

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASORY STRUCTURES

MOSTNÍ KONSTRUKCE PŘES ŘEKU SVITAVU

BRIDGE CONSTRUCTION OVER THE SVITAVA RIVER

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ondřej Mičánek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Radim Nečas Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Ondřej Mičánek
Název	Mostní konstrukce přes řeku Svitavu
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2017
Datum odevzdání	25. 5. 2018

V Brně dne 30. 11. 2017

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.,
MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucího práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Z předběžného návrhu možných typů mostních konstrukcí preferujte monolitickou konstrukci o jednom poli z předpjatého betonu podporovanou obloukem nebo kabely.

V práci zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení. Most můžete navrhnout kolmý.

Dimenzování provedte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Předmětem této bakalářské práce je návrh nosné konstrukce lávky pro pěší přes řeku Svitavu. Pro návrh jsou zpracovány studie tří variant nosné konstrukce. Zvolená varianta je řešena jako obloukový most s dolní, předepjatou mostovkou, zavěšenou na ocelovém oblouku. Most je řešen jako kolmý, prostě uložený na krajních opěrách. Délka nosné konstrukce je 46,8 m a délka přemostění 44 m. Ocelový oblouk je navržen jako parabola druhého stupně se vzepětím 6 m. Výpočet účinků zatížení byl proveden výpočtovým softwarem SCIA Engineer 2017. Návrh a posudky konstrukce jsou řešeny dle platných norem a předpisů.

KLÍČOVÁ SLOVA

lávka pro pěší, obloukový most, předpjatý beton, statický výpočet, ztráty předpětí, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

ABSTRACT

The subject of this bachelor thesis is the design of superstructure of footbridge over the Svitava river. The design is processed by three options. The chosen option is designed as an arch bridge with a lower prestressed bridge deck, suspended on a steel arch. Bridge is designed as perpendicular, simply placed on the outer supports. The length of the superstructure is 46,8 m. and the length of the bridging is 44 m. The steel arch is designed as a second stage parabola with a 6 m stiffness. The calculation of load effects was done by SCIA Engineer 2017 software. Design and structural assessment reports are designed according to the valid standards and regulations.

KEY WORDS

footbridge, arch bridge, prestressed concrete, structural design, prestress losses, ultimate limit state, serviceability limit state

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Ondřej Mičánek *Mostní konstrukce přes řeku Svitavu*. Brno, 2018. 38 s., 146 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25. 5. 2018

Ondřej Mičánek
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji zejména svému vedoucímu Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D., za jeho ochotu a vedení během vypracování bakalářské práce. Dále děkuji své rodině za jejich podporu během studia a svým spolužákům z fakulty za veškerou spolupráci a cenné rady.

V Brně dne 25. 5. 2018

OBSAH

OBSAH	8
1. ÚVOD.....	10
2. VSTUPNÍ PARAMETRY PRO NÁVRH	11
3. STUDIE ŘEŠENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	11
3.1 Varianta A.....	11
3.2 Varianta B.....	12
3.3 Varianta C.....	13
3.4 Výběr varianty.....	14
4. GEOMETRIE.....	15
4.1 Geometrie oblouku	15
4.1.1 Vzepětí oblouku	15
4.1.2 Ověření	16
4.2 Mostovka	17
4.3 Závěsy	17
5. PRUTOVÝ MODEL	18
5.1 Nadefinování závěsů	18
5.2 Napojení oblouku k mostovkce.....	19
5.2.1 Kloubové napojení	19
5.2.2 Rámové napojení	20
5.3 Zkrácení závěsů	20
5.3.1 Vlastní tíha.....	20
5.3.2 Vliv předpětí	21
6. DESKOVÝ MODEL	23
7. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	24
8. POSTUP VÝSTAVBY	25
8.1 Spodní stavba.....	25
8.2 Mostovka	25
8.3 Oblouk	26
8.4 Rektifikace.....	26
8.5 Křídla, Zemní práce, Zábradlí	27
9. ZATÍŽENÍ	27
9.1 Stálé zatížení.....	27
9.1.1 Vlastní tíha.....	27

9.1.2 Ostatní stálé	27
9.1.3 Předpětí	28
9.2 Proměnné zatížení	28
10. KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	29
10.1 Mezní stav použitelnosti (MSP)	29
10.2 Mezní stav únosnosti (MSÚ).....	29
11. PŘEDPĚTÍ	29
11.1 Volba předpětí	29
11.2 Změny předpětí	30
11.2.1 Krátkodobé ztráty	30
11.2.2 Dlouhodobé ztráty	31
12. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	31
12.1 Omezení napětí v betonu	31
12.2 Omezení napětí v předpínací výztuži	32
12.3 Omezení napětí v závěsech	32
13. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	32
13.1 Posouzení mostovky na ohyb v podélném směru	32
13.1.1 Posouzení pro kladný ohybový moment	32
13.1.2 Posouzení pro záporný ohybový moment	33
13.2 Posouzení mostovky na ohyb v příčném směru	33
13.3 Posouzení žebra na ohyb	34
13.4 Posouzení mostovky ve smyku	34
13.5 Posouzení závěsů	35
13.6 Posouzení oblouku	35
14. ZÁVĚR	36
SEZNAM PŘÍLOH TEXTOVÉ ČÁSTI.....	37
P1. Podklady, studie a vizualizace	37
P2. Přehledné a podrobné výkresy zvolené varianty	37
P3. Statický výpočet	37
SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	38

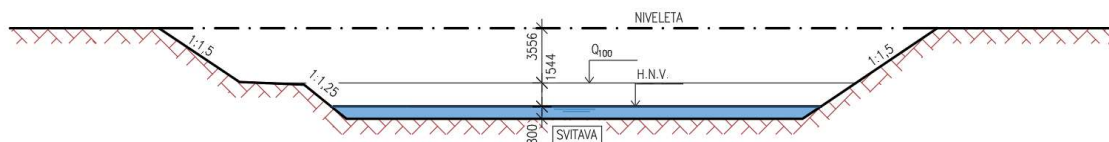
1. ÚVOD

Úkolem této bakalářské práce je návrh lávky pro pěší přes řeku Svitavu. Přesná lokalita, terén, ani geotechnické poměry nebyly určeny, byly tedy pro zjednodušení zvoleny. Pro návrh byly zhotoveny tři studie. Z navržených variant byla pro následný výpočet a posouzení vybrána varianta obloukového mostu s předpjatou dolní mostovkou.

Vnitřní síly pro jednotlivé zatěžovací stavy a kombinace byly získány pomocí programu Scia Engineer 2017. Dílčí hodnoty byly ověřeny ručním výpočtem.

2. VSTUPNÍ PARAMETRY PRO NÁVRH

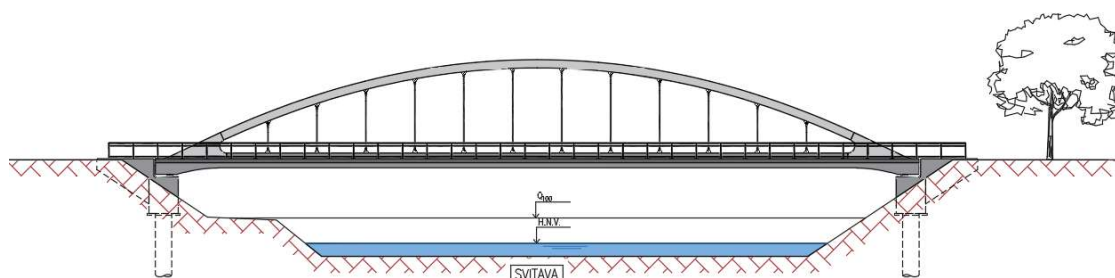
Podélný řez terénem v předpokládaném místě lávky:



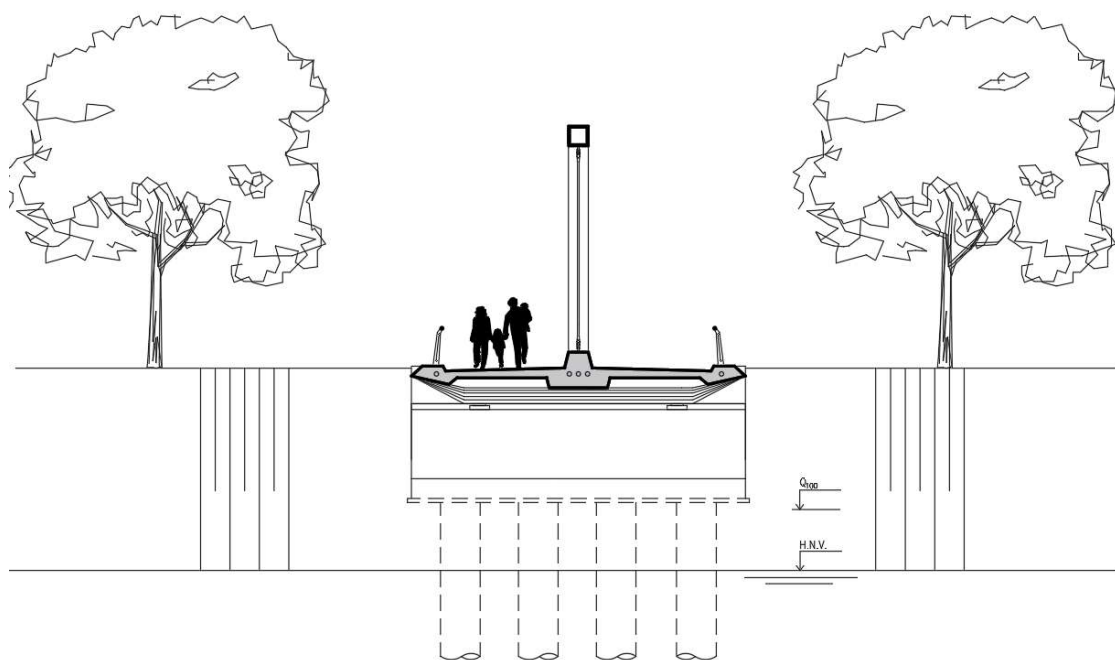
3. STUDIE ŘEŠENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Pro předběžný návrh byly vyhotoveny 3 varianty. Z nich byla následně pro podrobné posouzení vybrána varianta A.

