

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh výstavby obloukového mostu přes Sázavu

Autor: Michal Lipert

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Rok obhajoby: 2020

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Lipert Jméno: Michal Osobní číslo: 468632

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh výstavby obloukového mostu přes Sázavu

Název bakalářské práce anglicky: Desing of construction of an arch bridge over Sázava river

Pokyny pro vypracování:

Součástí řešení bude

- 1) Rešerše na téma metod výstavby obloukových mostů v obtížně přístupném území s důrazem na specifika, které použité metody přináší pro návrh finální konstrukce
- 2) Zpracování komentovaného statického posouzení nosné konstrukce během zvolené metody výstavby a zjednodušeně kompletní konstrukce ve finálním stavu
- 3) Posouzení základních nosných prvků konstrukce a návrh založení mostu

Seznam doporučené literatury:

Stráský, J. (2001) Betonové mosty. Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, ČSSI, s. 103

Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce. Akademické nakladatelství CERM, s. 160

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 26. 2. 2020 Termín odevzdání bakalářské práce: 18. 5. 2020

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“.

26. 2. 2020

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem výstavby oblouku dálničního mostu přes řeku Sázavu na dálnici D3. Obsahuje rešerši na téma obloukových mostů a metod postupů jejich výstavby. Praktická část práce začíná návrhem nosné konstrukce mostu - tvaru střednice oblouku, hlavních průřezů a materiálů. Dále je navržena metoda výstavby oblouku a jsou posouzeny její jednotlivé kroky. Zajímavostí u výstavby oblouku je použitá metoda CFST (Concrete-filled steel tube). Tato metoda je poměrně nová, využívaná pro obloukové mosty velkého rozpětí především v Číně, v České republice je zatím nevyzkoušená. V dalších částech bakalářské práce je průřez oblouku posouzen a je navrženo jeho založení.

Klíčová slova

obloukový most, dálniční most, železobetonový most, výstavba oblouku, letmá montáž, závěsy, metoda CFST

Abstract

This bachelor thesis contains a design of construction of the highway arch bridge over Sázava river on D3 highway. The topic of the theoretical research part is arch bridges and construction methods of arch bridges. The practical part starts with a design of a load bearing construction of the bridge - the shape of the arch axis, the cross sections of main elements and materials. Then the method of the arch construction is designed and all the partial steps of this method are assessed. The interesting thing about the arch construction is the construction method, that was used - CFST method (Concrete filled steel tube). This method is relatively new. It is mainly used for long span arch bridges in China. This method has not been used in Czech republic yet. In the next parts of this bachelor thesis the cross section of the arch is assessed and the foundation is designed.

Key words

arch bridge, highway bridge, reinforced concrete bridge, arch construction, cantilever method, suspenders, CFST method

Prohlašuji, že bakalářskou práci na téma „Návrh výstavby obloukového mostu přes Sázavu“ jsem vypracoval samostatně. Veškerou použitou literaturu uvádím v příloženém seznamu zdrojů.

V Praze dne 24.5.2020

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce panu Ing. Radku Hájkovi, Ph.D. za vedení, cenné rady, praktické poznatky a čas, který mi a mé práci věnoval.

Obsah

1. Úvod.....	9
2. Rešerše	10
2.1 Základní charakteristika obloukových a klenutých konstrukcí.....	10
2.2 Historie betonových obloukových mostů.....	11
2.3 Rozdělení obloukových mostů	12
2.3.1 Podle polohy mostovky.....	12
2.3.2 Podle statického působení.....	13
2.4 Základní parametry oblouku	13
2.5 Návrh tvaru střednice	14
2.6 Materiály obloukových mostů.....	15
2.7 Metody výstavby obloukových mostů	15
2.7.1 Metody výstavby oblouku	15
2.7.1.1 Na pevné skruži.....	15
2.7.1.2 Letmá betonáž s postupným vyvěšováním	16
2.7.1.3 Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku	17
2.7.1.4 Sklápění.....	18
2.7.1.5 CFST metoda (Concrete-filled steel tube)	19
2.7.2 Metody výstavby mostovky	21
2.7.2.1 Na výsuvné skruži.....	21
2.7.2.2 Postupné vysouvání.....	22
2.7.2.3 Letmá betonáž	23
2.8 Příklady realizovaných mostů	24
2.8.1 Podolský most	24
2.8.2 Mike O'Callaghan–Pat Tillman Memorial Bridge	25
2.8.3 Kano River Crossing Bridge	26
2.8.4 Beipanjiang Railway Bridge Qinglong	27
3. Návrh nosné konstrukce.....	29
3.1 Návrh průřezů.....	31
3.1.1 Oblouk.....	31
3.1.2 Vzpěry	31
3.1.3 Mostovka.....	32

