MSP	6,3	-0,9	1,0	0,0	24,8	32,1

Při porovnání s původní variantou musím říct, že jak deformace, tak vlastní frekvence se nám výrazně zlepšily.

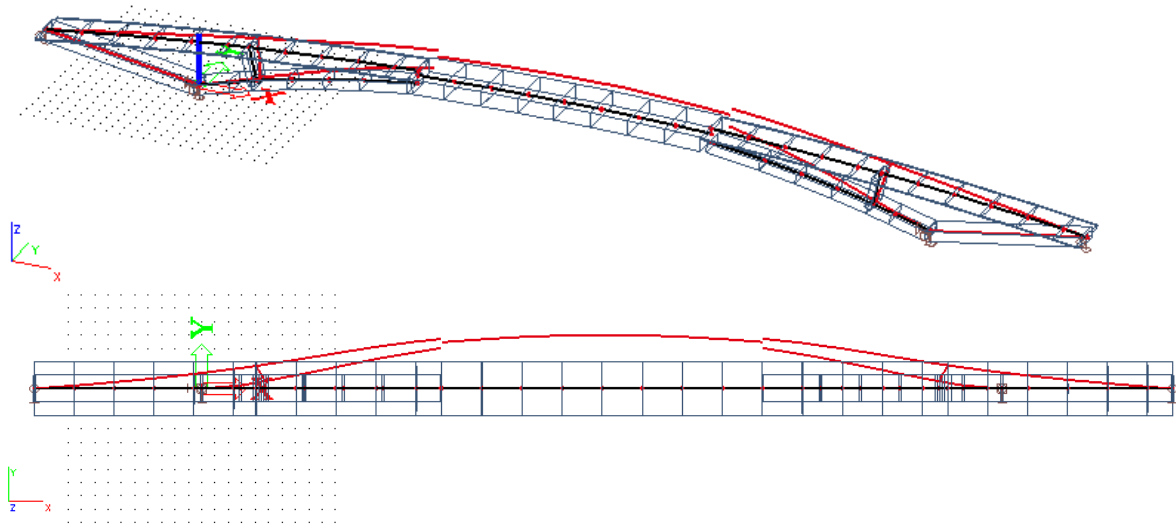
Pro konstrukce máme tři problematické rozmezí vlastních frekvencí, kterým bychom se měli vyhnout při navrhování. Jedná se o rozmezí 0,8 – 1,2 dále potom 1,6 – 2,4 a nakonec 3,5 – 4,5. [15]

V tomto případě se jedná o pět případů, kdy nám frekvence padne do jednoho ze tří rozmezí. Proto musíme říct, že je konstrukce měkká a je potřeba jí upravit.

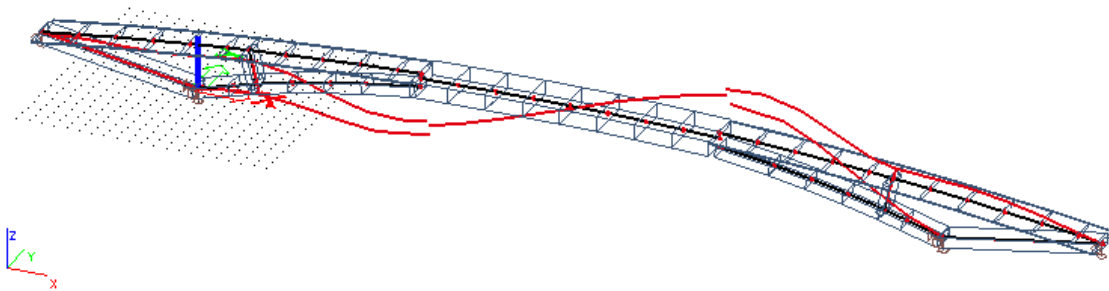
#### 4.3.2 Zvětšení tloušťky dolního oblouku na variantě předešlé

Dalším krokem, jak konstrukci upravím, bude zvětšení tloušťky spodního oblouku z 500 mm na 800 mm. Tuto změnu provedu na konstrukci předešlé, kde už jsem posunula základy, abych zvětšila vzepětí oblouku.

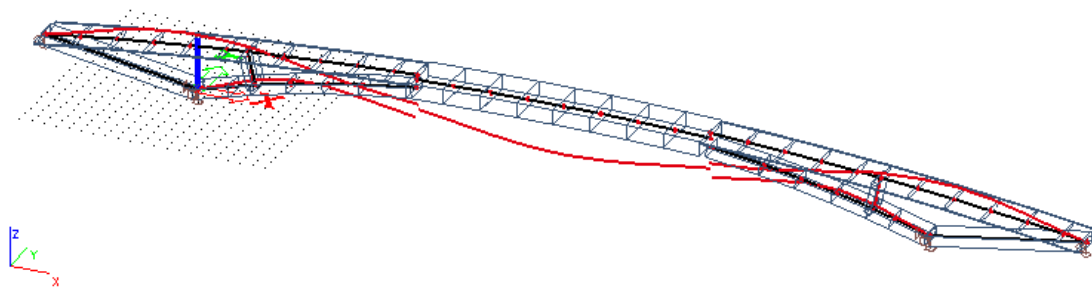
Předpokládám, že se nám deformace příliš nezmění, ale tato změna by nám mohla pomoci z hlediska dynamických účinků na konstrukci.



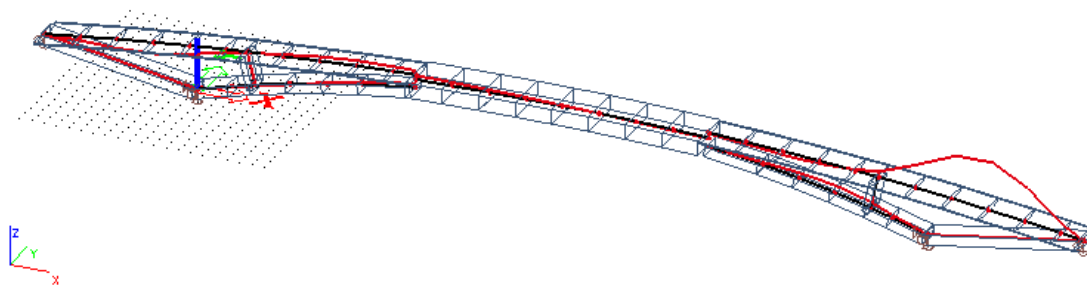
Obrázek 69 - Dynamické zatížení - příčný ohybový tvar - frekvence 1,93 Hz



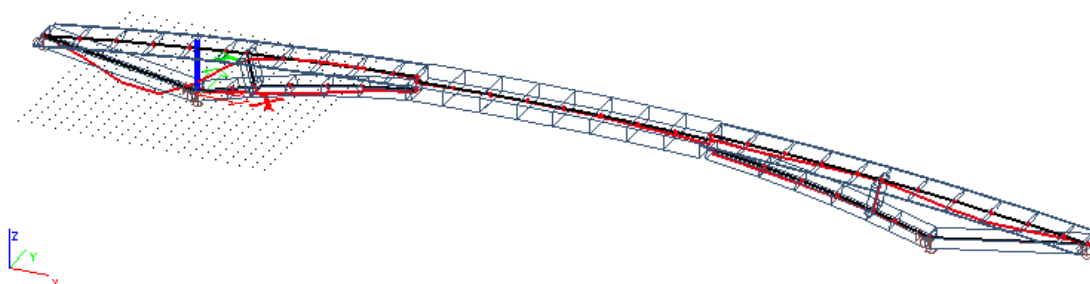
Obrázek 70 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,45 Hz



Obrázek 71 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,28 Hz



Obrázek 72 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 4,58 Hz



Obrázek 73 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 4,69 Hz

Tabulka 31 - Souhrn vlastních frekvencí konstrukce po zvětšení tloušťky

n	f (Hz)	vlastní tvar
1	1,93	příčný ohybový
2	2,45	svislý ohybový
3	3,28	svislý ohybový
4	4,58	svislý ohybový
5	4,69	svislý ohybový

Ostatní vlastní frekvence jsou opět větší než 5 Hz, a proto je nebudu uvádět.

Tabulka 32 - Deformace konstrukce po zvětšení vzepětí a zvětšení tloušťky desky

číslo kombinace		ux max	ux min	uy max	uy min	uz max	uz min
1	MSÚ	23,7	-10,6	0,1	-4,2	121,6	-137,3
2	MSÚ	8,6	-8,9	0,1	-4,2	44,5	-54,6
3	MSÚ	8,3	-2,8	0,1	-5,0	44,7	-54,9
4	MSÚ	22,0	-10,4	0,0	-1,7	116,4	-131,4
5	MSÚ	8,1	-8,5	0,0	-1,7	39,3	-48,7
6	MSÚ	6,5	-2,2	0,1	-2,5	39,4	-48,9
7	MSÚ	6,5	-2,2	0,1	-2,5	39,4	-48,9
8	MSÚ	12,6	-15,1	0,0	-1,7	65,4	-64,4
9	MSÚ	32,6	-17,0	0,0	-1,7	167,8	-186,5
10	MSP	4,3	-4,1	0,0	-2,1	24,0	-29,4
11	MSP	11,2	-4,8	0,0	-2,1	58,2	-66,2
12	MSP	4,4	-1,5	0,1	-2,4	24,0	-29,5
13	MSP	3,8	-3,9	0,0	-0,8	21,4	-26,5
14	MSP	10,4	-4,7	0,0	-0,8	55,6	-63,2
15	MSP	3,5	-1,2	0,0	-1,2	21,4	-26,6

Jak jsem předpokládala, ke změně deformací došlo jen velmi minimálně. Velký rozdíl se stal po dynamickém zatížení konstrukce. Jak už jsem psala u předchozí varianty, opět pozoruji, jestli se vlastní frekvence pohybuje v kritickém rozmezí.

Pouze první vlastní frekvence se nám pohybuje v kritickém rozmezí, a proto mohu o této variantě říct, že konstrukce se chová z hlediska dynamiky přijatelně. Stejně by bylo ale potřeba posoudit konstrukci z hlediska dynamiky podrobněji. Podrobnějšímu výpočtu se ale ve své bakalářské práci nebudu věnovat.

Zvětšením průřezu nám dojde k většímu množství betonu, který budeme při realizaci potřebovat. Jelikož nám ještě zbývá volný prostor v okolí řeky, zkusme ještě zvětšit vzepětí a zpět se vrátit k variantě spodního oblouku o tloušťce pouze 500 mm.

Zkusíme pozorovat, zda by nám tento krok nestačil, abychom nemuseli zvětšovat průřez.