3.1 Varianta A



Obr. 3.1 Podélný pohled na variantu A



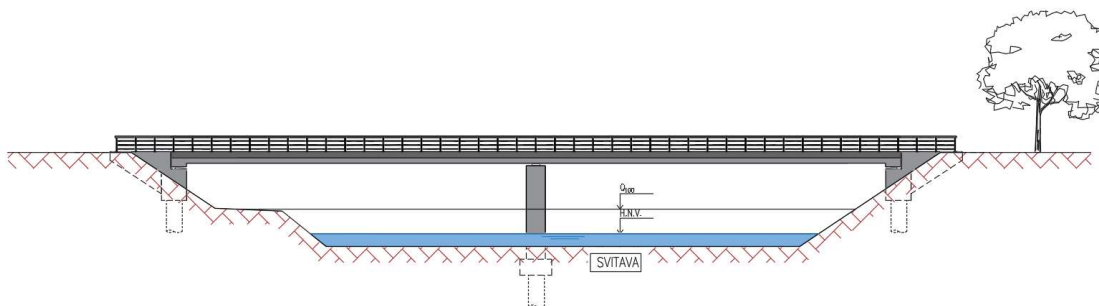
Obr. 3.2 Příčný řez variantou A

První varianta lávky je obloukový most s dolní mostovkou. Rozpětí mostu je 45 metrů. Celková délka nosné konstrukce je 46,8 m.

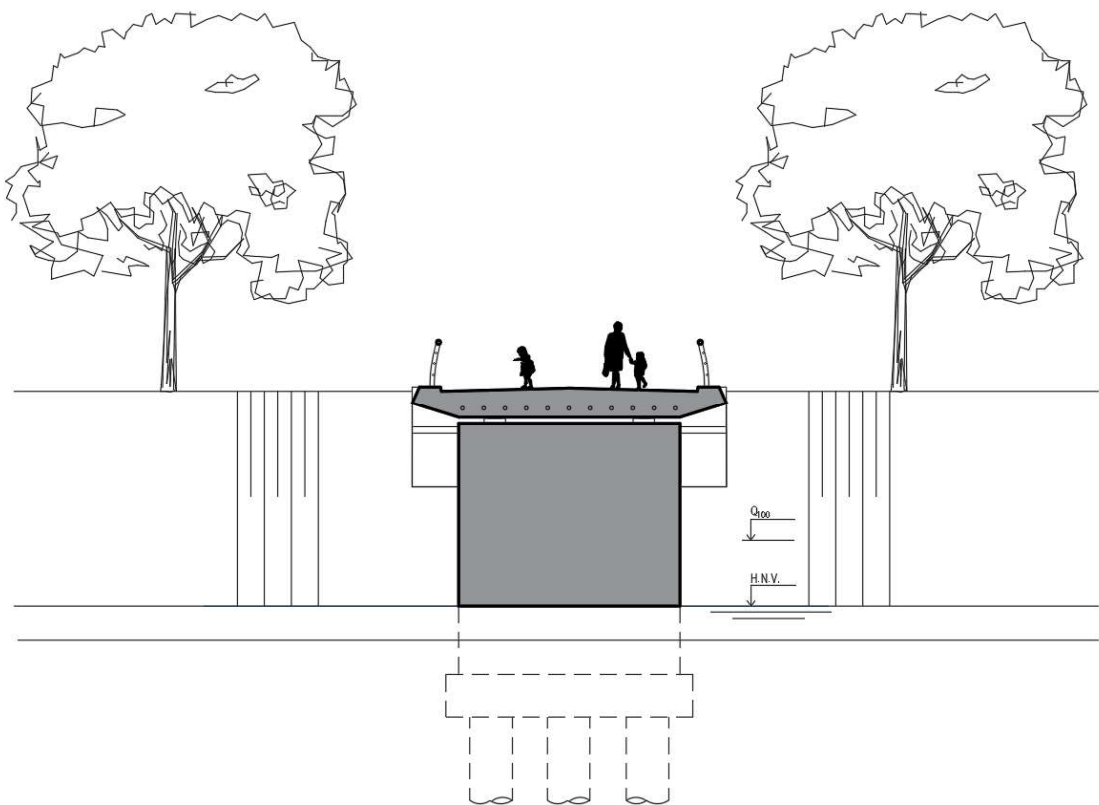
Nosnou konstrukci tvoří Langerův trám sestavený z předpjaté mostovky šířky 8,43 metrů a ocelového oblouku tenkostěnného průřezu, který po třech metrech pomocí ocelových táhel vynáší v ose mostovku z předpjatého betonu. Obě podpěry jsou zakládány na velkopřůměrových pilotách.

Mostovka je tvořena páteřním nosníkem, do kterého jsou zakotveny táhla a ze kterého je konzolovitě vyložena zbytek mostovky. V místech závěsů je mostovka příčně ztužena žebry.

3.2 Varianta B



Obr. 3.2 Podélný pohled na variantu B

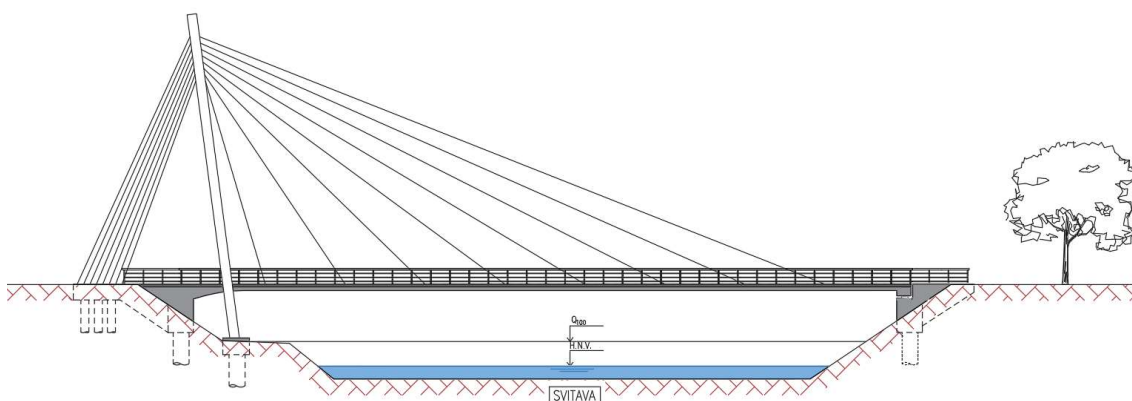


Obr. 3.3 Příčný řez variantou B

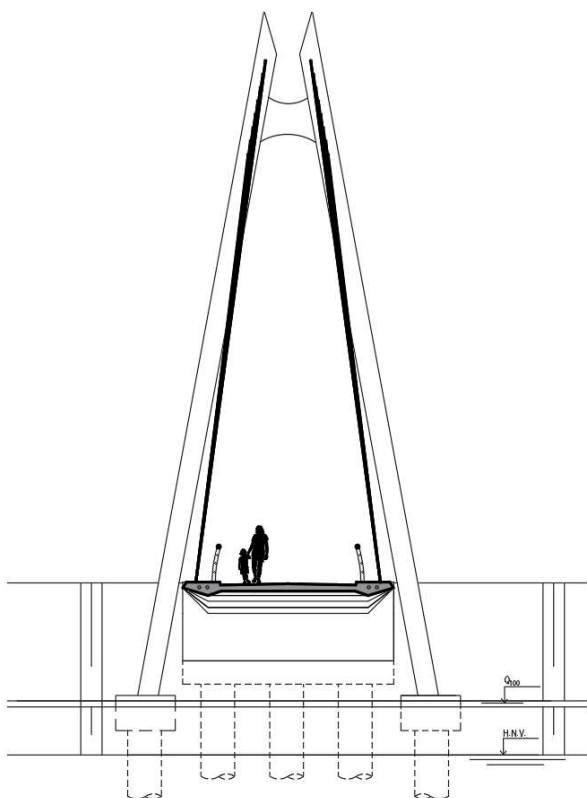
Druhá varianta je řešena jako spojitý nosník o dvou polích. Rozpětí obou polí je 22,5 m. Celková délka nosné konstrukce je 45,9 m.

Nosnou konstrukci tvoří předepnutá, lichoběžníková, monolitická deska šířky 7,38 m a tloušťky v ose 0,7 m. Deska je po stranách podporována opěrami, uprostřed pak podpěrou o tloušťce 1,2 m. Všechny podpěry jsou založeny na velkopřůměrových pilotách.

3.3 Varianta C



Obr. 3.4 Podélný pohled na variantu C



Obr. 3.5 Příčný řez variantou C

Třetí varianta je zavěšený most. Jeho rozpětí je 44,5 m.

Nosnou konstrukci tvoří předpjatý betonový pás šířky 6,26 m, který je po pěti metrech po bocích vynášen pomocí závěsů. Ty jsou kotveny do ocelového pylonu. Na druhé straně jsou závěsy kotveny do navazující nosné konstrukce, most je tedy tzv. samokotvený.

Na jedné straně je mostovka uložena prostě, na druhé je rámově spojena se spodní stavbou a s navazující konstrukcí do které jsou kotveny závěsy.

3.4 Výběr varianty

Při výběru byly brány v potaz vhodnost a proveditelnost konstrukčního řešení, dále pak úspornost a architektonické působení konstrukce.

Varianta A působí ze statického hlediska jako velmi výhodná, protože závěsy tvoří pružné podpory mostovky a zajišťují menší vnitřní síly, lze tak docílit poměrně štíhlé konstrukce, a tedy i ušetření materiálu. Zároveň mostovka tvoří táhlo tlačnému oblouku, konstrukce tedy bude tzv. samokotvená a geologické poměry v oblasti nebudou mít na konstrukci výrazný vliv. Z architektonického hlediska hodnotím konstrukci jako elegantní a jedinečnou. Jako nevýhodu této konstrukce můžeme uvažovat potřebu poměrně velkého předpětí mostovky, vyrovnávajícího tah od obloukové síly.

Varianta B je konstrukce s velkým rozpětím polí, což bude mít za následek vysoké hodnoty ohybových momentů, a tedy i velkou tloušťku desky a množství předpínacích lan. Z ekonomického hlediska je tedy toto řešení nevhodné. Z konstrukčního hlediska je podpěra uprostřed koryta řeky nevhodná a zbytečně komplikovaná. Z architektonického hlediska je konstrukce spíše nezajímavá a poměrně masivní.