3.1.4 Pilíř u patky oblouku	32
3.2 Materiály	33
3.3 Návrh střednice oblouku	35
3.4 Zatížení.....	35
3.4.1 Stálé zatížení.....	35
3.4.2 Proměnné zatížení	36
3.4.2.1 Zatížení dopravou	36
3.4.2.2 Zatížení teplotou	37
3.5 Výpočetní model konstrukce.....	38
3.6 Výpočet vnitřních sil	40
4. Návrh výstavy oblouku.....	45
4.1 Návrh výstavby ocelové příhradové konstrukce oblouku.....	45
4.2 Postup vyvěšování.....	46
4.3 Ověření jednotlivých fází vyvěšování.....	48
4.4 Betonáž oblouku.....	53
5. Posouzení základních nosných prvků konstrukce	58
5.1 Kombinace zatížení	58
5.1.1 MSÚ - Mezní stav únosnosti	58
5.1.2 MSP - Mezní stav použitelnosti	59
5.2 Vnitřní síly pro posouzení MSÚ	59
5.3 Posouzení oblouku na MSÚ	61
5.4 Posouzení vzpěr na MSÚ	63
5.5 Posouzení celé konstrukce na MSP - omezení napětí.....	65
6. Návrh založení oblouku	68
7. Závěr práce	71

1. Úvod

Předmětem této bakalářské práce je zpracování rešerše na téma obloukových mostů, komentovaného návrhu obloukového mostu Sázava, následné posouzení konstrukce jeho oblouku během výstavby, zjednodušené posouzení konstrukce ve finálním stavu a návrh založení oblouku.

Most Sázava je navržen na dálnici D3 a je součástí stavby D3 0302 Jílové–Hostěradice. Most překlenuje údolí řeky Sázavy hluboké 113 m a je v půdorysu přímý. Náročnost návrhu je dána výškou nivelety i požadavkem na minimalizaci zásahu do údolí, což reprezentuje maximální možné rozpětí středního pole mostu.

Zadání k návrhu tohoto mostu jsem dostal již v předmětu Projekt K, ve kterém byly navrženy 3 varianty tohoto mostu. První varianta uvažovala železobetonový obloukový most s velkým rozpětím oblouku a s přílehlými estakádovými částmi mostu. Druhá varianta uvažovala polovějivě zavěšený most na dvou vysokých pylonech, stojících na úpatích údolí. Tento most měl komorovou betonovou mostovku s předpjatými táhly a vzpěrami. Ve třetí variantě šlo o most estakádového typu se spojitými poli. Mostovka v této variantě byla navržena jako komorová s náběhy. Tato varianta byla navržena jako nejúspornější.

Po porovnání variant se jako nejvhodnější jevila varianta obloukového mostu. Obloukový most je vhodný do hlubokého údolí a dobře zapadá do okolní krajiny i z hlediska estetického.