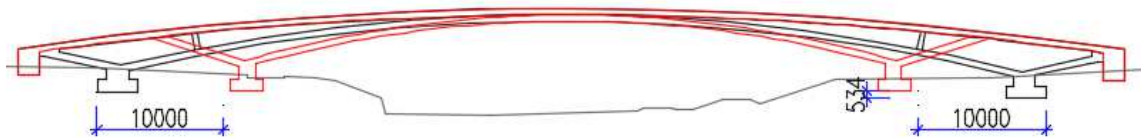


### 4.3.3 Větší vzepětí než v předchozích variantách

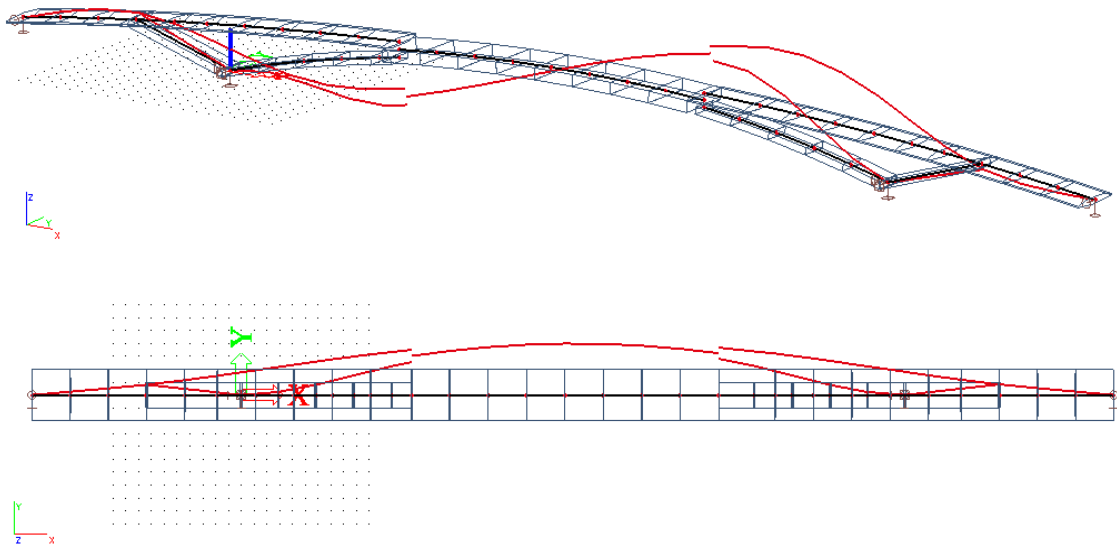
Oproti původní variantě jsem vnitřní podpory posunula o deset metrů směrem ke středu a spodní hranu pravého základu jsem posunula o 534 mm vzhůru abych docílila zmenšení výšky základu.

Jelikož jsou základy od sebe již poměrně vzdáleny, nebudou se ovlivňovat, a proto jsem odstranila spojení základů.

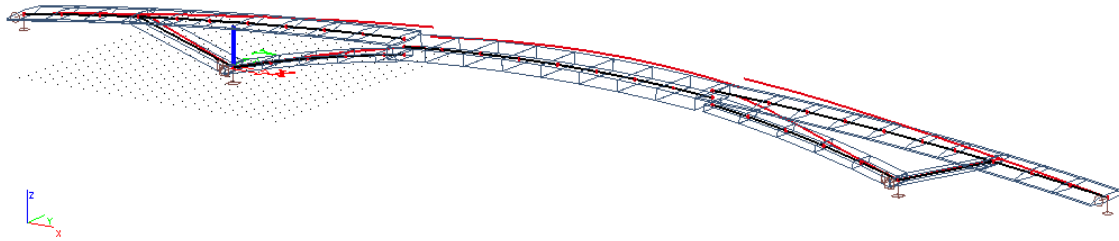
V následujícím obrázku můžeme vidět, jak se nám geometrie změnila. Černá barva znázorňuje původní řešení lávky a červená barva vyobrazuje novou variantu.



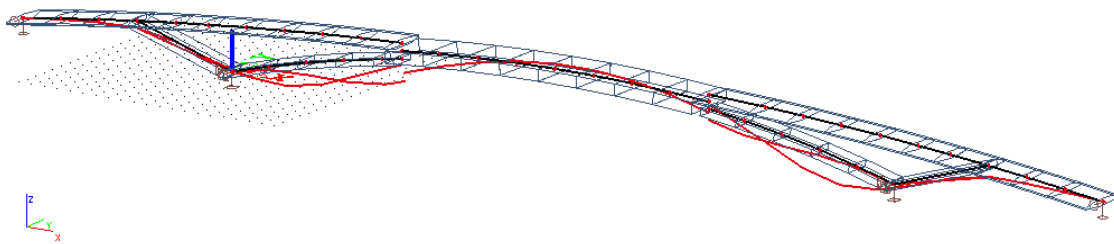
Obrázek 74 - Schéma upravení geometrie lávky



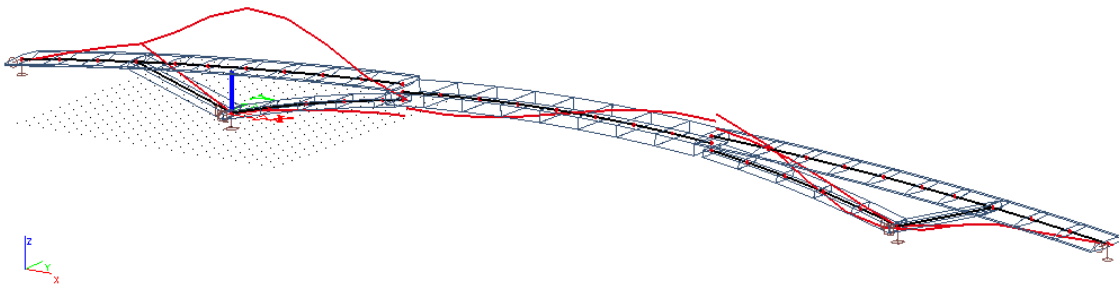
Obrázek 75 - Dynamické zatížení - příčný ohybový tvar - frekvence 1,52 Hz



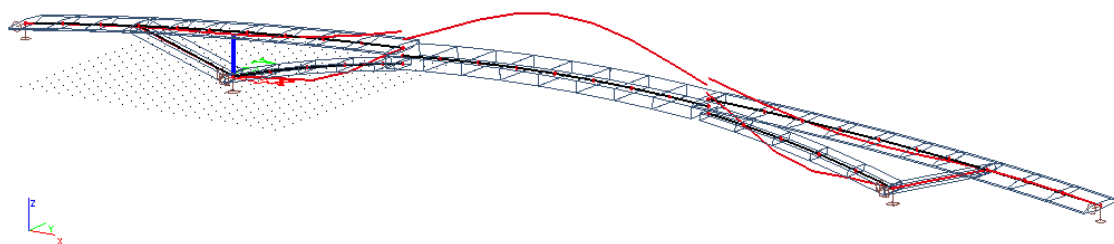
Obrázek 76 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,11Hz



Obrázek 77 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,38 Hz



Obrázek 78 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,15 Hz



Obrázek 79 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,41 Hz

Tabulka 33 - Přehled dynamického chování konstrukce

n	f (Hz)	vlastní tvar
1	1,52	příčný ohybový
2	2,11	svislý ohybový
3	2,38	svislý ohybový
4	3,15	svislý ohybový
5	3,41	svislý ohybový

Tabulka 34 - Přehled deformace konstrukce

číslo kombinace		ux max	ux min	uy max	uy min	uz max	uz min
1	MSÚ	13,7	-17,7	5,1	-0,2	231,8	-188,4
2	MSÚ	6,1	-30,1	5,1	-0,2	196,5	-159,9
3	MSÚ	4,7	-17,7	6,1	-0,2	196,9	-160,2
4	MSÚ	13,7	-14,0	2,0	-0,1	190,5	-155,1
5	MSÚ	5,1	-26,9	2,0	-0,1	154,1	-125,5
6	MSÚ	3,8	-14,0	3,1	-0,1	154,4	-125,9
7	MSÚ	3,8	-14,0	3,1	-0,1	154,4	-125,9
8	MSÚ	6,0	-36,8	2,0	-0,1	154,1	-125,5
9	MSÚ	27,7	-15,1	2,0	-0,1	218,4	-179,6
10	MSP	3,1	-14,7	2,5	-0,1	104,0	-84,6
11	MSP	4,0	-9,3	2,5	-0,1	119,5	-97,1
12	MSP	2,5	-9,3	3,0	-0,1	104,1	-84,7
13	MSP	2,6	-13,1	1,0	0,0	83,0	-67,6
14	MSP	4,0	-7,5	1,0	0,0	98,9	-80,5
15	MSP	2,0	-7,5	1,5	-0,1	83,2	-67,8

Po porovnání všech tří variant jsem došla k závěru, že nejlepší je varianta se zvětšením tloušťky spodní nosné konstrukce a poslední varianta, kdy jsem ještě více zvětšila vzepětí dolního oblouku.

Jak průhyby, tak počet vlastních frekvencí, které spadají do kritického rozmezí, jsou srovnatelné. Z hlediska estetiky jsem se rozhodla pro poslední variantu, protože mám pocit, že by varianta se zvětšením tloušťky nosné konstrukce působila masivním dojmem.

Postoupím proto již k posouzení jednotlivých řezů konstrukce.

# 5 Návrh výztuže a posouzení průřezu

## 5.1 Materiály

Pro návrh betonového mostu jsem uvažovala beton třídy C30/37 XC4 XD3 XF4 a výztuž B500B. Stupeň vlivu prostředí XD3 nám říká, že se jedná o konstrukci mostu vystavenou postřikům obsahující chloridy, což si dokážeme představit například v zimě, kdy bude potřeba lávku posypat solí. Vlivem karbonatace nám ke korozi může dojít na styku s vodou, což nám říká popis XC4. Působení námrazy na vozovky a mostovky vystavené rozmrazovacím prostředkům, kdy je povrch značně nasycen vodou nám zahrnuje stupeň vlivu XF4.

Návrhová pevnost v tlaku je dána vztahem:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ MPa} \quad (6)$$

Návrhová pevnost výztuže B500B:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} \quad (7)$$

## 5.2 Krycí vrstva výztuže

Pro stanovení krycí vrstvy potřebujeme znát hodnotu  $c_{\min, \text{dur}}$ , což je hodnota požadavku prostředí. Lávku navrhujeme na životnost 100 let, proto z klasické konstrukční třídy S4 musíme zvětšit třídu na S6. Rozhodujícím parametrem pro stanovení krytí je stupeň vlivu prostředí XD3. Pokud tyto vlivy zahrneme do tabulky stanovující minimální krytí na požadavek prostředí, dostaneme hodnotu  $c_{\min, \text{dur}}$  55 mm.

Dále stanovíme nominální krycí vrstvu výztuže podle vztahu:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8)$$

kde:  $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$  (9)

$c_{min}$  je minimální krycí vrstva

$c_{min,b}$  je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, odpovídá profilu použitých prutů

$\Delta c_{dev}$  je přídavek na návrhovou odchylku (0 – 10 mm dle technologie a kvality provádění), budu uvažovat  $\Delta c_{dev} = 10$  mm,

$c_{min,b}$  je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, v našem případě odpovídá profilu použitých prutů  $\emptyset$ ,

$c_{min,dur}$  je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí, získá se z normové tabulky (viz web podle konstrukční třídy a stupně agresivity prostředí. Stupeň agresivity prostředí je zadán. Základní hodnota konstrukční třídy S4 se upraví podle zadání s ohledem na životnost, třídu betonu a typ konstrukce.