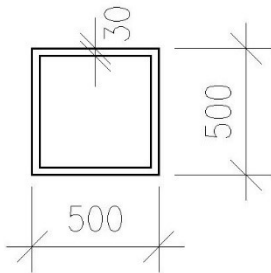
Varianta C je zavěšený most. Za výhodu z hlediska statiky můžeme považovat to, že konstrukce bude předepnuta už díky náklonu závěsů a nebude tedy potřeba významné dodatečné předpětí. Zároveň závěsy, stejně jako u varianty A, tvoří pružné podpory a výrazně snižují hodnotu ohybových momentů v poli. Za nevhodné můžeme považovat kotvení závěsů, které má vysoké nároky na geologické poměry v dané lokalitě. Dále pak lze za negativní považovat komplikované osazování pylonu a velké množství pilot. Z architektonického hlediska lze hodnotit konstrukci pozitivně.

Po těchto úvahách byla jako výchozí zvolena varianta A – obloukový most.

4. GEOMETRIE

4.1 Geometrie oblouku

Oblouk je uvažován jako ocelový, tenkostěnný. Jeho průřez je čtvercový, s vnějšími rozměry 500x500 mm a tloušťkou stěny 30 mm. Pomocí závěsů po 3 metrech vynáší mostovku z předpjatého betonu.



4.1.1 Vzepětí oblouku

Tvar oblouku je dán podmínkou co nejmenších ohybových momentů od stálého zatížení. Pro takovýto průběh vnitřních sil by střednice oblouku měla být shodná s tlakovou čarou. Samotná tlaková čára tvarově odpovídá průběhu ohybového momentu na rovném nosníku.

Pro tuto konstrukci je průběh ohybových momentů kombinací spojitěho zatížení od vlastní tíhy oblouku a bodovým zatížením od závěsů, které přenášejí tíhu mostovky. Průběh ohybových momentů je tedy kombinací paraboly 2° a polygonu přímých prutů s vrcholy v místech napojení závěsů k oblouku.

Z konstrukčního hlediska je tendence navrhovat oblouky ve tvaru matematicky popsatelné křivky. Pro tuto konstrukci byla tato křivka zvolena jako parabola 2°, která je z estetického i výrobního hlediska vhodnější než mnohonásobný polygon, a která je velmi blízká ideální geometrii oblouku.

$$e(x) = -\frac{4f}{L^2}x^2 + \frac{4f}{L}x$$

L rozpětí konstrukce

f maximální vzepětí oblouku

x souřadnice, pro kterou je hledána výška paraboly

Samotné vzepětí f bylo voleno s ohledem na estetické působení konstrukce a především na vodorovnou složku sil v patě oblouku, která tahově namáhá mostovku. Tato síla by měla být taková, aby ji bylo možné vyrovnat předpětím. Vzepětí oblouku bylo po těchto úvahách zvoleno 6 metrů.

4.1.2 Ověření

Pro ověření byly vypočítány souřadnice trasy oblouku v místech závěsů vycházející z

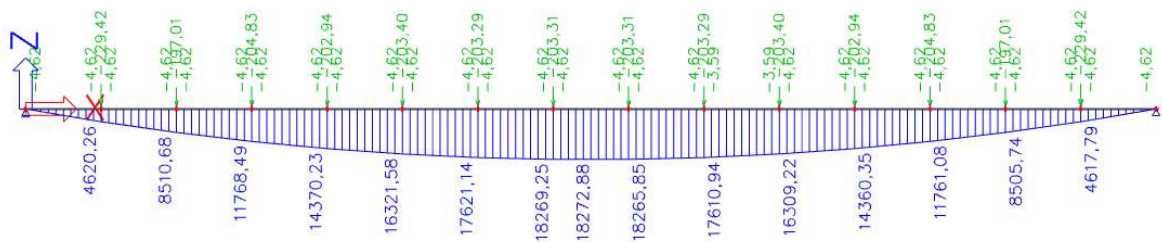
- Rovnice paraboly

$$e(x) = -\frac{4f}{L^2}x^2 + \frac{4f}{L}x$$

x [m]	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45
f(x) [m]	0	1.493	2.773	3.840	4.693	5.333	5.760	5.973	5.973	5.760	5.333	4.693	3.840	2.773	1.493	0

- Průběh ohybových momentů od tíhy konstrukce

$$e(x) = \frac{M(x)}{M_{l/2}} f$$



Obr. 4.1 Ohybový moment od tíhy konstrukce

Bodová břemena odpovídají tíze na jednotlivých závěsech, spojitě zatížení odpovídá tíze oblouku.

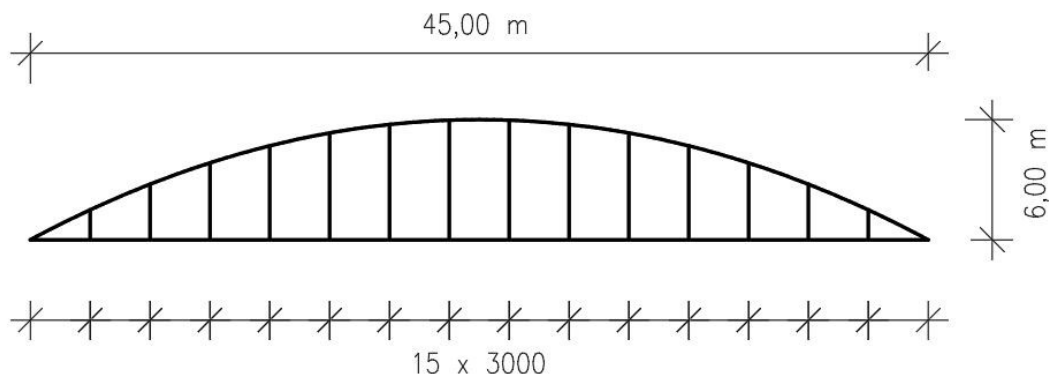
$M_{l/2} =$	18273 kNm
-------------	-----------

x [m]	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45
$M_g(x)$ [kNm]	0	4620	8510	11768	14370	16321	17651	18269	18266	17610	16309	14360	11761	8506	4618	0
$e(x)$ [m]	0	1.511	2.783	3.848	4.699	5.337	5.772	5.974	5.973	5.758	5.333	4.696	3.846	2.781	1.510	0

Rozdíl výsledných hodnot těchto dvou metod určení vzepětí pak činí:

Rozdíl	0.000	0.017	0.009	0.008	0.005	0.003	0.012	0.000	0.001	0.002	0.001	0.002	0.006	0.008	0.017	0.000
--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Maximální odchylka činí 17 mm a z hlediska dimenzování je zanedbatelná.

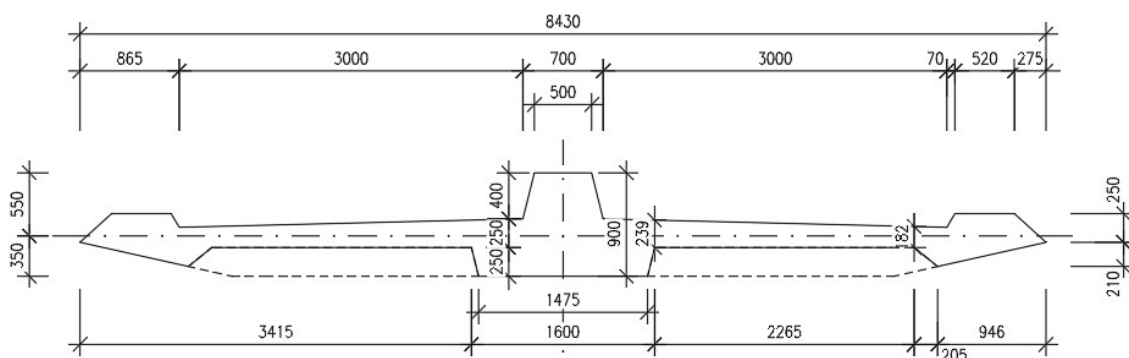


Obr. 4.2 Výsledná geometrie oblouku

4.2 Mostovka

Geometricky je mostovka tvořena lichoběžníkovým páteřním nosníkem s konzolovitě vyloženou deskou proměnné tloušťky 239-182 mm. Do horního lichoběžníku jsou kotveny závěsy a zároveň dělí mostovku na dva samostatné pruhy. Ty jsou v příčném sklonu 2% a jejich volná pochozí šířka je 3,0 m. V místech závěsů je mostovka příčně ztužena žebry o šířce 0,4 m. Mostovka je ukončena ztužujícími příčnicí o tloušťce 0,8 m a výšce 0,9 m s parabolickým náběhem.

Geometrie je volena tak, aby v těžištní ose mostovky byl prostor pro vedení předpínací výztuže s dostatečným krytím.

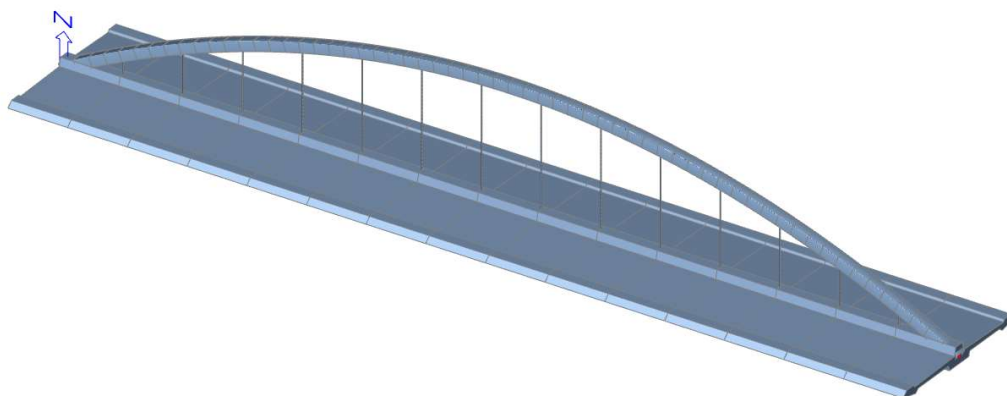


4.3 Závěsy

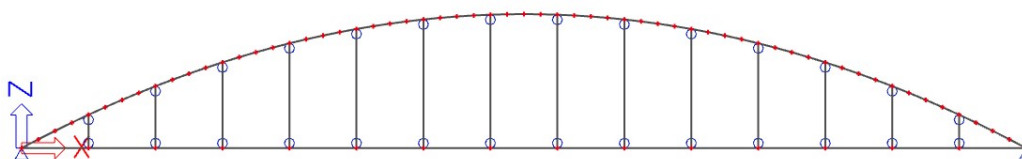
Mostovka bude zavěšena na závěsech Macalloy 460 M42, vedených v ose mostu, svisle, po 3 metrech. Závěsy jsou průměru 39 mm, z vysokopevnostní oceli S460.