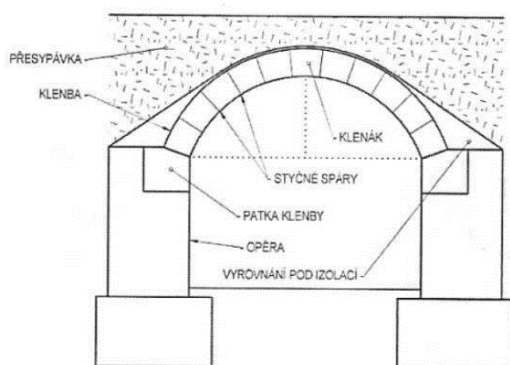
2. Rešerše

Rešerše této bakalářské práce se zabývá obloukovými mosty jako takovými, jejich metodami výstavby a vhodností těchto metod pro různé typy konstrukcí a do různých typů území. Obloukové mosty je obecně vhodné navrhovat přes hluboká údolí, přes říční toky, tzn. v případech, kdy nechceme či nemáme možnost zasahovat podpěrami do požadovaného rozpětí konstrukce.

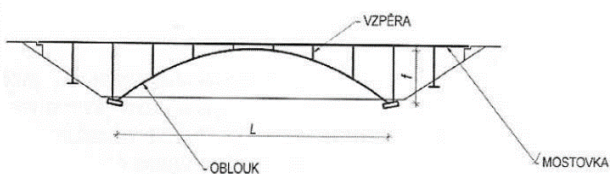
2.1 Základní charakteristika obloukových a klenutých konstrukcí

Konstrukce obloukové a klenuté se vyznačují zakřivenou střednicí, díky které je velký podíl zatížení přenášen tlakovou silou. Základní princip chování těchto konstrukcí je snaha o minimalizaci ohybových momentů v oblouku, které se dosáhne správně zvoleným tvarem střednice. Tyto konstrukce lze tedy v určitých případech realizovat i z křehkých materiálů, tzn. že mají nízkou pevnost v tahu, ale vysokou pevnost v tlaku (např. kamenné či cihelné zdivo, prostý beton). V dnešní době jsou ale obvykle realizovány z železobetonu.

Rozdíl mezi obloukovými a klenutými konstrukcemi je v tom, že klenutá konstrukce je přesypaná zeminou, po níž je vedena komunikace, zatímco oblouková konstrukce přesypaná není a komunikace je vedena po mostovce.



Obr. 2.1 - Klenutá mostní konstrukce [1]



Obr. 2.2 - Oblouková mostní konstrukce [1]

Obloukové mosty jsou vhodné pro rozpětí od cca 30 m, ale byly již postaveny oblouky s rozpětím přes 500 m. Největší rozpětí má ocelový oblouk mostu Chaotianmen Bridge v Číně, a to 552 m. Tento most by uveden do provozu v roce 2009.

2.2 Historie betonových obloukových mostů

Beton a železobeton se stal koncem 19. století ideálním materiálem pro stavbu obloukových mostů a postupně nahradil kámen a zdivo. Ve výstavbě obloukových mostů můžeme sledovat tři základní vývojová období. Do roku 1950 převládal způsob výstavby na pevné skruži, v 60. letech přichází betonování nebo montáž letmo s vyvěšováním a v 90. letech hybridní konstrukce a progresivní kombinované technologie výstavby.

První betonový masivní obloukový most na světě stojí dodnes ve Francii, převádí silnici přes řeku Dordogne u Souillacu. Jedná se o most z prostého betonu o sedmi polích délky 22 m. Tento most byl postaven v letech zavádění průmyslové výroby cementu (1812 – 1822) inženýrem Louisem Vicatem.



Obr. 2.3 - Most přes řeku Dordogne u Souillacu [4]

Vývoj železobetonu zahájil J. Monier v roce 1849 a v roce 1875 postavil první železobetonový obloukový most o rozpětí 16,50 m u hradu Chazelet ve Francii. Poté se výstavba betonových obloukových mostů začala rychle rozvíjet kromě Francie zejména v Německu, Rakousku, Maďarsku a Švýcarsku.