$\Delta c_{dur,y}$  je přídavná bezpečnostní složka, budu uvažovat 0 mm,

$\Delta c_{dur,st}$  je redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli, budu brát 0 mm,

$\Delta c_{dur,add}$  je redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany, budu brát 0 mm.

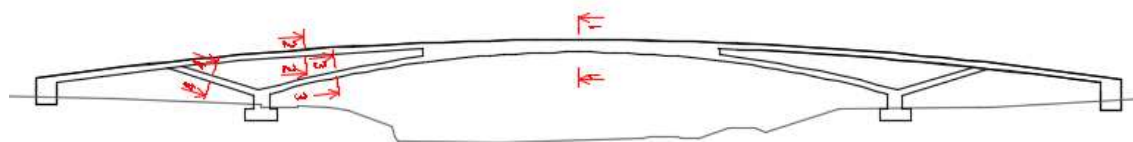
$$c_{min} = \max(20; 55 + 0 - 0 - 0; 10) = 55 \text{ mm} \quad (9)$$

$$c_{nom} = 55 + 10 = 65 \text{ mm}$$

### 5.3 Návrh výztuže a posouzení MSÚ

Na následujícím obrázku jsou schematicky vyznačené řezy, které jsem si pro návrh výztuže konstrukce a následné posouzení vybrala. Řez č. 1 se nachází uprostřed celé konstrukce, řez č. 2 je proveden mostovkou, řez č. 3 je veden hlavní nosnou konstrukcí, která již není spojená s mostovkou, a poslední řez č. 4 jsem zvolila na podpěře mostovky.

Řezy jsem volila podle nulových hodnot posouvacích sil viz obrázek č. 53, jelikož v místě, kde máme nulovou posouvací sílu, se nachází momentový extrém. Na obrázku č. 54 můžeme vidět, že se opravdu jedná o místa s maximálním momentem.



Obrázek 80 - Schéma posuzovaných řezů

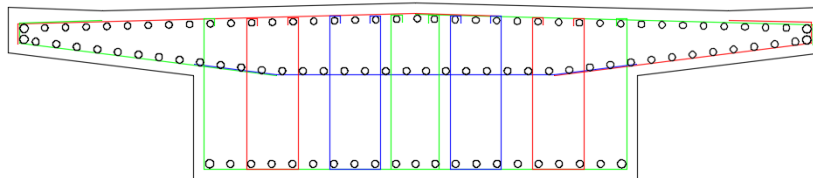
### 5.3.1 Řez 1-1

V následující tabulce můžeme vidět přehled všech vnitřních sil od jednotlivých kombinací zatížení. Pro návrh a posouzení výztuže budeme uvažovat vždy maximální hodnoty ze všech kombinací pro jeden typ kombinací.

Tabulka 35 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 1-1

typ kombinace	číslo kombinace	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
MSÚ	1	-13817,93	-2,96	194,79	-2,94	-1607,51	-648,94
	2	<b>-14887,25</b>	-2,96	<b>201,39</b>	-2,94	-2529,16	-648,94
	3	-13817,93	<b>-3,61</b>	194,79	<b>-3,95</b>	-1607,51	<b>-810,40</b>
	4	-12556,88	-1,18	167,03	-1,18	-1439,13	-259,57
	5	-13626,20	-1,18	173,63	-1,18	-2012,43	-259,57
	6	-12556,88	-1,83	167,03	-2,18	-1090,78	-421,04
	7	-11917,80	-1,83	167,03	-2,18	-1090,78	-421,04
	8	-13700,00	-1,18	178,03	-1,18	<b>-2626,86</b>	-259,57
	9	-11917,80	-1,18	167,03	-1,18	-1618,74	-259,57
MSP charakteristická	10	<b>-7884,95</b>	-1,46	<b>107,30</b>	-1,45	<b>-1244,52</b>	-320,46
	11	-7409,69	-1,46	104,36	-1,45	-834,89	-320,46
	12	-7409,69	<b>-1,75</b>	104,36	<b>-1,90</b>	-834,89	<b>-392,22</b>
	13	-7262,20	-0,58	93,59	-0,58	-989,34	-128,18
	14	-6786,95	-0,58	90,66	-0,58	-579,72	-128,18
	15	-6786,95	-0,87	90,66	-1,03	-579,72	-199,95

Na následujícím obrázku můžeme vidět schematické rozmístění výztuže. Pro naše účely budeme navrhovat horní podélnou výztuž, jelikož se nacházíme nad podpěrou, ostatní výztuž budeme uvažovat jako konstrukční. Návrh výztuže budeme uvažovat jako návrh výztuže do trámu.



Obrázek 81 - Schématické rozmístění výztuže

Průřezové charakteristiky průřezu:

$$A=3,200 \text{ m}^2$$

$$I_y=0,17067 \text{ m}^4$$

$$I_z=4,2667 \text{ m}^4$$

$$W_{el,y}=0,42667 \text{ m}^3$$

$$W_{el,z}=2,1333 \text{ m}^3$$

Statically účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi}{2} = 800 - 65 - 8 - \frac{20}{2} = 717 \text{ mm} \quad (10)$$

Určení součinitele využití působením ohybového momentu:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2626,86}{2,0737^2 \cdot 17 \cdot 10^3} = 0,151 \quad (11)$$

Plocha výztuže:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \cdot 39 = 12252,2 \text{ mm}^2 \quad (12)$$

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{12252,21 \cdot 434,8}{0,8 \cdot 4000 \cdot 17} = 97,93 \text{ mm} \quad (13)$$

Výška tlačené části betonu je menší než tloušťka mostovky, a proto se nám výztuž vejde do desky.

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 717 - 0,4 \cdot 97,9 = 677,8 \text{ mm} \quad (14)$$

Ověření únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = \frac{12252,21 \cdot 434,8 \cdot 0,678}{1000} = 3611,9 \text{ kNm} > 2626,86 \text{ kNm} \quad (15)$$

**Vyhovuje (72,7%)**

Posouzení poměrné výšky tláčené oblasti:

$$\zeta = \frac{x}{d} = \frac{97,93}{747} = 0,131 < \zeta_{max} = 0,45 \quad (16)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální plochy výztuže

$$A_s = 12252,21 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) = \\ \max\left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 717 \cdot 3000; 0,0013 \cdot 717 \cdot 3000\right) = \max(3243,7; 2796,3) = \\ 3243,7 \text{ mm}^2 \quad (17)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 12252,21 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 128000 \text{ mm}^2 \quad (18)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální rozteče prutů:

$$\Delta = 100 - 20 = 80 \text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 24; 21) = \\ 24 \text{ mm} \quad (19)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 100 \text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(1600; 250) = 250 \text{ mm} \quad (20)$$

**Vyhovuje**

Ověření dostatečného protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d-x)}{x} = \frac{3,5 \cdot (737-97,93)}{97,93} = 22,84\% > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{210000} = 2,1\% \quad (21)$$

**Vyhovuje**

## NÁVRH VÝZTUŽE V ŘEZU 1-1 VYHOVUJE

Smyková únosnost prostého betonu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{14887,25}{3,2} = 4,652 \text{ MPa} \quad (22)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} = 1,5 \cdot \frac{201,39}{3,2} = 0,094 \text{ MPa} \quad (23)$$



Návrhová pevnost ve smyku a tlaku

$$\sigma_{c.lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})} = 17 - 2\sqrt{2,9(2,9 + 4,652)} = 7,640 \text{ MPa} > \sigma_{cp} = 4,652 \text{ MPa} \quad (24)$$

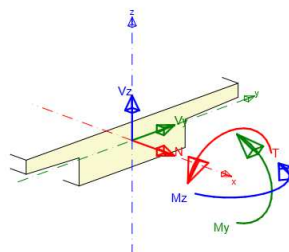
$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd}} = \sqrt{2,9^2 + 4,652 \cdot 2,9} = 4,680 \text{ MPa} > \tau_{cp} = 0,094 \text{ MPa} \quad (25)$$

V řezu 1-1 jsem navrhla 39 ks Ø20 z důvodu ohybové tuhosti. Konstrukce v řezu 1-1 vyhovuje na smykovou únosnost průřezu, proto není potřeba navrhovat smykovou výztuž.

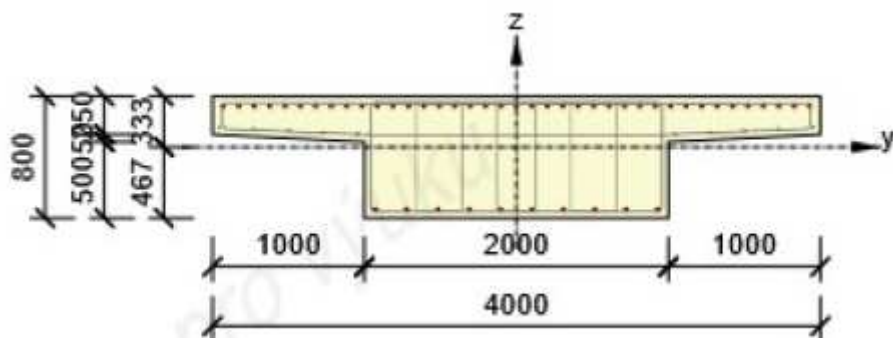
Jelikož nám v řezu působí i zbylé ohybové momenty, než jen  $M_y$  a normálová síla  $N$ , je proto nutné vložit náš průřez do programu IDEA StatiCa a nechat si posoudit námi navrženou výztuž, zda splňuje všechny potřebné parametry, jelikož při kombinaci momentů a normálové síly je potřeba posoudit průřez pomocí interakčního diagramu.

V programu jsem si proto vymodelovala svůj průřez, který jsem vyztužila pomocí ručně navržené výztuže. Průřez mi ale nevyhověl, proto jsem musela výztuž upravit. Došla jsem k následující skladbě výztuže viz obr. 83.

Musela jsem do programu zadat jak kombinaci zatížení pro MSÚ, tak také charakteristickou kombinaci MSP. Na následujícím obrázku můžeme vidět kladné působení vnitřních sil. Můžeme si všimnout, že toto schéma je stejné i pro program SCIA Engineer, a proto nemusíme upravovat znaménka vnitřních sil.



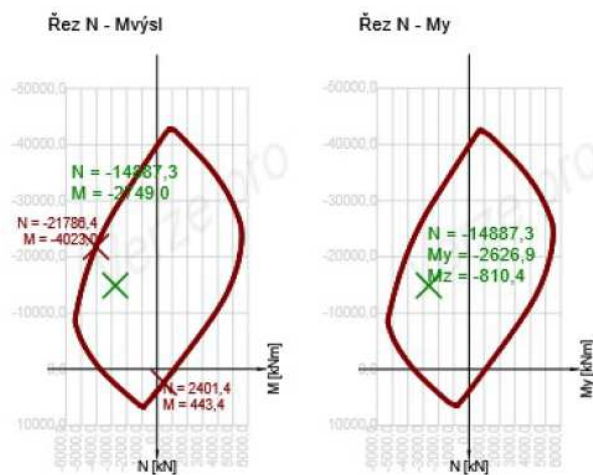
Obrázek 82 - Schéma kladného působení vnitřních sil v programu IDEA StatiCa



Obrázek 83 - Skladba výztuže řez 1-1

U horního povrchu mám navrženou výztuž získanou ručním výpočtem a to 39  $\varnothing 20$ . Ke spodnímu okraji jsem umístila 10  $\varnothing 20$ . Na spodní hraně mostovky je rozmístěna konstrukční výztuž a to  $\varnothing 8/200$ . Z důvodu kroučícího momentu jsem musela navrhnout třmínky hlavní  $\varnothing 12/75$  a vnitřní konstrukční třmínky  $\varnothing 8/75$ .