5. PRUTOVÝ MODEL

Pro řešení v podélném směru byl vytvořen 2D prutový model v programovém prostředí Scia Engineering.



Obr. 5.1 Axonometrický pohled na prutový model



Obr. 5.2 Statické schéma prutového modelu

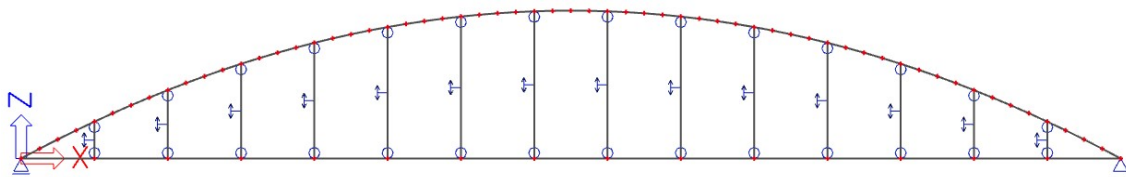
Průřezy oblouku a závěsů byly zvoleny na základě nabídky průřezů v programovém prostředí Scia Engineering. Průřez mostovky byl vložen pomocí přímkového schéma z programu AutoCad.

Výpočet geometrie oblouku byl proveden v Excelu, kde byly nadefinovány pomocí rovnice paraboly souřadnice jednotlivých uzlů. Uzly byly počítány po vzdálenosti 0,75 m. Následně byly souřadnice převzaty do Autocadu, kde byla vykreslena trajektorie osy oblouku. Následně byla osa oblouku naimportována do SCIA, kde jí byl přidělen průřez.

Zásadní částí tvorby výpočetního modelu bylo nadefinování jednotlivých prvků a jejich spojení tak, aby jejich přenos zatížení odpovídal skutečnému statickému chování daných prvků.

5.1 Nadefinování závěsů

Závěsy tvoří funkci táhel, tedy přenášejí pouze normálovou tahovou sílu. Z tohoto důvodu bylo potřeba v programovém prostředí Scia u těchto prvků vyloučit přenos ohybových momentů, vodorovných posouvacích sil a normálových tlakových sil.



Obr. 5.3 Znáornění nadefinování závěsů

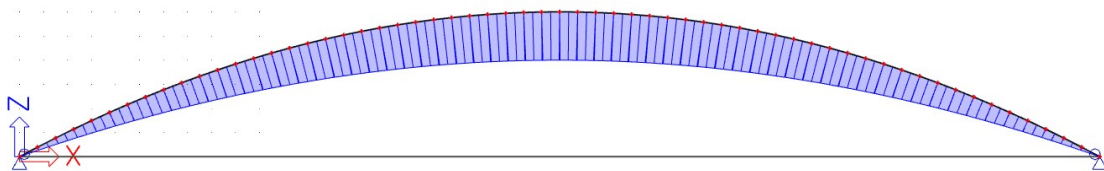
Vyloučení přenosu vodorovných posouvacích sil a ohybových momentů bylo provedeno nadefinováním kloubů na konce závěsů.

Vyloučení tlaku bylo provedeno zapojením nelinearit, konkrétně funkcí „Nosník-nelinearita“, kde bylo navoleno vyloučení tlaku na zvolených prvcích. Výpočetně tato funkce pracuje tak, že Scia provede výpočet vnitřních sil konstrukce a pokud dojde k tlakovému namáhání závěsů, Scia tyto prvky vyloučí a výpočet provede znovu.

5.2 Napojení oblouku k mostovkce

Napojení je zásadní zejména v ohledu na přenos ohybových momentů mezi mostovkou a obloukem. S ohledem na statické působení a zejména konstrukční proveditelnost bylo zvažováno mezi možnostmi rámového a kloubového napojení.

5.2.1 Kloubové napojení

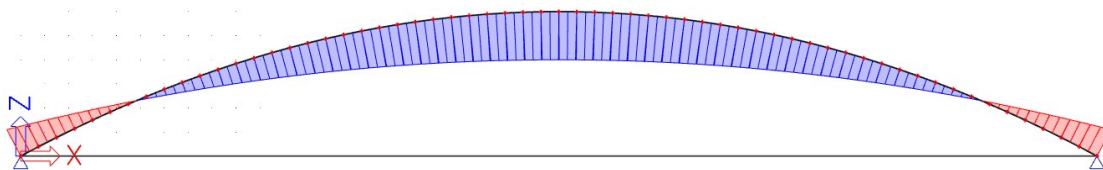


Obr. 5.4 Průběh ohybových momentů na oblouku při kloubovém spojení s mostovkou

Kloubové napojení oblouku je ze statického hlediska velmi výhodné, zejména s ohledem na to, že v místě napojení nebudou vznikat ohybové momenty a průběhy ohybových momentů mostovky a oblouku se nebudou vzájemně ovlivňovat.

Nicméně realizace kloubového napojení je velmi těžce proveditelná z konstrukčního hlediska.

5.2.2 Rámové napojení



Obr. 5.5 Průběh ohybových momentů na oblouku při rámovém spojení s mostovkou

Varianta rámového napojení je z konstrukčního hlediska poměrně lehce realizovatelná. Nicméně ze statického hlediska nevýhodná, a to jednak z důvodu vzniku velkých ohybových momentů v místě spojení jak na oblouku, tak na mostovce a dále zejména z toho důvodu, že ohybové momenty na mostovce a oblouku se přímo ovlivňují. Následkem toho bude například iterační výpočet potřebného zkrácení závěsů.

S přihlédnutím zejména na konstrukční proveditelnost, byla zvolena druhá varianta, tedy rámové napojení.

5.3 Zkrácení závěsů

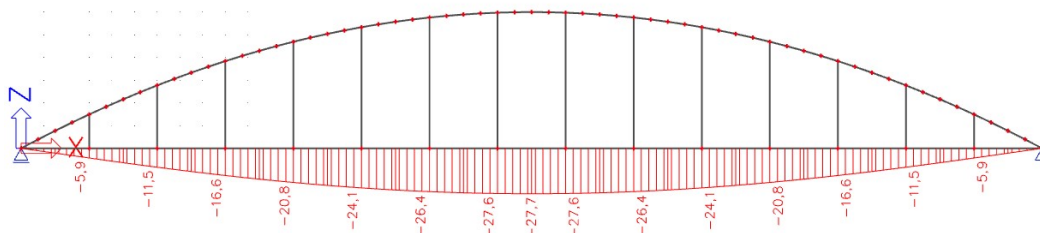
Cílem celého konstrukčního systému zvolené konstrukce je podpora mostovky v místech závěsů a z toho vycházející průběh ohybových momentů podobný jako na spojitém nosníku.

V důsledku průhybu oblouku a protažení závěsů dojde k povolení pružných podpor v místech závěsů a mostovka se z části začne chovat jako prostý nosník čímž vzniknou mnohonásobně větší momenty.

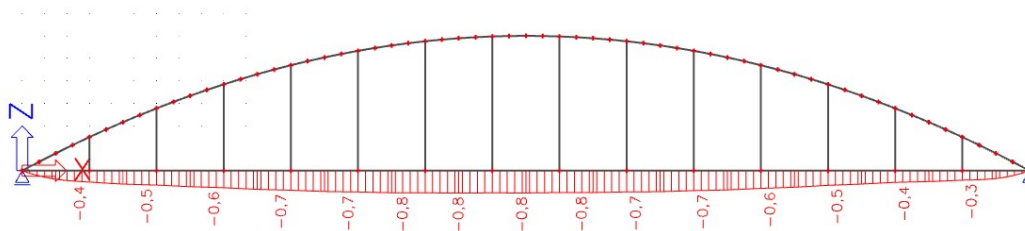
Z tohoto důvodu budou závěsy zkráceny tak, aby vyrovnaly hodnotu průhybu oblouku a protažení závěsů od vlastní tíhy konstrukce.

5.3.1 Vlastní tíha

Jako první je vypočítáno zkrácení pro stav, na který bude navrženo předpětí. V tomto stavu v mostovce působí tahová síla a tomu odpovídající protažení mostovky. Dojde tedy k rozevření pat oblouku a k poklesu jeho střednice.

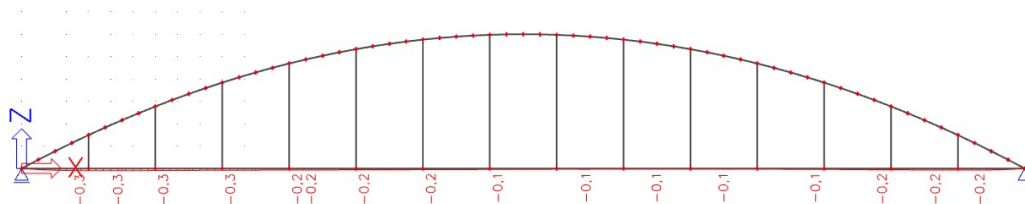


Obr. 5.6 Průhyb mostovky před rektifikací

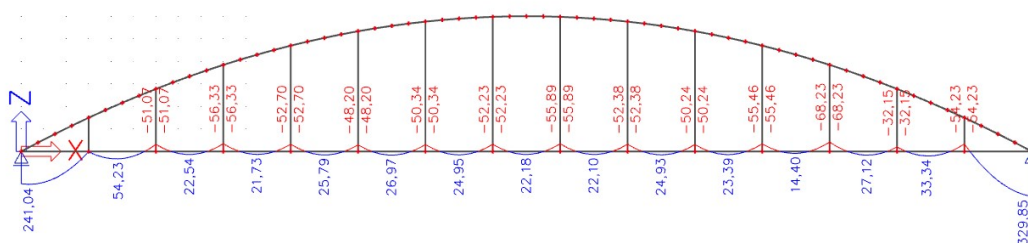


Obr. 5.7 Průhyb mostovky po první rektifikaci

Již dříve bylo zmíněno, že v důsledku rámového působení se ohybové momenty mostovky a oblouku vzájemně ovlivňují. Zkrácením závěsů dojde ke změně průběhu ohybových momentů na mostovce, a tedy i na oblouku, což ovlivňuje jeho průhyb. Výpočet zkrácení je tedy potřeba provést iteračně, vždy s novými hodnotami průhybu a normálových sil v závěsech.