První železobetonový most v České republice byl postaven v roce 1903 přes Bečvu v Přerově o třech polích rozpětí 22,40 m. Tento most byl zničen za války. V roce 1909 byl postaven trojkloubový obloukový most z prostého betonu v Postoloprtech. Z prostého betonu byl postaven i Mánesův most v Praze (1914) a Libeňský most v Praze (1928).

2.3 Rozdělení obloukových mostů

2.3.1 Podle polohy mostovky

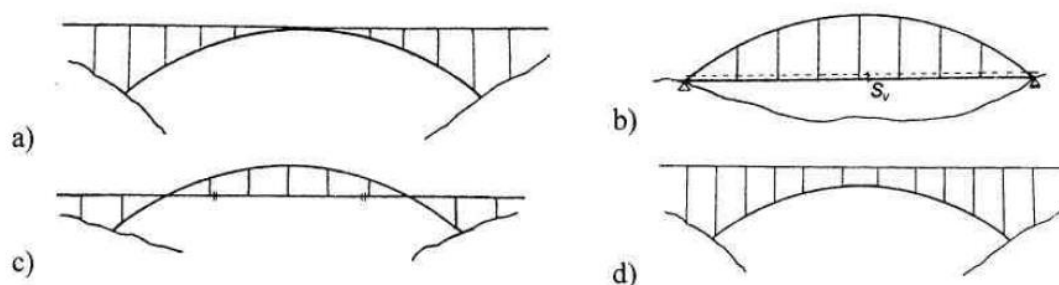
Obloukové mosty lze rozdělit do několika skupin podle polohy mostovky.

Oblouk s horní mostovkou (viz Obr. 2.4 a)), kde je mostovka podepřena vzpěrami, se hodí pro přemostění hlubokých údolí s dobrými základovými poměry, protože v základech vznikají nejen svislé, ale i vodorovně síly.

Mostovka na oblouku s dolní mostovkou je zavěšena na táhlech (viz Obr. 2.4 b)). Tento typ je vhodný pro plochý terén, např. pro přemostění řek. U tohoto typu je možné využít mostovku jako táhlo, pak působí konstrukce na spodní stavbu jako prostý nosník. Další výhodou je možnost dosažení malé stavební výšky.

U oblouku s mezilehlou mostovkou (viz Obr. 2.4 c)) je část mostovky zavěšena na táhlech a část podepřena vzpěrami.

Obr. 2.4 d) zobrazuje oblouk s nadvýšenou mostovkou probíhající spojitě nad obloukem.



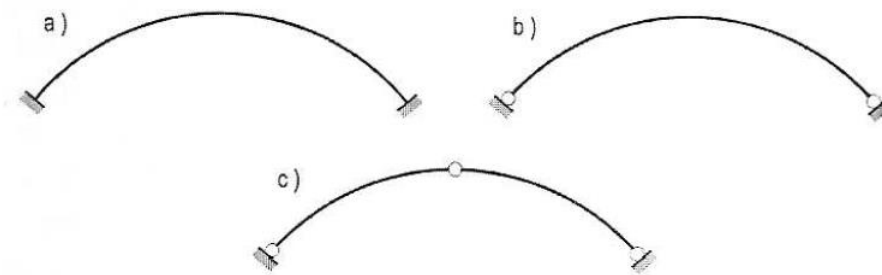
Obr. 2.4 – Rozdělení obloukových mostů podle polohy mostovky [2]

2.3.2 Podle statického působení

Obloukové i klenuté konstrukce je ze statického hlediska možné navrhovat jako:

- Oboustranně vetknuté (viz Obr. 2.5 a)
- Dvojklobbové (viz Obr. 2.5 b)
- Trojklobbové (viz Obr. 2.5 c)

Čím více kloubů v konstrukci použijeme, tím menší stupeň statické neurčitosti získáme. Konstrukce s menším stupněm statické neurčitosti jsou jednodušší na výpočet, což hrálo větší roli spíše v minulosti, kdy nebyly k dispozici dnešní výpočetní softwary. Taková konstrukce je také méně citlivá na účinky teplotních změn a objemové změny betonu. Nevýhodou kloubových konstrukcí je ale zvýšené riziko z hlediska trvanlivosti konstrukce a komplikace při realizaci, proto je dnes nejčastější řešení oboustranné vetknutí.