Důležitým posudkem MSÚ je vytvoření interakčního diagramu pro náš průřez. Jelikož se jedná o složitější průřez, nechala jsem si interakční diagram vykreslit pomocí programu.



Obrázek 84 - Interakční diagram z programu IDEA StatiCa

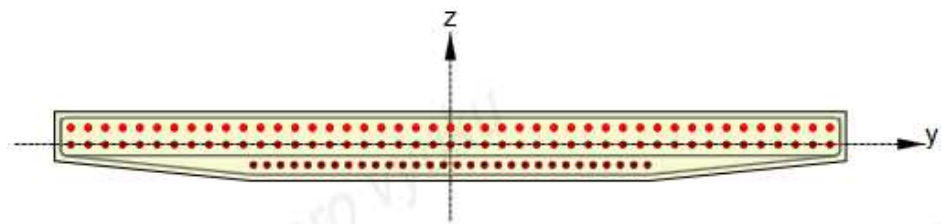
Z interakčního diagramu můžeme vidět, že průřez vyhovuje a to s dostatečnou rezervou.

### 5.3.2 Řez 2-2

Tabulka 36 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 2-2

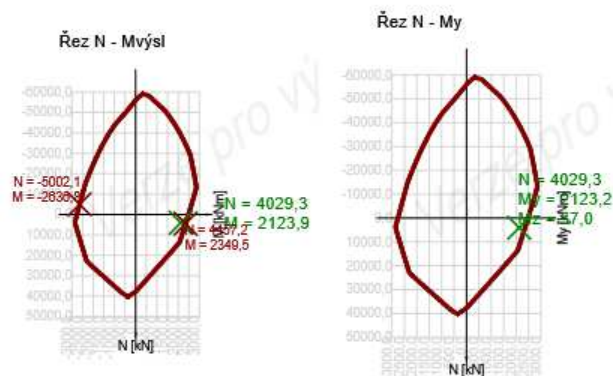
typ kombinace	číslo kombinace	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
MSÚ	1	3841,44	-34,35	270,31	20,39	2148,01	38,10
	2	2706,54	-34,35	248,71	20,39	2123,18	38,10
	3	2706,54	<u>-41,58</u>	<u>248,71</u>	<u>24,43</u>	<u>2123,18</u>	<u>57,00</u>
	4	3272,65	-13,74	216,08	8,16	1662,78	15,24
	5	2137,76	-13,74	194,49	8,16	1637,95	15,24
	6	2137,76	-20,98	194,49	12,19	1637,95	34,14
	7	2137,76	-20,98	194,49	12,19	1637,95	34,14
	8	2137,76	-13,74	194,49	8,16	1637,95	15,24
	9	<u>4029,25</u>	-13,74	230,48	8,16	1679,33	15,24
MSP charakteristická	10	1433,32	-16,96	131,53	10,07	1120,81	18,81
	11	<u>1937,72</u>	-16,96	<u>141,13</u>	<u>10,07</u>	<u>1131,84</u>	18,81
	12	1433,32	<u>-20,18</u>	131,53	11,86	1120,81	<u>27,21</u>
	13	1152,44	-6,78	104,76	4,03	881,19	7,52
	14	1656,84	-6,78	114,35	4,03	892,22	7,52
	15	1152,44	-10,00	104,76	5,82	881,19	15,92

Jak můžeme z tabulky vnitřních sil vidět, jedná se o průřez, který je namáhán tahem. Pokusila jsem se proto navrhnout ohybovou výztuž, ale potřebovala bych umístit velké množství výztuže, které již není umožněno konstrukčními zásadami.



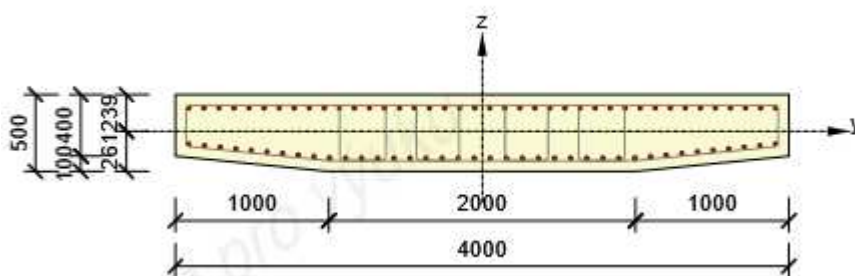
Obrázek 85 - Schéma rozmístění potřebné ohybové výztuže

Na následujícím obrázku můžeme vidět v interakčním diagramu, že je navržnuta opravdu pouze potřebná výztuž. Jelikož využití je 90,4%.



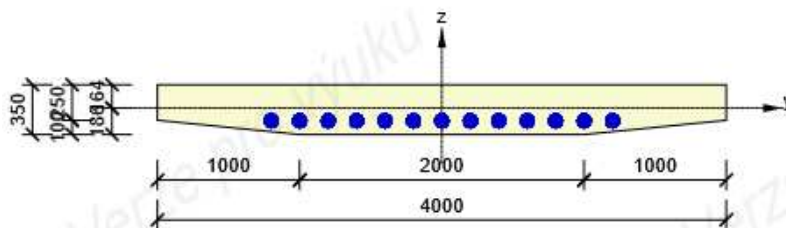
Obrázek 86 - Interakční diagram řez 2-2

Řešením tohoto problému by bylo zvětšit průřez například o 150 mm a navrhnout novou ohybovou výztuž, která by již díky většímu množství betonu měla vyhovovat, například viz obr. č. 86.



Obrázek 87 - Upravený řez 2-2 - zvětšení průřezu

Dalším možným řešením by bylo předepnutí mostovky, kdy by se do konstrukce vnesla tlaková síla. Jedno z možných řešení můžeme vidět na následujícím obrázku.



Obrázek 88 - Upravený řez 2-2 - předpětí

### 5.3.3 Řez 3-3

V následující tabulce vidíme vnitřní síly v řezu 3-3, řez se nachází stejně jako řez 2-2 v poli, a proto budeme navrhovat dolní podélnou výztuž.

Tabulka 37 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 3-3

typ kombinace	číslo kombinace	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
MSÚ	1	-16974,95	-66,57	<u>677,35</u>	84,07	<u>1253,98</u>	277,73
	2	<u>-16989,25</u>	-66,57	546,14	84,07	1053,56	277,73
	3	-16974,95	<u>-80,83</u>	546,14	<u>99,80</u>	1053,56	<u>331,12</u>
	4	-15081,63	-26,63	585,57	33,63	1125,31	111,09
	5	-15335,85	-26,63	454,36	33,63	<u>-924,88</u>	111,09
	6	-15081,63	-40,89	454,36	49,36	-924,88	164,48
	7	-14435,88	-40,89	454,36	49,36	-858,72	164,48
	8	-14859,58	-26,63	454,36	33,63	-858,72	111,09
	9	-14435,88	-26,63	673,04	33,63	1192,77	111,09
MSP charakteristická	10	<u>-9196,81</u>	-32,87	291,33	41,51	-560,38	137,15
	11	-9083,82	-32,87	<u>349,65</u>	41,51	<u>649,45</u>	137,15
	12	-9083,82	<u>-39,21</u>	291,33	<u>48,51</u>	-560,38	<u>160,88</u>
	13	-8261,84	-13,15	246,01	16,61	-496,83	54,86
	14	-8148,85	-13,15	304,32	16,61	<u>-585,91</u>	54,86
	15	-8148,85	-19,49	246,01	23,60	-496,83	78,59

Průřezové charakteristiky průřezu:

$$A=1,000 \text{ m}^2$$

$$W_{el,y}=0,08333 \text{ m}^3$$

$$I_y=0,02083 \text{ m}^4$$

$$W_{el,z}=0,33333 \text{ m}^3$$

$$I_z=0,33333 \text{ m}^4$$

Statically účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \phi_{příčná} - \frac{\phi}{2} = 500 - 65 - 10 - \frac{20}{2} = 415 \text{ mm}$$

(26)

Plocha výztuže:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \cdot 30 = 9424,8 \text{ mm}^2 \quad (27)$$

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{9424,8 \cdot 434,8}{0,8 \cdot 2000 \cdot 17} = 150,7 \text{ mm} \quad (28)$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 415 - 0,4 \cdot 150,7 = 354,7 \text{ mm} \quad (29)$$

Ověření únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 9424,8 \cdot 434,8 \cdot 0,355 / 1000 = 1454,8 \text{ kNm} > 1253,98 \text{ kNm} \quad (30)$$

**Vyhovuje (85,7%)**

Posouzení poměrné výšky tlačené oblasti:

$$\zeta = \frac{x}{d} = \frac{150,7}{415} = 0,363 < \zeta_{max} = 0,45 \quad (31)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální plochy výztuže

$$A_s = 9424,8 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) = \\ \max\left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 437 \cdot 2000; 0,0013 \cdot 437 \cdot 2000\right) = \max(1318,1136) = 1318 \text{ mm}^2 \quad (32)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 9424,8 \text{ mm}^2 > A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 34960 \text{ mm}^2 \quad (33)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální rozteče prutů:

$$\Delta = 65 - 20 = 45 \text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 24; 21) = 24 \text{ mm} \quad (34)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 65 \text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(1000; 250) = 250 \text{ mm} \quad (35)$$

**Vyhovuje**

Ověření dostatečného protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d-x)}{x} = \frac{3,5 \cdot (419-150,7)}{150,7} = 6,2\%_0 > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{210000} = 2,1\%_0 \quad (36)$$

**Vyhovuje**

**NÁVRH VÝZTUŽE V ŘEZU 3-3 VYHOVUJE**

Smyková únosnost prostého betonu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{16989,25}{1,0} = 16,99 \text{ MPa} \quad (37)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} = 1,5 \cdot \frac{677,35}{1,0} = 1,016 \text{ MPa} \quad (38)$$

Návrhová pevnost ve smyku a tlaku

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})} = 17 - 2 \sqrt{2,9(2,9 + 16,99)} = 1,81 \text{ MPa} < \sigma_{cp} = 16,99 \text{ MPa} \quad (39)$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} = \sqrt{2,9^2 + 16,99 \cdot 2,9 - \left(\frac{16,99 - 1,81}{2}\right)^2} = 0,27 \text{ MPa} < \tau_{cp} = 1,016 \text{ MPa} \quad (40)$$

### Nevyhovuje

V řezu 3-3 jsem navrhla 30 kusů Ø 20 z důvodu ohybové tuhosti. Konstrukce v řezu 3-3 vyhovuje na tlakovou únosnost. Na smykovou únosnost mi konstrukce nevyhověla, proto je potřeba navrhnout smykovou výztuž v místě řezu.

Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot 17 \cdot 2000 \cdot 379 \cdot \frac{1,5}{1 + 1,5^2} = 3140,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 677,25 \text{ kN} \quad (41)$$

Navrhne smykovou výztuž Ø12 mm

$$A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 12^2}{4} = 226,2 \text{ mm}^2 \quad (42)$$

Potřebná rozteč třmínků

$$s_1 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed,1}} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{226,2 \cdot 434,8}{677,25} \cdot 379 \cdot 1,5 = 83 \text{ mm} \quad (43)$$

$$s_1 = 80 \text{ mm}$$

## Konstrukční zásady

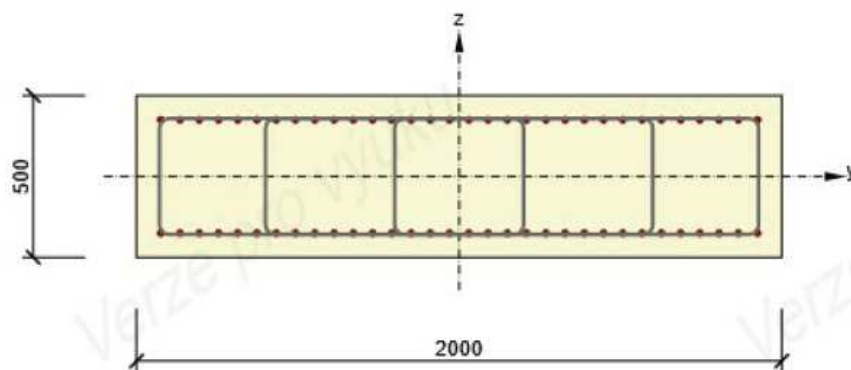
$$s_1 = 82 \text{ mm} \leq \min(0,75 \cdot d; 400) = \min(0,75 \cdot 439; 400) = \min(329; 400) \\ = 329 \text{ mm}$$

(44)

### Vyhovuje

V oblasti kolem řezu 3-3 jsem navrhla smykovou výztuž  $\varnothing 12$  mm s roztečí třmínek 85 mm.

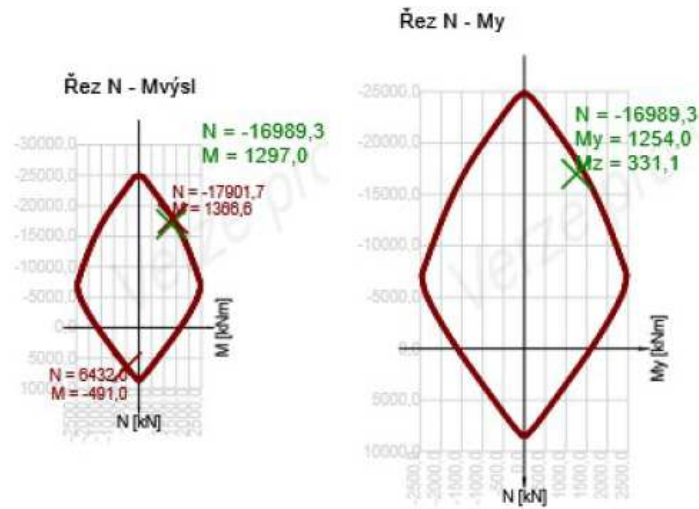
Stejně jako v řezu 1-1 jsem musela průřez posoudit opět pomocí programu. Proto jsem si vytvořila nový řez a zadala všechny vnitřní síly.



Nejprve jsem do řezu umístila výztuž, kterou jsem navrhla, následně jsem zjistila, že tato výztuž nevyhovuje, jelikož na průřez nám působí velká normálová síla. Z toho důvodu jsem musela vložit tři třmínky  $\varnothing 12$  mm a proto jsem vzdálenost třmínek mohla zvětšit až na vzdálenost 150 mm. Při horním i dolním okraji řezu mám umístěno 32  $\varnothing 20/175$  mm.

Z programu jsem si opět zjistila i interakční diagram, jelikož se ale jedná o obdélníkový průřez. Vypočítám si interakční diagram v ruce a následně si jednotlivé výsledky porovnám.





Obrázek 89 - Interakční diagram - řez 3-3, program

### Interakční diagram pro řez 3-3

Ramena vnitřních sil:

$$z_{s1} = z_{s2} = \frac{1}{2} \cdot (h - 2c - 2\phi_{sw} - \phi_s) = \frac{1}{2} \cdot (500 - 2 \cdot 65 - 2 \cdot 10 - 20) = 165 \text{ mm} \quad (45)$$

$$d_1 = d_2 = \frac{h}{2} - z_{s1} = 250 - 165 = 85 \text{ mm} \quad (46)$$

Bod 0 – Dostředný tlak

$$N_{Rd,0} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s1} \sigma_s + A_{s2} \sigma_s =$$

$$500 \cdot 2000 \cdot 17 + 10053,096 \cdot 400 + 10053,096 \cdot 400 = 25 \ 042,5 \text{ kN} \quad (47)$$

$$M_{Rd,0} = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1 – Nulové přetvoření tažené výztuže

$$N_{Rd,1} = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 2000 \cdot 415 \cdot 17 + 10053,096 \cdot 434,8 =$$

$$15 \ 659,1 \text{ kN} \quad (48)$$

$$M_{Rd,1} = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \left( \frac{h}{2} - 0,4d \right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_{s2} = 0,8 \cdot 2000 \cdot 415 \cdot 17 \cdot \left( \frac{500}{2} - 0,4 \cdot 415 \right) +$$

$$10053,096 \cdot 434,8 \cdot 165 = 1 \ 669,4 \text{ kNm} \quad (49)$$

## Bod 2 – Napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

$$\xi_{bal,1} = \frac{700}{700+f_{yd}} = 0,617 \quad (50)$$

$$x_{bal,1} = \xi_{bal,1} \cdot d = 0,617 \cdot 415 = 256,1 \text{ mm} \quad (51)$$

Z podobnosti trojúhelníků dostaneme  $\sigma_{s2}$

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x_{bal,1}-d_2} \quad (52)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cd} \left(1 - \frac{d_2}{x_{bal,1}}\right) = 0,0035 \cdot \left(1 - \frac{85}{256,1}\right) = 0,002338 \quad (53)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,8}{200000} = 0,00207 \quad (54)$$

$$\sigma_{s2} = 434,8 \text{ MPa} = f_{yd}$$

$$N_{Rd,2} = 0,8 \cdot b_{cd} \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 2000 \cdot 256,1 \cdot 17 = 6963,1 \text{ kN} \quad (55)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,2} &= 0,8 \cdot b_{cd} \cdot x_{bal,1} \cdot f_{cd} \left(\frac{h_c}{2} - 0,4 \cdot x_{bal,1}\right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s2} = \\ &= 0,8 \cdot 2000 \cdot 256,1 \cdot 17 \cdot \left(\frac{500}{2} - 0,4 \cdot 256,1\right) + 10053,096 \cdot 434,8 \cdot 165 + \\ &= 10053,096 \cdot 434,8 \cdot 165 = 2470,164 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (56)$$

## Bod 3 – Prostý ohyb

$$\begin{aligned} \sigma_{s2}^2 \cdot A_{s2} - \sigma_{s2} (A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \varepsilon_{cd} \cdot E_s) + \varepsilon_{cd} \cdot E_s \cdot (A_{s1} \cdot f_{yd} - 0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot d_2) &= 0 \quad (57) \\ \sigma_{s2}^2 \cdot 10053,096 - \sigma_{s2} (10053,096 \cdot 434,8 + 10053,096 \cdot 0,0035 \cdot 200000) & \\ + 0,0035 \cdot 200000 \cdot (10053,096 \cdot 434,8 - 0,8 \cdot 2000 \cdot 17 \cdot 85) &= 0 \end{aligned}$$

Řešení kvadratické rovnice:

$$\sigma_{s2,1} = 147208 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{s2,2} = 1022575 \text{ kPa} - \text{nemá fyzikální smysl}$$

$$x = \frac{A_{s1} f_{yd} - A_{s2} \sigma_{s2}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{10053,096 \cdot 434,8 - 10053,096 \cdot 147,208}{0,8 \cdot 2000 \cdot 17} = 0,106 \text{ m} \quad (58)$$

$$N_{Rd,3} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = \\ &= 0,8 \cdot 2000 \cdot 0,106 \cdot 17 \cdot \left(\frac{500}{2} - 0,4 \cdot 0,106\right) + 10053,096 \cdot 147,208 \cdot 165 + \\ &= 10053,096 \cdot 434,8 \cdot 165 = 1565,2 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (59)$$

## Bod 4 – Nulové přetvoření tlačené výztuže

$$N_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 10053,096 \cdot 434,8 = 4370,9 \text{ kN} \quad (60)$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{s1} = 10053,096 \cdot 434,8 \cdot 165 = 721,2 \text{ kNm} \quad (61)$$

Bod 5 – Prostý tah

$$N_{Rd,5} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} = (10053,096 + 10053,096) \cdot 434,8 = 8741,823 \text{ kN} \quad (62)$$

$$M_{Rd,5} = 0 \text{ kNm}$$

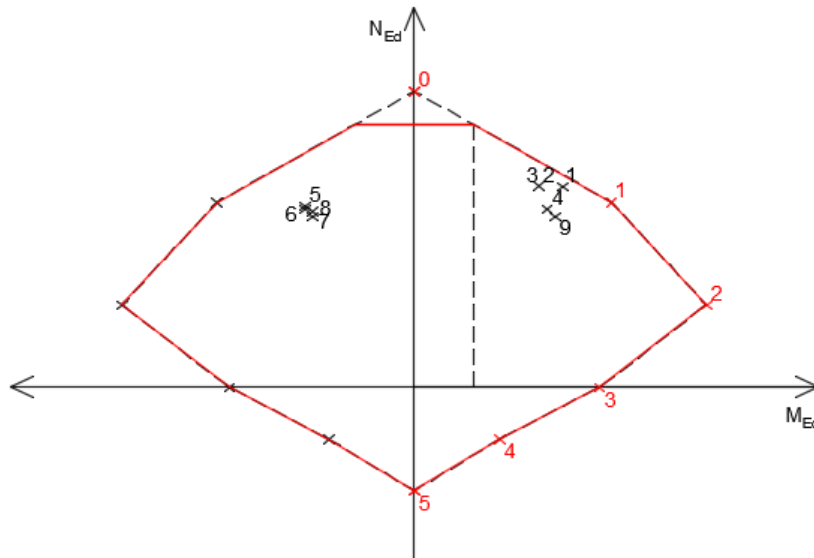
Omezení tlakové únosnosti

Minimální výstřednost:

$$e_0 = \max\left(\frac{h}{30}; 20\text{mm}\right) = \max\left(\frac{500}{30}; 20\right) = \max(16,7; 20) = 20\text{mm} \quad (63)$$

Minimální ohybový moment:

$$M_0 = N_{Rd,0} \cdot e_0 = 25\,042,5,0,02 = 500,85\text{kNm} \quad (64)$$



Obrázek 90 - Interakční diagram 3-3 - ruční výpočet

Porovnáním interakčních diagramů jsem došla k závěru, že interakční diagramy se shodují, i když na první pohled to nemusí být patrné, jelikož program IDEA StatiCa řeže interakční diagram v jiné rovině, než na jakou jsme zvyklá z bakalářského studia.