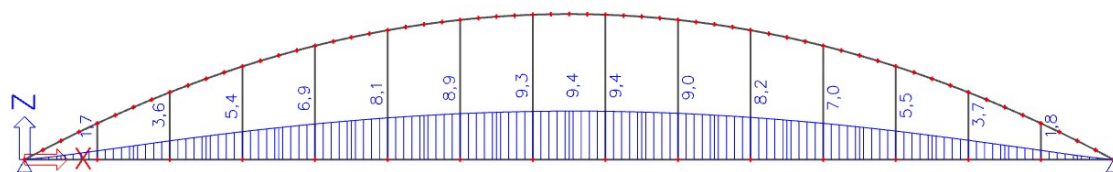
Obr. 5.8 Průhyb mostovky od vlastní tíhy po opravě



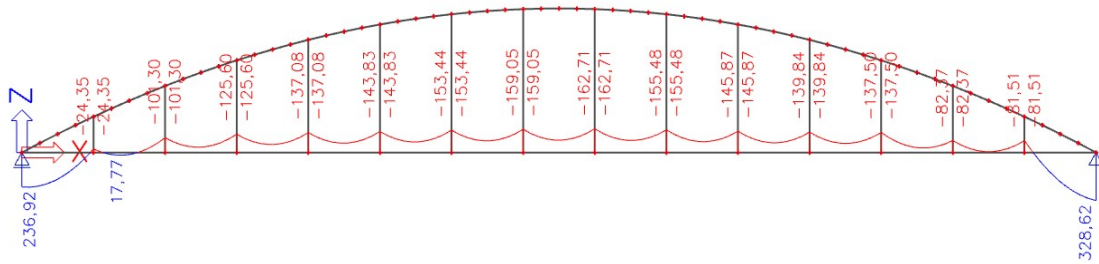
Obr. 5.9 Ohybové momenty na mostovce po opravě

5.3.2 Vliv předpětí

Po zahrnutí navrženého předpětí do výpočetního modelu dojde k tlakovému namáhání mostovky a tomu odpovídajícímu zkrácení. Vzhledem k oblouku to bude mít za následek sražení jako pat a vzepnutí střednice. Dojde k ohybovému namáhání horních vláken mostovky.

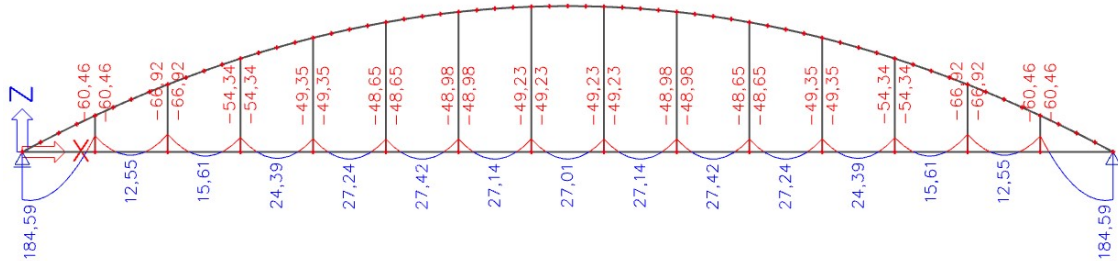


Obr. 5.10 Průhyb mostovky při započtení předpětí

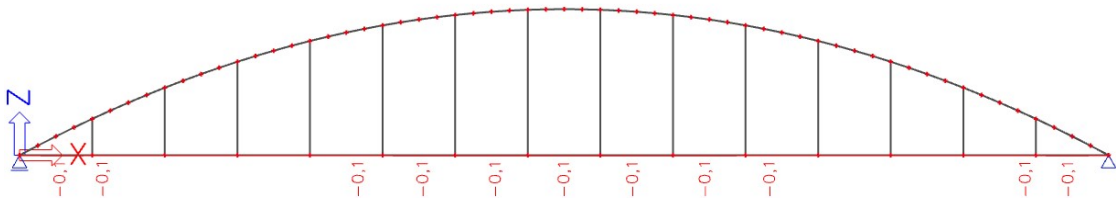


Obr. 5.11 Ohybové momenty na mostovce při započtení předpětí

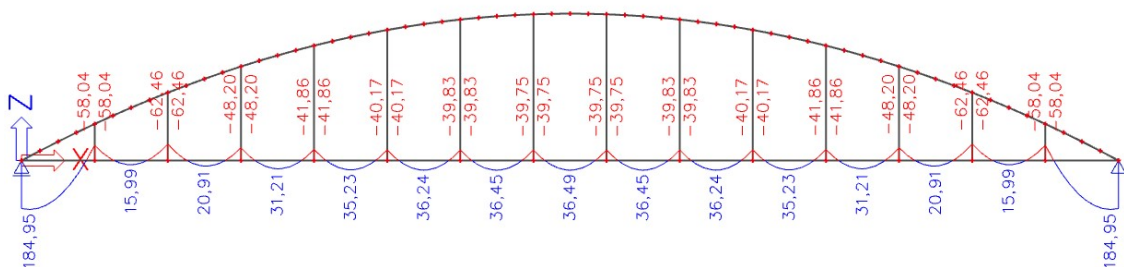
Je tedy potřeba další oprava rektifikace.
Jako finální bylo určeno jednotné zkrácení pro všechny závěsy $\varepsilon = 2,9 \text{ mm/m}$.
Toto zkrácení bylo určeno pro čas t_0 , v čase t_∞ pak bude průběh ohybových momentů uspokojivý.



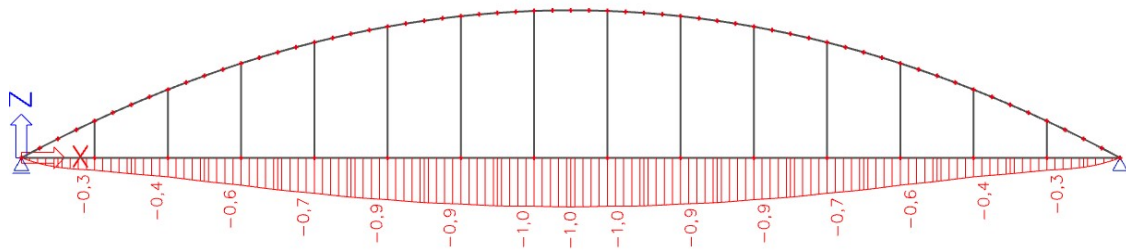
Obr. 5.12 Výsledný průběh ohybových momentů v čase t_0



Obr. 5.13 Výsledný průběh v čase t_0



Obr. 5.14 Výsledný průběh ohybových momentů v čase t_∞

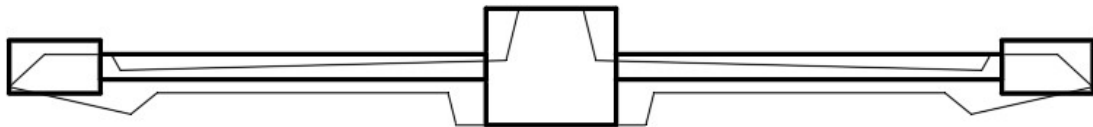


Obr. 5.15 Výsledný průhyb v čase t_{∞}

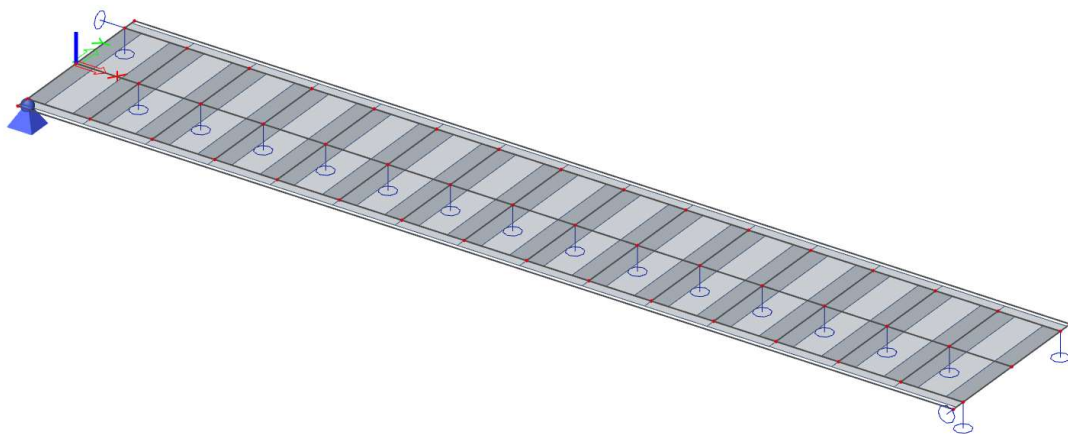
6. DESKOVÝ MODEL

Pro návrh výztuže žebra a desky v příčném směru byl vytvořen deskový model. Modelován byl jako deska s žebry. Samotná deska byla složena z více průřezů.

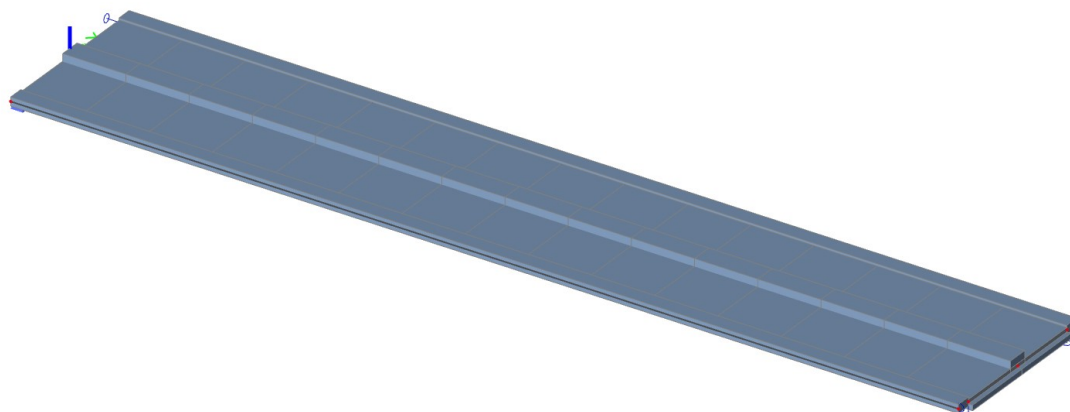
Průřez mostovky byl kvůli své složitosti zjednodušen na sadu obdélníků.