Obr. 2.5 - Rozdělení oblouků podle statického působení [1]

2.4 Základní parametry oblouku

Pro popis tvaru oblouku je možno definovat několik parametrů:

- Rozpětí L
- Vzepětí f
- Poměrné vzepětí f/L – pohybuje se obvykle mezi $1/3$ až $1/6$. Příliš vysoké oblouky jsou neekonomické, u příliš plochých oblouků vzniká velká vodorovná síla, kterou je nutno přenést jak průřezem oblouku, tak i do spodní stavby.
- Smělost oblouku L^2/f – po přenásobení příslušnými součiniteli lze pomocí tohoto parametru získat vodorovnou sílu v oblouku

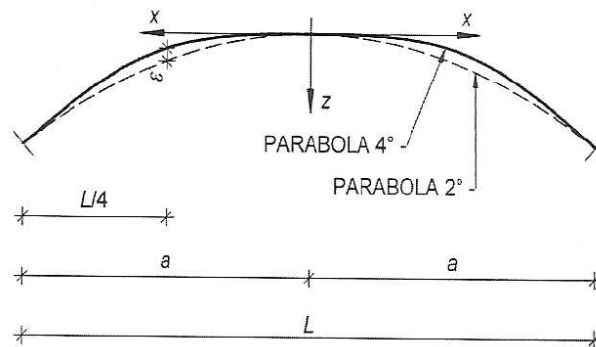
2.5 Návrh tvaru střednice

Jak už bylo řečeno, tvar střednice se navrhuje s požadavkem na minimalizaci vzniku ohybových momentů v oblouku. Obecně by tvar střednice měl odpovídat tzv. tlakové čáře (křivce, která odpovídá průběhu tlakové síly po konstrukci). Tato optimalizace lze provést teoreticky přesně, ale pouze pro stálé zatížení, proměnné zatížení způsobí na konstrukci vždy ohybové momenty. Proto se tvar střednice obvykle navrhuje pouze na stálé zatížení nebo na stálé zatížení a polovinu proměnného zatížení.

Vhodnou křivkou pro střednici oblouku je parabola 4.stupně podle Chambauda, tato křivka má rovnici:

$$z = f \left[(1 - \varepsilon) \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \frac{x^4}{a^4} \right] \quad [1]$$

kde a je polovina rozpětí oblouku, x je vodorovná a z svislá vzdálenost měřená od vrcholu oblouku a ε vyjadřuje poměr zatížení ve vrcholu oblouku a v patce.



Obr. 2.6 – Parametry střednice podle Chambauda [1]

Průběh vnitřních sil lze také ovlivnit proměnnou ohybovou tuhostí průřezu oblouku. Pro menší konstrukce se používá průřez konstantní, pro větší konstrukce lze zvolit průřez s větší tuhostí u patek, tzn. menší tuhostí ve vrcholu oblouku. Důsledkem tohoto postupu, kdy u patek je mohutnější průřez a tím pádem má větší vlastní tíhu, je zvětšení tlakových sil a momentů v patkách. Aby se tomuto zvýšení ohybových momentů zamezilo, jsou někdy realizovány konstrukce, u kterých se ohybová tuhost zmenšuje směrem

k patkám. Aby se ale nezmenšovala i plocha průřezu, zvětšuje se v tomto směru jeho šířka.

2.6 Materiály obloukových mostů

Obloukové mosty se mohou navrhovat z prostého betonu, železobetonu, předpjatého betonu, ocelobetonu, ocele či jiného kovu, dřeva, kamene či cihel. Poslední dva materiály se navrhují spíše u klenbových konstrukcí.