Výztuž průřezu 3-3 nám z hlediska MSÚ vyhovuje.

### 5.3.4 Řez 4-4

V řezu 4-4 budeme postupovat stejně jako v řezu 3-3 jen s rozdílem, že je máme menší momenty, a proto nám bude stačit méně výztuže.

Tabulka 38 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 4-4

typ kombinace	číslo kombinace	N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
MSÚ	1	-4213,54	116,79	-834,34	-94,99	655,59	259,37
	2	-3108,84	116,79	<u>-1022,31</u>	-94,99	429,31	259,37
	3	-3108,84	<u>138,56</u>	-834,34	<u>-112,44</u>	429,31	<u>305,11</u>
	4	-3561,06	46,71	-662,17	-38,00	588,19	103,75
	5	-2456,36	46,71	-850,15	-38,00	361,91	103,75
	6	-2456,36	68,49	-662,17	-55,44	361,91	149,49
	7	-2456,36	68,49	-662,17	-55,44	361,91	149,49
	8	-2456,36	46,71	-975,46	-31,89	361,91	103,75
	9	<u>-4297,52</u>	46,71	-662,17	-38,00	<u>739,04</u>	103,75
MSP charakteristická	10	-1646,45	57,67	<u>-525,68</u>	-46,91	229,45	128,08
	11	<u>-2137,42</u>	57,67	-442,14	-46,91	<u>330,01</u>	128,08
	12	-1646,45	<u>67,35</u>	-442,14	<u>-54,66</u>	229,45	<u>148,41</u>
	13	-1324,24	23,07	-440,66	-18,76	196,16	51,23
	14	-1815,21	23,07	-357,12	-18,76	296,73	51,23
	15	-1324,24	32,75	-357,12	-26,52	196,16	71,56

Průřezové charakteristiky průřezu:

$$A=1,000 \text{ m}^2$$

$$W_{el,y}=0,08333 \text{ m}^3$$

$$I_y=0,02083 \text{ m}^4$$

$$W_{el,z}=0,33333 \text{ m}^3$$

$$I_z=0,33333 \text{ m}^4$$

Statically účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \phi_{příčná} - \frac{\phi}{2} = 500 - 65 - 8 - \frac{16}{2} = 419 \text{ mm} \quad (65)$$

Plocha výztuže:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \cdot 20 = 6283,2 \text{ mm}^2 \quad (66)$$

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{6283,2 \cdot 434,8}{0,8 \cdot 2000 \cdot 17} = 100,4 \text{ mm} \quad (67)$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 419 - 0,4 \cdot 100,4 = 378,8 \text{ mm} \quad (68)$$

Ověření únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 6283,2 \cdot 434,8 \cdot 0,379 / 1000 = 1035,4 \text{ kNm} > 739,04 \text{ kNm} \quad (69)$$

**Vyhovuje (71,4%)**

Posouzení poměrné výšky tlačené oblasti:

$$\zeta = \frac{x}{d} = \frac{100,4}{419} = 0,240 < \zeta_{max} = 0,45 \quad (70)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální plochy výztuže

$$A_s = 6283,2 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot A; 0,0013 \cdot b \cdot d\right) = \\ \max\left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 2000 \cdot 439; 0,0013 \cdot 2000 \cdot 439\right) = \max(1324; 1141) = 1324 \text{ mm}^2 \quad (71)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální plochy výztuže:

$$A_s = 6283,2 \text{ mm}^2 > A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d = 35120 \text{ mm}^2 \quad (72)$$

**Vyhovuje**

Ověření minimální rozteče prutů:

$$\Delta = 95 - 20 = 75 \text{ mm} \geq \max(20; 1,2\phi; D_{max} + 5) = \max(20; 24; 21) = 24 \text{ mm} \quad (73)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 95 \text{ mm} \leq \min(2h; 250) = \min(1000; 250) = 250 \text{ mm} \quad (74)$$

**Vyhovuje**

Ověření dostatečného protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d-x)}{x} = \frac{3,5 \cdot (419-100,4)}{100,4} = 11,1\%_0 > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{434,8}{210000} = 2,1\%_0 \quad (75)$$

**Vyhovuje**

**NÁVRH VÝZTUŽE V ŘEZU 4-4 VYHOVUJE**

Smyková únosnost prostého betonu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} = \frac{4297,52}{1,0} = 4,298 \text{ MPa} \quad (76)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} = 1,5 \cdot \frac{1022,31}{1,0} = 1,533 \text{ MPa} \quad (77)$$

Návrhová pevnost ve smyku a tlaku

$$\sigma_{c.lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}(f_{ctd} + f_{cd})} = 17 - 2\sqrt{2,9(2,9 + 4,298)} = 7,862 \text{ MPa} >$$

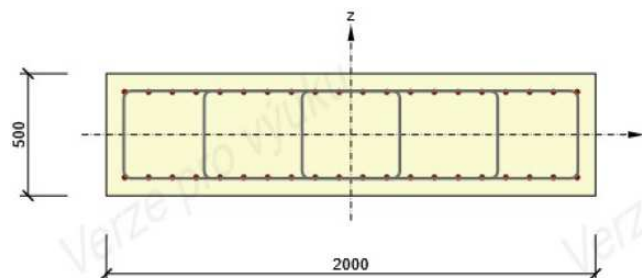
$$\sigma_{cp} = 4,298 \text{ MP} \quad (78)$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \sqrt{2,9^2 + 4,298 \cdot 2,9} = 4,569 \text{ MPa} > \tau_{cp} = 1,533 \text{ MPa} \quad (79)$$

### **Vyhovuje**

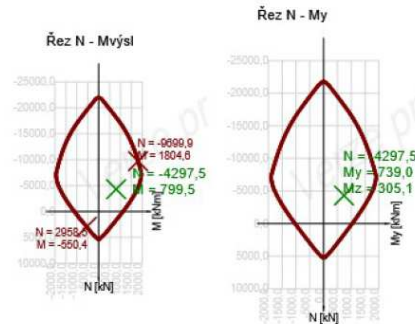
V řezu 4-4 jsem navrhla 20 kusů Ø20 z důvodu ohybové tuhosti. Konstrukce v řezu 4-4 vyhovuje jak na tlakovou únosnost, tak na smykovou únosnost. Proto není potřeba v tomto místě navrhovat smykovou výztuž.

Opět jsem ve výpočtu uvažovala pouze ohybový moment, proto jsem musela opět upravit výztuž tak, aby nám průřez vyhovoval. Nový návrh je 20 kusů Ø20 při horním i dolním povrchu. Dále jsem navrhla tři třmínky, abych zachytila účinky kroutícího momentu. Třmínky jsou vzdáleny 75 mm a Ø12. Přesné rozmístění můžeme vidět na následujícím schématu.



Obrázek 91 - Schéma výztuže řez 4-4

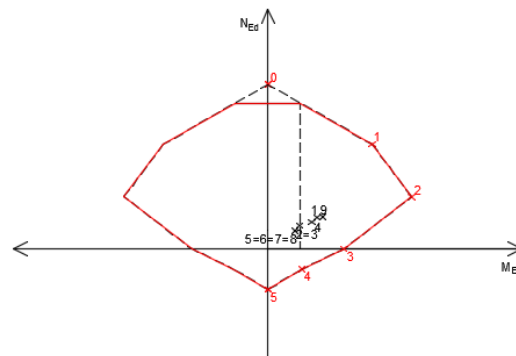
Pro takto vyztužený průřez jsem si opět nechala vykreslit interakční diagram v programu a stejně jako v řezu 3-3 jsem vytvořila interakční diagram pomocí ručního výpočtu. Nebudu zde uvádět znovu postup výpočtu, ale pouze body diagramu a následné vykreslení.



Obrázek 92 - Interakční diagram – program

Tabulka 39- Hodnoty pro interakční diagram

Bod 0	NRd,0 22026,548 kN MRd,0 0,000 kNm	Bod 3	NRd,3 0,000 kN MRd,3 1021,579 kNm
Bod 1	NRd,1 14019,820 kN MRd,1 1398,942 kNm	Bod 4	NRd,4 2731,820 kN MRd,4 450,750 kNm
Bod 2	NRd,2 6963,096 kN MRd,2 1929,264 kNm	Bod 5	NRd,5 5463,639 kN MRd,5 0,000 kNm



Obrázek 93 - Interakční diagram - ruční výpočet

Všechny kombinace  $N_{Ed}$  a  $M_{Ed}$  se nám nacházejí uvnitř interakčního diagramu, proto můžeme říct, že nám průřez vyhovuje. To můžeme vidět jak v diagramu, který jsem provedla ručním výpočtem, tak v diagramu, který nám vykreslil program IDEA StatiCa.

### 5.3.5 Posouzení na kroucení

Jelikož nám v konstrukci vzniká i kroutící moment, bylo by potřeba posoudit konstrukci na kroucení. Posudek kroucení ale nebyl součástí bakalářského studia, a proto ho posuzovat nebudu.

### 5.3.6 Rozdělovací výztuž

V příčném směru navrhuji pro všechny řezy rozdělovací výztuž  $\varnothing 8$  po 200mm. Pokud nám výztuž vyhoví na konstrukční podmínky podle řezu 4-4, můžeme říct, že nám vyhoví i v ostatních řezech. Protože v řezu 4-4 máme nejméně hlavní výztuže.

Plocha výztuže:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 5 = 251,3 \text{ mm}^2 \quad (80)$$

Ověření minimální plochy výztuže

$$A_s = 251,3 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 0,25 \cdot A_s = 0,25 \cdot 6283,2 = 1570,8 \text{ mm}^2 \quad (81)$$

**Vyhovuje**

Ověření maximální rozteče prutů:

$$s = 200 \text{ mm} \leq \min(3h; 400) = \min(1500; 400) = 400 \text{ mm} \quad (82)$$

**Vyhovuje**

Stejně jako pro desky by i zde měly být navrženy distanční stoličky. Pro náš návrh budeme uvažovat, že bychom navrhli 4 ks/m<sup>2</sup> plochy.

## 5.4 Posouzení na MPS

### 5.4.1 Omezení napětí v průřezu

Nejprve si z vnitřních sil a průřezových charakteristik musíme vypočítat normálové napětí v hlavní centrální soustavě. Pomocí rovnice č. 83.

$$\sigma_x = \frac{N}{A} - \frac{M_z}{W_z} + \frac{M_y}{W_y} \quad (83)$$

$$|\sigma_c| \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad (84)$$

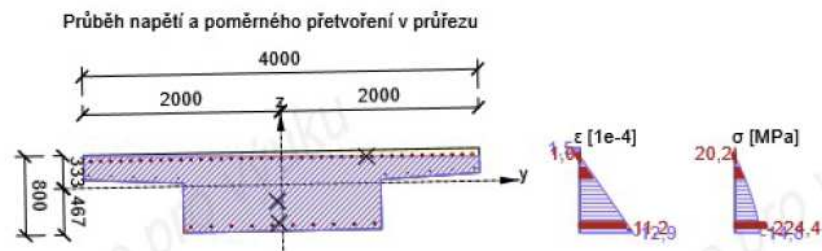
Pokud nám bude platit rovnice č. 84, můžeme říct, že nedojde ke vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin v betonu a ani k vyšším hodnotám dotvarování.