Místo závěsů byly uvažovány posuvné podpory, odebírající pouze jeden stupeň volnosti – ve směru osy z . V místech uložení desky bude uvažováno takové podepření, které zajistí stabilitu konstrukce a umožní volnou deformaci konstrukce ve všech směrech.



Obr. 6.1 Podepření deskového modelu



Obr. 6.2 Axonometrický pohled na deskový model

7. MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Beton mostovky je pevnosti C35/45 a stupeň vlivu prostředí je uvažován XD3, tedy prostředí střídavě mokré a suché s rizikem koroze způsobené chloridy.

Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku je

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Po zahrnutí redukčních součinitelů dostaneme návrhovou pevnost betonu

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$$

Krytí betonářské výztuže bylo s ohledem na vlivy prostředí a na návrhovou odchylku zvoleno

$$c_{nom} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

Krytí předpínací výztuže vychází zejména z průměru kabelu. S přičtením návrhové odchylky bylo zvoleno

$$c_{nom} = 100 + 10 = 110 \text{ mm}$$

Jako betonářská výztuž byla zvolena ocel třídy B500B s návrhovou pevností

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Jako předpínací výztuž byla zvolena Y1860S7-15,7 s návrhovou pevností

$$f_{pd} = 1426,1 \text{ MPa}$$

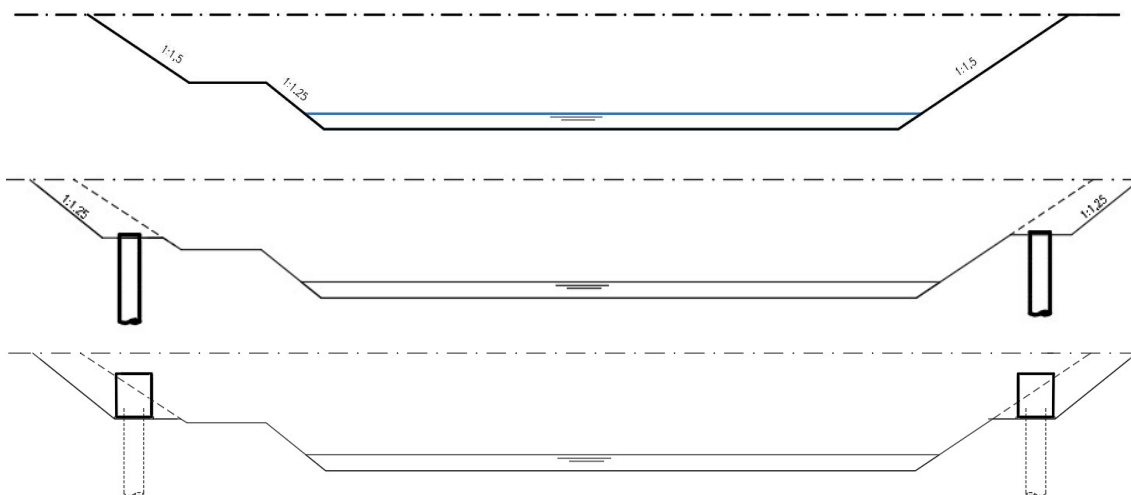
Pro ocelový oblouk byla zvolena ocel třídy S355.

8. POSTUP VÝSTAVBY

Konstrukce je navržena s dostatečnou tlakovou rezervou, je tedy možné ji řešit jako konstrukci monolitickou, betonovanou na skruži, nebo jako skládanou z prefabrikovaných segmentů. Vzhledem k osovému vedení oblouku se však varianta monolitické konstrukce jeví jako vhodnější. Jako výchozí je tedy zvolena varianta monolitické desky betonované na skruži.

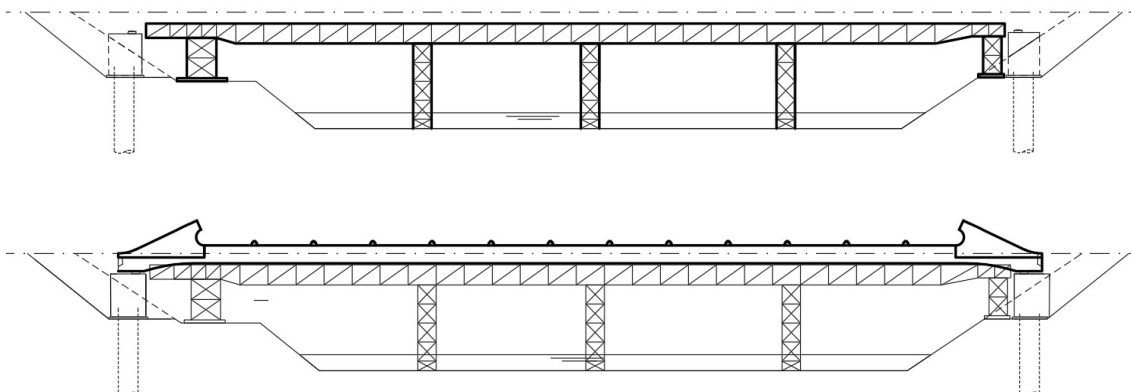
8.1 Spodní stavba

První fází výstavby budou zemní práce. V místech opěr bude odebrána zemina na úroveň základové spáry opěr. Zhotoví se velkopřůměrové piloty. Po jejich zatuhnutí budou vybetonovány opěry.

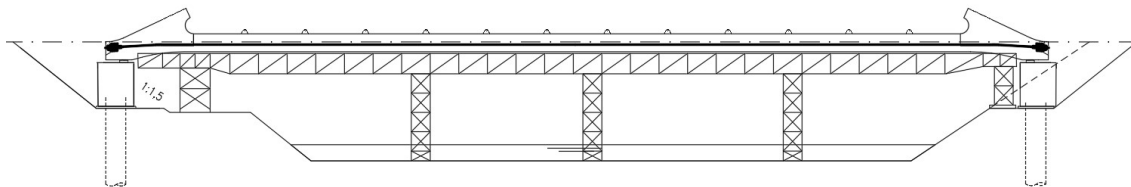


8.2 Mostovka

Bude vyrobena skruž a bednění do kterého bude osazena betonářská výztuž, kabely pro vedení předpínací výztuže a paty oblouku, konstrukčně upravené tak, aby bylo možné spřažení oblouku s mostovkou.

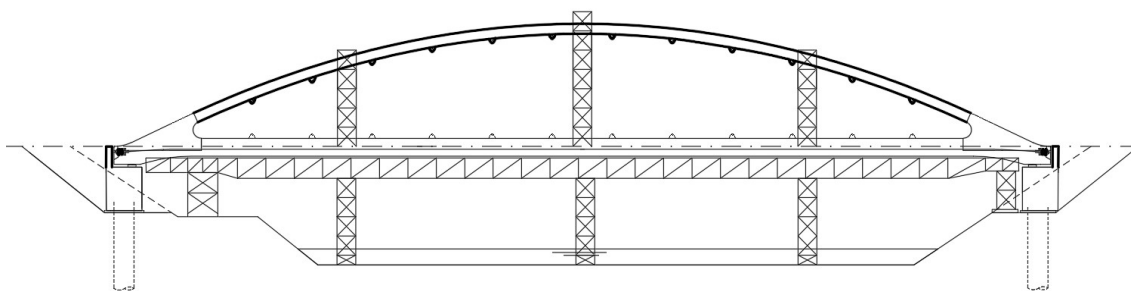


28 dní po betonáži bude mostovka předepnuta a to 5 kabely po 14 lanech.



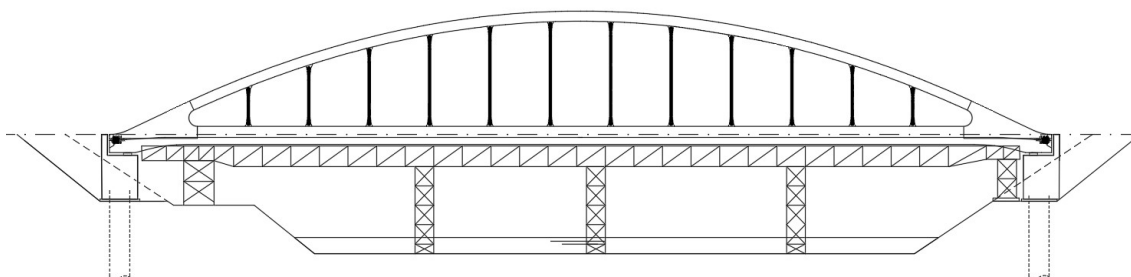
8.3 Oblouk

Ocelový oblouk bude osazen po předepnutí mostovky. Budou zhotoveny montážní podpěry pro jeho osazení. Samotný oblouk bude vyroben jako dvě montážní části, které budou osazené a ve vrcholu svařeny. V této fázi také může být dobetonována závěrná zídka, kterou nebylo možné zhotovit v první fázi z důvodu předpínání.



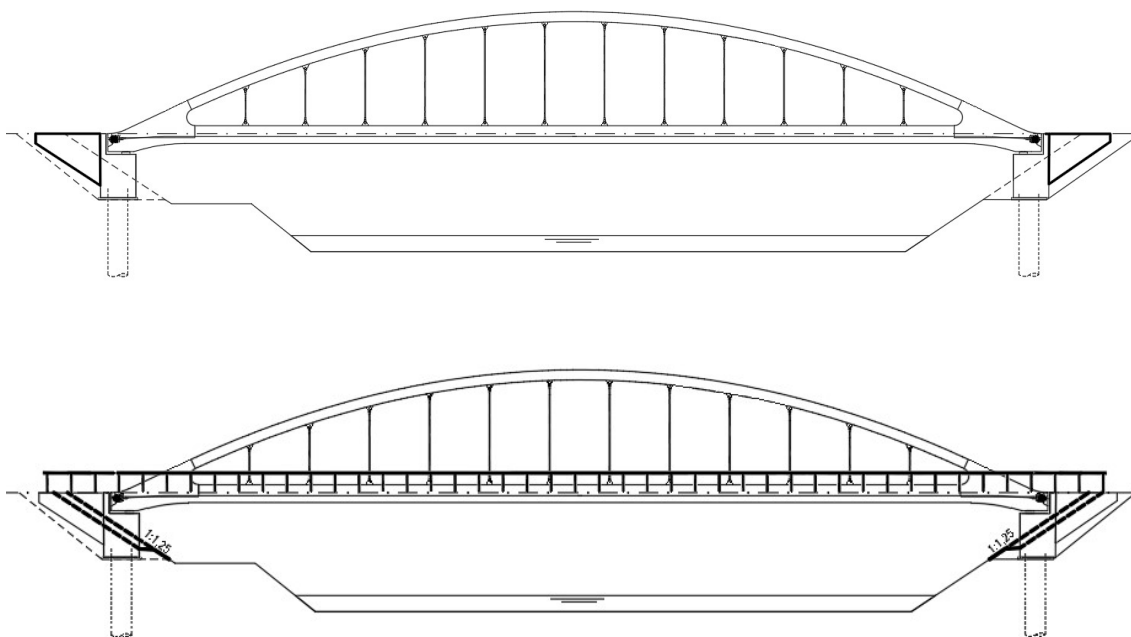
8.4 Rektifikace

Po osazení oblouku bude provedeno osazení závěsů a jejich rektifikace. Následně se celá konstrukce odskrúží.