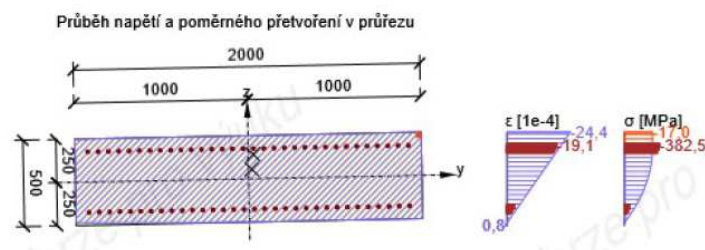
Tabulka 40 - Posouzení MSP - Omezení napětí

Řez č. kombinace	1			2			3			4		
	$\sigma_x$	$0,6 \cdot f_{ck}$		$\sigma_x$	$0,6 \cdot f_{ck}$		$\sigma_x$	$0,6 \cdot f_{ck}$		$\sigma_x$	$0,6 \cdot f_{ck}$	
10	-2,606	18	OK	14,815	1,74	KO	-5,870	18	OK	1,542	1,74	OK
11	-2,361	18	OK	15,299	1,74	KO	-9,386	18	OK	1,643	1,74	OK
12	-2,327	18	OK	14,803	1,74	KO	-5,472	18	OK	1,482	1,74	OK
13	-2,441	18	OK	11,676	1,74	KO	-6,113	18	OK	1,436	1,74	OK
14	-2,197	18	OK	12,160	1,74	KO	-5,733	18	OK	1,723	1,74	OK
15	-2,163	18	OK	11,664	1,74	KO	-5,715	18	OK	1,406	1,74	OK

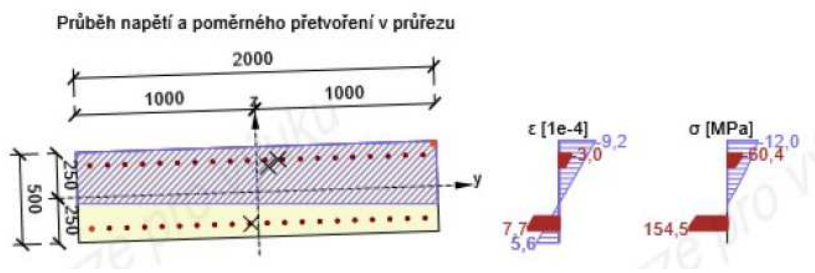
Na následujících obrázcích můžeme vidět průběhy napětí a poměrného přetvoření v průřezu. Modrá barva nám znázorňuje beton a červená barva výztuž. U výztuže nám musí platit, že napětí je menší nebo rovno 400 MPa a beton máme v tlaku menší nebo roven 18 MPa a v tahu 1,74 MPa.



Obrázek 94 - průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 1-1



Obrázek 95 - Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 3-3



Obrázek 96 - Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 4-4

Jak jsme si mohli všimnout, tak všechny řezy nám vyhověly jak na omezení napětí v betonu, tak také na omezení napětí ve výztuži.

### 5.4.2 Mezní stav přetvoření

Limitní hodnota průhybu při kvazi-stálé kombinaci je 1/250 rozpětí. [16] Rozpětí oblouku je 51,370 m, což představuje limitní hodnotu průhybu 205,5 mm.

Jelikož se nejedná o jednoduchou konstrukci a již v předchozím posouzení jednotlivých variant řešení jsem použila deformace konstrukce vypočítané v programu Scia Engineer, použiji proto tyto hodnoty k posouzení průhybu.

V tabulce 34 na straně 75 můžeme vidět, že maximální deformace konstrukce od charakteristické hodnoty kombinace je 119,5 mm. Potom můžeme říct, že od kvazi-stálé kombinace bude deformace ještě menší, jelikož v kombinaci budou vystupovat nižší součinitele.

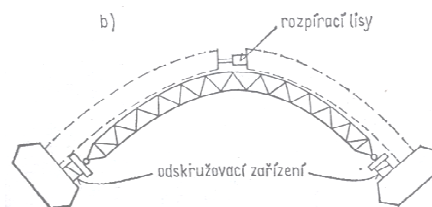
## 6 Technologie výstavby lávky

Spodní stavba a celkové založení konstrukce nejsou součástí mé bakalářské práce, proto uvažuji s tím, že výstavba, kterou budu popisovat je až následnou fází po dokončení spodní stavby.

Obloukové konstrukce jsou nejčastěji prováděny betonáží na skruži. Požadavky, které jsou na skruž kladeny, jsou nejen přenesení vlastní váhy čerstvého betonu, ale především dodržení tvaru a následného estetického dojmu po odstranění skruží.

Máme dva základní tvary skruží a to skruž s vnitřním podepřením a skruž bez vnitřního podepření. Dříve se na skruže používalo převážně dřevo, dnes se ale již dřevěné skruže moc nevyužívají a přešlo se na ocelové skruže.

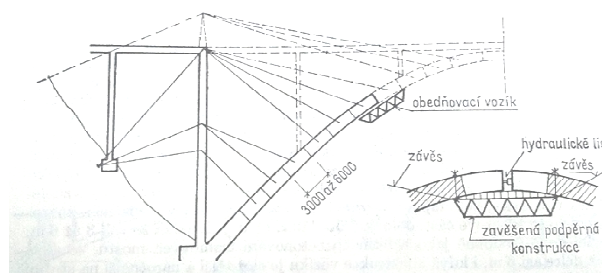
Po sestavení skruže se může přejít již k samostatnému betonování. Betonuje se po částech, aby se zmenšilo nepříznivé tahové napětí v betonu. Betonovat budeme souměrně od obou konců, až se dostaneme do samostatného vrcholu konstrukce. Po výstavbě dolního oblouku by se přešlo k vytvoření další fáze skruží a vybetonování mostovky. Dosažení spolupůsobení uprostřed konstrukce bychom docílili připraveným vytvrňováním v ploše, kde chceme spolupůsobení dosáhnout.



Obrázek 97 - Betonáž na skruži [12]

Další možností jak vyrobit mnou navržený most by byla letmá betonáž. To se jedná o nejefektivnější řešení technologie výstavby obloukových mostů a to zejména u konstrukcí, které mají velké rozpětí.

Při letmé betonáži se postupuje od patek oblouku k jeho vrcholu konzolově s vyvěšováním konstrukce na lanech vedených přes horní konec stojky mostovky.



Obrázek 98 - Letmá betonáž [12]

Jelikož z vlastních zkušeností nedokážu říct, které řešení by bylo efektivnější, jak z finančního, tak rychlostního hlediska, musela bych se o technologii výstavby poradit s odborníkem.

## 7 Závěr

Pro zadanou lávku jsem nejprve vytvořila šest odlišných variant řešení. Z těchto variant jsem vybrala dvě, které se mi zdály vhodné a z nějakého důvodu zajímavé. Následně jsem pro obě varianty vytvořila modely v softwaru Scia Engineer. Porovnála jsem deformace konstrukcí a vlastní frekvence od dynamického zatížení, abych zjistila, jak se budou konstrukce chovat.

Zjistila jsem, že obě konstrukce jsou velmi měkké. Pro další návrh jsem si vybrala obloukovou konstrukci, ale musela jsem jí upravit, abych odstranila problémy s jednoduchým rozkmitáním konstrukce. I když jsem se snažila vyhnout jednotlivým frekvencím, které jsou specifické pro běh, chůzi apod., bylo by potřeba vypracovat dynamický posudek lávky, ale tento posudek již není v náplni mé bakalářské práce.

Konstrukci jsem zatížila pomocí všech zatěžovacích stavů, které se na konstrukci mohou nacházet a následně vytvořila kombinace zatížení s příslušnými součiniteli. Na konstrukci jsem vytvořila čtyři specifické řezy, ve kterých jsem navrhla výztuž a následně i průřez posoudila.

Ve všech průřezích kromě řezu 2-2 jsem navrhla výztuž a posoudila celý průřez. Všechny posudky mi vyhověly. Celou mostovku by bylo potřeba zesílit o například 150 mm, nebo by bylo potřeba mostovku předeprnout.

Na závěr práce jsem rozebrala technologie výstavby lávky, které bych navrhla pro zhotovení mnou navržené konstrukce.

## Použitá literatura

### Normy

- [1] ČSN EN 1991-1-1:2004. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI.. 44s.
- [2] ČSN EN 1991-1-3:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: ČNI.. 52s.
- [3] ČSN EN 1991-1-4:2007. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem*. Praha: ČNI. 124s.
- [4] ČSN EN 1991-1-5:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou*. Praha: ČNI. 44s.
- [5] ČSN EN 1991-2:2005. (ČSN 73 6203) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI.152s.
- [6] ČSN EN 1992-2:2007. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: ČNI. 90s.
- [7] ČSN 73 6200:2011. *Mosty – Terminologie a třídění*. Praha: ČNI. 44s.

### Publikace

- [8] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.

- [9] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-8,-87438-03-9.
- [10] STRÁNSKÝ, Jiří: *Betonové mosty*. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [11] LIŠKA, Miroslav. *Plzeňské mosty a lávky*. Plzeň: Starý most, c2014. ISBN 978-80-87338-42-1.
- [12] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1988
- [16] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.