8.5 Křídla, Zemní práce, Zábradlí

Po odskružení budou dobetonována zavěšená křídla. Následně budou provedeny zemní úpravy, kdy se povrch terénu dá do finálního stavu a položení horní vrstvy chodníku. Jako poslední bude osazeno zábradlí.



9. ZATÍŽENÍ

9.1 Stálé zatížení

9.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha byla programem SCIA Engineering generována automaticky na základě zvolených průřezů. Správnost byla ověřena ručním výpočtem, kontrolou reakcí v podporách, kdy plochy jednotlivých prvků byly odečteny z AutoCADu. Gravitační zrychlení bylo uvažováno 10 m/s^2 , objemová tíha betonových prvků 25 kN/m^3 a objemová tíha ocelových prvků $78,5 \text{ kN/m}^3$.

9.1.2 Ostatní stálé

Mezi ostatní stálé zatížení byla uvažována tíha zábradlí. Tíha zábradlí byla uvažována $0,7 \text{ kN/m}$. Celkově tedy tíha zábradlí činí $1,4 \text{ kN/m}$. Na most bude ještě položena pochozí izolace, jejíž tíha je ve výpočtu zanedbána.

9.1.3 Předpětí

Předpětí působí v rovině těžiště průřezu, působí tedy pouze normálovou silou, která byla zadána pomocí ekvivalentního zatížení. Výpočet ztrát byl proveden ručně a při zadávání do výpočtového prostředí SCIA byly tyto ztráty zahrnuty.

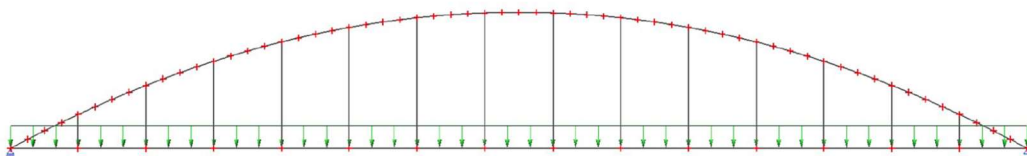
9.2 Proměnné zatížení

Užitné zatížení od chodců lze uvažovat jako normovou hodnotu LM4, tedy dav lidí, uvažující plošné zatížení 5kN/m^2 , nebo lze vycházet z následujícího vztahu:

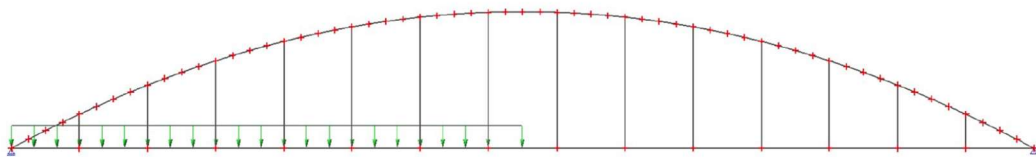
$$q_{f,k} = 2,0 + \frac{120}{L+30}$$

kde L je zatěžovaná délka a $q_{f,k}$ je hodnota plošného zatížení nabývající hodnot $2,5\text{kN/m}^2 < q_{f,k} < 5\text{kN/m}^2$.

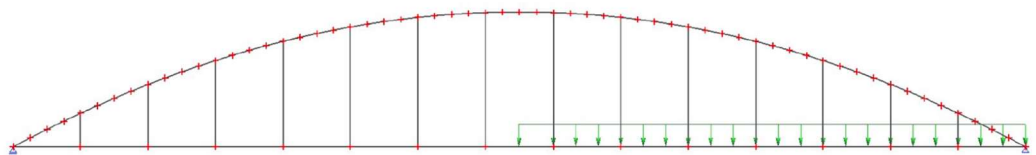
Zatížení od chodců bylo uvažováno ve čtyřech různých zatěžovacích stavech. První uvažuje chodce po celé délce mostu, druhý pouze na levé polovině, třetí na pravé, čtvrtý pak na polovině umístěné uprostřed rozpětí.



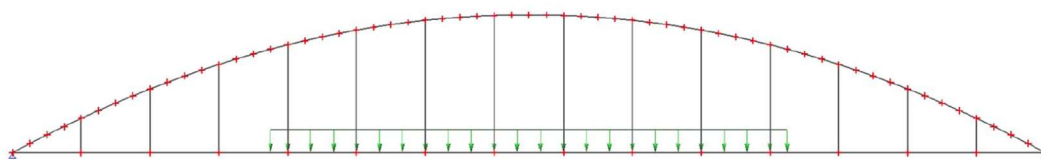
Chodci na celé délce – CHC



Chodci pouze na levé polovině – CHL



Chodci na pravé polovině – CHP



Chodci uprostřed – CHS

10. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Každá kombinace byla řešena pro čtyři různé zatěžovací stavy pro proměnné zatížení od chodců.

Pro mezní stav použitelnosti byly počítány kombinace 6.10a a 6.10b

10.1 Mezní stav použitelnosti (MSP)

Charakteristická kombinace: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1}$

Častá kombinace: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1}$
 $\psi_{1,1} = 0,4$

Kvazistálá kombinace: $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P$

10.2 Mezní stav únosnosti (MSÚ)

6.10a: $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$
 $\gamma_{G,j} = 1,35$
 $\gamma_P = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$
 $\psi_{0,1} = 0,4$

6.10b: $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
 $\xi_j = 0,85$
 $\gamma_{G,j} = 1,35$
 $\gamma_P = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$

11. PŘEDPĚTÍ

11.1 Volba předpětí

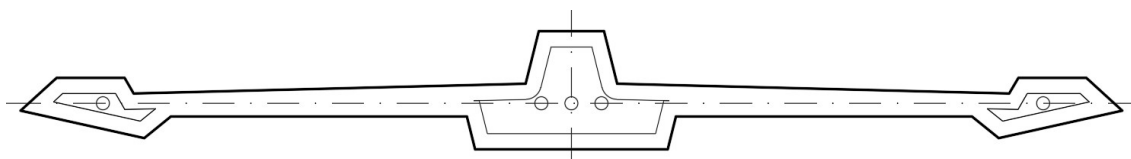
Předpětí bylo voleno takové, aby vyrovnalo tahové namáhání mostovky od obloukové síly, a dále aby bylo docíleno tlakové rezervy v mostovce alespoň 0,5 MPa pro častou kombinaci.

Pro návrh byly krátkodobé i dlouhodobé ztráty odhadnuty na 10%.

Bylo navrženo **70 lan** z předpínací výztuže Y1860 S7-15,7.

Rozmístěny budou v 5 kabelech po 14 lanech. Kabele budou průměru 100 mm.

S ohledem na krytí bude jejich rozmístění následující:



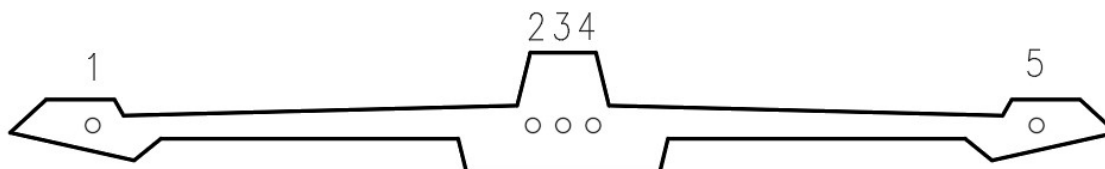
11.2 Změny předpětí

Ručním výpočtem byl proveden výpočet krátkodobých a dlouhodobých ztrát. Pro zjednodušení a pro nevýznamnost ostatního stálého zatížení g_1 byly pro výpočet ztrát stálé složky zatížení spojeny. Dále byl zanedbán vliv pružného přetvoření od proměnného zatížení.

11.2.1 Krátkodobé ztráty

Do krátkodobých ztrát byly zahrnuty ztráty předpětí třením, pokluzem v kotvě, relaxací, postupným napínáním kabelů a změna předpětí od obloukové síly- od vlastní tíhy g .

Pro výpočet krátkodobých ztrát byly kabely dle své geometrie rozděleny do dvou pracovních skupin.



KABELY A

Kabely: 1,3,5
Úhel ovinutí: $\theta = 0,052 \text{ rad}$
Počet lan: 42

KABELY B

Kabely: 2,4
Úhel ovinutí: $\theta = 0,122 \text{ rad}$
Počet lan: 28

Ztráty byly počítány pro místa, kde dochází ke změně geometrie p a pro rozhodující řezy pro podmínku tlakové rezervy 0,5 MPa, tedy řez $x=9 \text{ m}$.

Napětí v jednotlivých řezech po odečtení krátkodobých ztrát činí:

x	0	2	2.5	9	10.5	22.5	34.5	36	42.5	43	45
$\sigma_{pM,0}$	1308.50	1312.56	1335.16	1348.04	1350.98	1374.16	1368.61	1365.80	1353.63	1332.87	1329.16
$P_{opM,0}$	13739	13782	14019	14154	14185	14429	14370	14341	14213	13995	13956

A pro rozhodující řez $x=9$ m činí:

$$\frac{\sigma_{P,0,x=9}}{\sigma_{P,max}} = \frac{1348,04}{1460} = 7,5\% < 10\%$$

11.2.2 Dlouhodobé ztráty

Do dlouhodobých ztrát byly zahrnuty ztráty předpětí od dotvarování, smršťování a relaxace výztuže. Ztráty byly vyčísleny pro řez $x=9$ m.

Napětí po zahrnutí dlouhodobých ztrát činí:

$$\sigma_{P,\infty,x=9} = 1228,34 \text{ MPa}$$

$$P_{\infty,x=9} = 12898 \text{ kN}$$

$$\frac{1228,34}{1348,08} = 0,911 \Rightarrow 8,9\% < 10\%$$

12. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

12.1 Omezení napětí v betonu

Čas t_0 je uvažován po předepnutí a odstranění skruže. Zahrnuty jsou pouze krátkodobé ztráty předpětí

$$\sigma_c \geq -0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{kvazistálá kombinace}$$

Extrém vznikne v řezu $x=0$ m, na horních vláknech.

$$-5,673 \text{ MPa} \geq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

V čase t_∞ byl průřez posuzován v řezu a na vláknech ve kterých je očekáván extrém. Omezující podmínky jsou následující:

$$\sigma_c \geq -0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

Extrém vzniknul v řezu $x=10,5$ m, na horních vláknech, v zatěžovacím stavu s chodci na levé straně.

$$-8,456 \text{ MPa} \geq -21 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_c \leq -0,5 \text{ MPa} \quad \text{častá kombinace}$$

Extrém vzniknul v řezu $x=33$ m, na horních vláknech, v zatěžovacím stavu s chodci na levé straně.

$$-1,1 \text{ MPa} \leq -0,5 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_c \geq -0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{kvazistálá kombinace}$$

Extrém vzniknul v řezu $x=0$ m, na horních vláknech.

$$-5,2 \text{ MPa} \geq -15,75 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

12.2 Omezení napětí v předpínací výztuži

Podmínka v čase t_0 , po předepnutí, se zahrnutím krátkodobých ztrát:

$$\sigma_p \leq 0,75 \cdot f_{pk}$$

$$1348,04 \text{ MPa} \leq 1395 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

12.3 Omezení napětí v závěsech

Omezení napětí v závěsech je definováno pro kvazistálou kombinaci.

$$\sigma \leq 0,45 \cdot f_{yk}$$

$$185,5 \text{ MPa} \leq 207 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

13. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

13.1 Posouzení mostovky na ohyb v podélném směru

13.1.1 Posouzení pro kladný ohybový moment

Pro maximální ohybový moment byla rozhodující kombinace 6.10b v řezu $x=11,5$ m s chodci na levé straně.

Byla určena základní předpínací síla a ze silové podmínky byla dopočítána plocha tlačeného betonu. Neutrální osa vyšla pod úroveň předpínací výztuže, ta tedy nemůže být v MSÚ uvažována. Proto byla do výpočtu zahrnuta betonářská výztuž na dolních vláknech, která byla navržena dle konstrukčních zásad.

Byla vypočítána plocha tlačeneho betonu s uvažováním betonářské výztuže. V mezním stavu únosnosti však nedojde k meznímu přetvoření výztuže, proto je uvažováno tlakové porušení průřezu a plochu tlačeneho betonu je třeba dopočítat iteračně ze silové a geometrické podmínky

$$|N_{ED}| + F_s = F_{CC}$$

$$\frac{x}{0,0035} = \frac{d}{\varepsilon_s + 0,0035}$$

Posouzení na mezní stav únosnosti pro kladný ohybový moment vyhovělo:

$$M_{ED} \leq M_{RD}$$

1045,6 kNm ≤ 2527,4 kNm **vyhovuje**

13.1.2 Posouzení pro záporný ohybový moment

Pro minimální ohybový moment byla rozhodující kombinace 6.10b v řezu x=33 m s chodci na levé straně.

Stejně jako pro kladný ohybový moment byla určena základní předpínací síla a ze silové podmínky byla dopočítána plocha tlačeneho betonu. Předpínací výztuž v tomto případě leží nad neutrální osou, lze ji tedy využít. Kontrola přetvoření předpínací výztuže nevyhověla, bylo tedy opět uvažováno tlakové porušení průřezu a tlačena plocha byla odečtena

Posouzení na mezní stav únosnosti pro záporný ohybový moment vyhovělo:

$$M_{ED} \leq M_{RD}$$

891,45 kNm ≤ 2156,1 kNm **vyhovuje**

13.2 Posouzení mostovky na ohyb v příčném směru

Výztuž v desce byla v příčném směru dimenzována na dimenzační moment MyD+. Výpočet byl prováděn na 1mb desky.

Maximální ohybový moment v ose mostu

$$M_{ED,max} = 40,35 \text{ kNm}$$

Redukovaný moment v místě vetknutí konzoly

$$M_{ED,red} = 21,9 \text{ kNm}$$

Byla navržena výztuž 5 · Ø10mm

$$M_{RD} = 27,9 \text{ kNm}$$

$$M_{ED} \leq M_{RD}$$
$$21,9 \text{ kNm} \leq 27,9 \text{ kNm}$$

vyhovuje

13.3 Posouzení žebra na ohyb

Maximální ohybový moment v ose mostu:

$$M_{ED,max} = 261 \text{ kNm}$$

Redukovaný moment v místě vetknutí žebra:

$$M_{ED,red} = 216 \text{ kNm}$$

$$M_{RD} = 260 \text{ kNm}$$

$$M_{ED} \leq M_{RD}$$
$$216 \text{ kNm} \leq 260 \text{ kNm}$$

vyhovuje

13.4 Posouzení mostovky ve smyku

V první fázi je třeba mostovku rozdělit na oblast porušenou trhlinami a oblast neporušenou. Podmínkou je tahová pevnost betonu

$$f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa}$$

Pro rozdělení je rozhodující kombinace 6.10b s chodci na levé, resp. pravé straně.

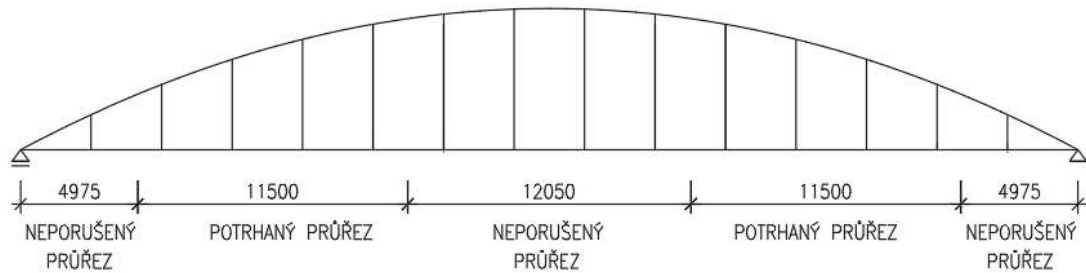
Mezní napětí bylo přepočítáno na mezní ohybový moment pro porušení na horních a dolních vláknech.

$$f_{ctd} = \frac{N_{ED}}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z$$

$$M_y \leq \frac{\left(f_{ctd} - \frac{N_{ED}}{A}\right) \cdot I_y}{z_h}$$

$$M_y \leq \frac{\left(f_{ctd} - \frac{N_{ED}}{A}\right) \cdot I_y}{z_d}$$

Mostovka je na základě této podmínky rozdělena následovně:



Maximální posouvající síla vznikne v řezu $x=21$ m a činí:

$$V_{ED} = 287,19 \text{ kN}$$

Smyková únosnost průřezu bez trhlin je:

$$V_{RD,c} = 1621 \text{ kN}$$

Smyková únosnost průřezu porušeného trhlinami je:

$$V_{RD,c} = 352,1 \text{ kN}$$

$$V_{RD,c} \geq V_{ED} \quad \text{vyhovuje}$$

13.5 Posouzení závěsů

Rozhodující je kombinace 6.10b s chodci po celé délce most. V závěsech působí pouze normálová tahová síla.

$$N = 336,87 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 460 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 281,6 \text{ MPa}$$

$$281,6 \text{ MPa} \leq 460 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

13.6 Posouzení oblouku

Ocelový oblouk byl zjednodušeně posuzován pouze na kombinaci normálové síly a ohybového momentu. Statický model provádí výpočet nelineárně, hodnoty vzpěru jsou do něj tedy zahrnuty.

Výpočet byl proveden pro dva možné kritické stavy.

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

Pro kombinaci s maximální normálovou silou byla rozhodující kombinace
6.10b - CHC

$$N = -5504 \text{ kN}$$
$$M = -162,87 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = 117,1 \text{ MPa}$$

$$117,1 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

Pro kombinaci s maximálním ohybovým momentem byla rozhodující kombinace
6.10b – CHL

$$N = -4886 \text{ kN}$$
$$M = 277,23 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s \leq f_{yd}$$

$$\sigma_s = 119,9 \text{ MPa}$$

$$119,9 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

14. ZÁVĚR

Úkolem této bakalářské práce bylo provést posouzení lávky přes řeku Svitavu. Byly zpracovány tři předběžné studie přemostění, z nichž byla následně vybrána varianta obloukové konstrukce s dolní zavěšenou mostovkou. Zásadní pro zvolenou konstrukci bylo nadefinování optimálního zkrácení závěsů tak, aby bylo ve výchozím stavu docíleno obdobného průběhu ohybových momentů jako na spojitém nosníku. Výpočetní model byl vytvořen pomocí výpočetního programu Scia Engineer a tabulkového procesoru MS Excel. Ztráty předpětí byly vyčísleny ručně. Byly zhotoveny posudky na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti nosné konstrukce. Konstrukce na všechny zadané účinky zatížení vyhověla. K vybrané variantě vyla vyhotovena výkresová dokumentace a vizualizace.

SEZNAM PŘÍLOH TEXTOVÉ ČÁSTI

P1. Podklady, studie a vizualizace

- P1.01 Podklady
- P1.02 Varianta A
- P1.03 Varianta B
- P1.04 Varianta C

Vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvolené varianty

- P2.01 Situace
- P2.02 Podélný řez A-A
- P2.03 Příčný řez B-B
- P2.04 Příčný řez C-C
- P2.05 Schéma betonářské výztuže
- P2.06 Výkres předpínací výztuže
- P2.07 Detail závěsu

P3. Statický výpočet

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1] NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. *BL12 - Betonové mosty I: zásady navrhování*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. Studijní opory pro studijní programy s prezenční formou studia. ISBN 978-80-214-4979-4.
- [2] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ČNI, 2004
- [3] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [4] *Post-Tensioning solutions EN* [online]. In: . [cit. 2018-05-21]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>
- [5] *Tension systems* [online]. In: . [cit. 2018-05-21]. Dostupné z: http://www.tension.cz/www/media/files/pdf-k-pripojeni_12/macalloy-system-konstrukcnich-tahel_57.pdf