## Internetové zdroje

- [13] Zatížení mostů a inženýrských konstrukcí lineární složkou teploty. In: *Mostovna* [online]. [cit. 2017-05-13]. Dostupné z: [http://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/mostovna/Pomucky/Zatizeni/Zat\\_EN-Rovn\\_Tepl.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/mostovna/Pomucky/Zatizeni/Zat_EN-Rovn_Tepl.pdf)
- [14] Konstrukce [online]. Ostrava: KONSTRUKCE Media, 2010 [cit. 2017-05-22]. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/vlastnosti-oceli-c38-v-porovnani-s-jemnozrnnymi-normalizovanymi-ocelmi-s355n-a-s-termomechanicky-zpracovanymi-ocelmi-s355m-urcenymi-pro-stavbu-mostu/>
- [15] KALA, Jiří. Kmitání mostní konstrukce vyvolané pohybem osob. Vědecké spisy Vysokého učení technického v Brně [online]. 2009, 11(292), 1-35 [cit. 2017-05-13]. ISSN 1213-418X. Dostupné z: <http://www.vutium.vutbr.cz/tituly/pdf/ukazka/978-80-214-3809-5.pdf>

## Seznam obrázků

Obrázek 1 - Působení vnitřních sil na jednotlivých typech obloukových konstrukcí ....	17
Obrázek 2 - Tyršův most v Plzni po výstavbě [14] .....	18
Obrázek 3 - Dělení zavěšených mostů.....	21
Obrázek 4 - Vnitřní síly na zavěšených konstrukcích .....	21
Obrázek 5 - Ohybové momenty podle polohy zavěšení .....	22
Obrázek 6 - Katastrální mapa .....	26
Obrázek 7 - Situace širších vztahů s vyznačeným zájmovým územím .....	27
Obrázek 8 - Letecký pohled na zájmové území.....	27
Obrázek 9 - Geotechnický průzkum .....	28
Obrázek 10 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – podélný řez.....	30
Obrázek 11 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – půdorys .....	30
Obrázek 12 - Varianta 1 - Prefabrikované nosníky – příčné řezy .....	30
Obrázek 13 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – podélný řez.....	31
Obrázek 14 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – půdorys.....	31
Obrázek 15 - Varianta 2 - Monolitická deska, třípolový nosník – příčné řezy.....	31
Obrázek 16 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou – podélný řez .....	32
Obrázek 17 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou - půdorys.....	32
Obrázek 18 - Varianta 3 - Obloukový most s horní mostovkou – příčné řezy .....	33
Obrázek 19 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou - podélný řez .....	33
Obrázek 20 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou – půdorys.....	34
Obrázek 21 - Varianta 4 - Obloukový most s mezilehlou mostovkou – příčné řezy.....	34
Obrázek 22 - Varianta 5 - Zavěšený most - podélný řez .....	34
Obrázek 23 - Varianta 5 - Zavěšený most – půdorys .....	35
Obrázek 24 - Varianta 5 - Zavěšený most – příčný řez .....	35
Obrázek 25 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – podélný řez.....	36
Obrázek 26 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – půdorys .....	36
Obrázek 27 - Varianta 6 - Zavěšený most se zakřiveným půdorysem – příčné řezy.....	36
Obrázek 28 - Obloukový most v SCIA Engineer .....	37
Obrázek 29 - Deformovaná konstrukce od vlastní tíhy .....	40
Obrázek 30 - Konstrukce při oteplení.....	40
Obrázek 31 - Model mostu se spojeným středním polem .....	41
Obrázek 32 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,08 – první svislý ohybový vlastní tvar.....	42
Obrázek 33 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,64Hz – druhý svislý ohybový vlastní tvar.....	42
Obrázek 34 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 1,68 Hz – torzní tvar .....	43
Obrázek 35 - Dynamické chování konstrukce při frekvenci 2,64 Hz – třetí svislý ohybový vlastní tvar.....	43
Obrázek 36 - Vývoj příčného řezu zavěšené konstrukce.....	44
Obrázek 37- Deformace konstrukce před ochlazením prutů .....	46

Obrázek 38 - Deformovaná konstrukce po ochlazení lan .....	48
Obrázek 39 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 0,76 Hz – svislý ohybový tvar.....	48
Obrázek 40 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 0,98 Hz – svislý ohybový tvar.....	48
Obrázek 41 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 1,54 Hz – svislý ohybový tvar.....	49
Obrázek 42 - Deformovaná konstrukce při vlastní frekvenci 2,03 Hz – torzní tvar .....	49
Obrázek 43 - Graf součinitele expozice $c_e(z)$ pro $c_0 = 1,0$ a $k = 1,0$ [3] .....	52
Obrázek 44 - Graf součinitele síly pro mosty $c_{fx,o}$ [3] .....	52
Obrázek 45 - Mapa maximálních teplot ve stínu [4].....	53
Obrázek 46 - Mapa minimálních teplot ve stínu [4] .....	54
Obrázek 47 - Mapa sněhových oblastí na území ČR[13].....	54
Obrázek 48 - Jednotlivé zatěžovací stavy .....	55
Obrázek 49 - Obálka spojitého zatížení – N .....	56
Obrázek 50 - Obálka spojitého zatížení – Vz.....	56
Obrázek 51 - Obálka spojitého zatížení – My.....	56
Obrázek 52 - Spojité zatížení - N .....	56
Obrázek 53 - Spojité zatížení - Vz .....	57
Obrázek 54 - Spojité zatížení - My .....	57
Obrázek 55 - Schéma zatížení mimořádným vozidlem [5].....	58
Obrázek 56 - Zatížení chodci + vodorovné účinky .....	58
Obrázek 57 – Zatížení teplotou - ohřátí konstrukce.....	59
Obrázek 58 - Zatížení teplotou - ochlazení konstrukce.....	59
Obrázek 59 - Mimořádné zatížení – sanitka.....	59
Obrázek 60 - Zatížení větrem.....	59
Obrázek 61 - Schéma zmenšení rozpětí spodního oblouku a posunutí základů .....	66
Obrázek 62 - Varianta zvětšení vzepětí – příčný ohybový – frekvence 1,59 Hz.....	66
Obrázek 63 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 1,99 Hz .....	66
Obrázek 64 - Varianta zvětšení vzepětí – svislý ohybový tvar – frekvence 2,74 Hz.....	67
Obrázek 65 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 3,67 Hz .....	67
Obrázek 66 - Varianta zvětšení vzepětí - svislý ohybový tvar – frekvence 3,93 Hz .....	67
Obrázek 67 - Varianta zvětšení vzepětí – torzní tvar – frekvence 4,27 Hz.....	68
Obrázek 68 - Varianta zvětšení vzepětí – svislý ohybový – frekvence 4,37 Hz.....	68
Obrázek 69 - Dynamické zatížení - příčný ohybový tvar - frekvence 1,93 Hz.....	70
Obrázek 70 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,45 Hz .....	70
Obrázek 71 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,28 Hz .....	70
Obrázek 72 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 4,58 Hz .....	71
Obrázek 73 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 4,69 Hz .....	71
Obrázek 74 - Schéma upravení geometrie lávky .....	73
Obrázek 75 - Dynamické zatížení - příčný ohybový tvar - frekvence 1,52 Hz.....	73
Obrázek 76 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,11 Hz .....	74
Obrázek 77 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 2,38 Hz .....	74



Obrázek 78 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,15 Hz .....	74
Obrázek 79 - Dynamické zatížení - svislý ohybový tvar - frekvence 3,41 Hz .....	74
Obrázek 80 - Schéma posuzovaných řezů .....	78
Obrázek 81 - Schématické rozmístění výztuže .....	79
Obrázek 82 - Schéma kladného působení vnitřních sil v programu IDEA StatiCa.....	81
Obrázek 83 - Skladba výztuže řez 1-1 .....	82
Obrázek 84 - Interakční diagram z programu IDEA StatiCa.....	82
Obrázek 85 - Schéma rozmístění potřebné ohybové výztuže.....	83
Obrázek 86 - Interakční diagram řez 2-2 .....	84
Obrázek 87 - Upravený řez 2-2 - zvětšení průřezu .....	84
Obrázek 88 - Upravený řez 2-2 - předpětí .....	84
Obrázek 89 - Interakční diagram - řez 3-3, program .....	89
Obrázek 90 - Interakční diagram 3-3 - ruční výpočet.....	91
Obrázek 91 - Schéma výztuže řez 4-4 .....	94
Obrázek 92 - Interakční diagram – program.....	95
Obrázek 93 - Interakční diagram - ruční výpočet .....	95
Obrázek 94 - průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 1-1 .....	97
Obrázek 95 - Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 3-3.....	97
Obrázek 96 - Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu 4-4.....	98
Obrázek 97 - Betonáž na skruži [12] .....	99
Obrázek 98 - Letmá betonáž [12] .....	99

## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Reakce obloukového mostu na deskovém modelu.....	38
Tabulka 2 - Reakce na prutovém modelu .....	39
Tabulka 3 - Porovnání reakcí prutového a deskového modelu.....	39
Tabulka 4 - Reakce do podpor deskového modelu se spojitým středem.....	41
Tabulka 5 - Dynamické chování deskového modelu.....	43
Tabulka 6 - Dynamické chování prutového modelu.....	44
Tabulka 7 - Dynamické chování deskového modelu se spojeným středem .....	44
Tabulka 8 - Deformace zavěšené konstrukce .....	45
Tabulka 9 - Porovnání deformací pro různé výšky pylonu .....	46
Tabulka 10 - Přehled ochlazení prutů .....	47
Tabulka 11 - Dynamická odezva zakřivené lávky.....	49
Tabulka 12 - Výpočet hodnot zatížení větrem.....	52
Tabulka 13 - Kombinační zatížení 1 .....	59
Tabulka 14 - Kombinační zatížení 2.....	60
Tabulka 15 - Kombinační zatížení 3.....	60
Tabulka 16 - Kombinační zatížení 4.....	60

Tabulka 17 - Kombinační zatížení 5 .....	61
Tabulka 18 - Kombinační zatížení 6 .....	61
Tabulka 19 - Kombinační zatížení 7 .....	61
Tabulka 20 - Kombinační zatížení 8 .....	62
Tabulka 21 - Kombinační zatížení 9 .....	62
Tabulka 22 - Kombinace zatížení 10.....	62
Tabulka 23 - Kombinace zatížení 11.....	63
Tabulka 24 - Kombinace zatížení 12.....	63
Tabulka 25 - Kombinační zatížení 13 .....	63
Tabulka 26 - Kombinační zatížení 14 .....	64
Tabulka 27 - Kombinační zatížení 15 .....	64
Tabulka 28 - Porovnání deformací jednotlivých kombinace .....	65
Tabulka 29 - Shrnutí deformací konstrukce po zvětšení vzepětí .....	68
Tabulka 30 - Deformace po zvětšení vzepětí .....	69
Tabulka 31 - Souhrn vlastních frekvencí konstrukce po zvětšení tloušťky .....	71
Tabulka 32 - Deformace konstrukce po zvětšení vzepětí a zvětšení tloušťky desky .....	72
Tabulka 33 - Přehled dynamického chování konstrukce .....	75
Tabulka 34 - Přehled deformace konstrukce.....	75
Tabulka 35 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 1-1 .....	78
Tabulka 36 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 2-2.....	83
Tabulka 37 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 3-3 .....	85
Tabulka 38 - Vnitřní síly od jednotlivých kombinací – řez 4-4.....	92
Tabulka 39 - Hodnoty pro interakční diagram .....	95
Tabulka 40 - Posouzení MSP - Omezení napětí .....	97

## Seznam fotografií

Fotografie 1 - Tyršův most v Plzni dnes .....	18
Fotografie 2 - Most Milénia v Plzni .....	19
Fotografie 3 - Lávka na obchvatu Olomouce u Topolan .....	20
Fotografie 4 - Lávka přes dálnici D5 v Plzni – Černice.....	23
Fotografie 5 - Most přes Svatku v Židlochovicích .....	24
Fotografie 6 - Lávka Barrandov .....	25
Fotografie 7 - Lávka Barrandov - detail.....	26
Fotografie 8 - Fotodokumentace stávajícího stavu - pohled z Božkova .....	28
Fotografie 9 - Fotodokumentace stávajícího stavu - pohled z Božkovského ostrova .....	29

## **Seznam příloh**

Příloha 1 – Půdorys a podélný řez lávky

Příloha 2 – Vzorový příčný řez

Příloha 3 – Digitální verze práce