V dnešní době jsou nejčastější oblouky železobetonové. Teoreticky by šlo navrhnout oblouk i z prostého betonu, protože je celý tlačенý, ocelová výztuž ale redukuje vznik trhlin a objemové změny vlivem smršťování, dotvarování a teplotních změn. Podélná výztuž oblouku je tlačенá, tudíž je nutné ji zajistit proti vybočení, to se dělá pomocí třmenů, které taky zvyšují únosnost ve smyku.

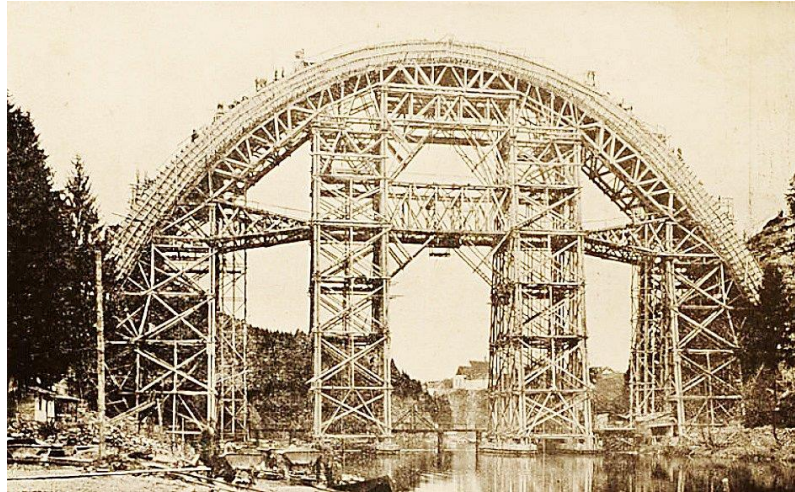
2.7 Metody výstavby obloukových mostů

2.7.1 Metody výstavby oblouku

Oblouku se provádějí monoliticky, z prefabrikovaných segmentů, nebo kombinací těchto metod. Výhodou monolitické konstrukce je možnost vysoké variability tvaru. Výhodou prefabrikovaného oblouku je rychlejší výstavba a eliminace účinků smršťování a dotvarování.

2.7.1.1 Na pevné skruži

V minulosti toto byla prakticky jediná technologie metody výstavby pro oblouky, proto se na pevné skruži betonovaly i velké oblouky. Dnes se tato technologie využívá především pro menší konstrukce. Metoda spočívá ve vybudování poměrně masivní skruže, na kterou se umístí bednění a poté se začíná s betonováním. Pro realizaci oblouku touto metodou je nutné mít přístup pod navržený oblouk. Není tedy vhodná pro přemostování příliš hlubokých údolí či říčních toků.



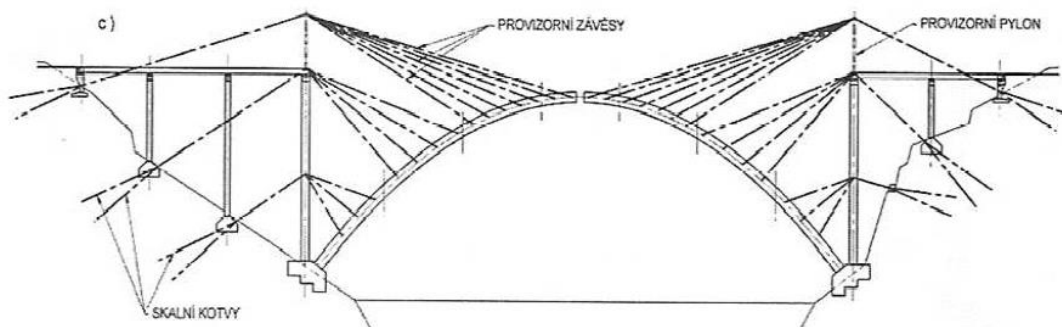
Obr. 2.7 – Výstavba mostu Duha v Bechyni na pevné skruži [5]

Železobetonový most Duha v Bechyni byl dokončen v roce 1928. Tento most přes řeku Lužnici převádí dodnes silniční i železniční provoz.

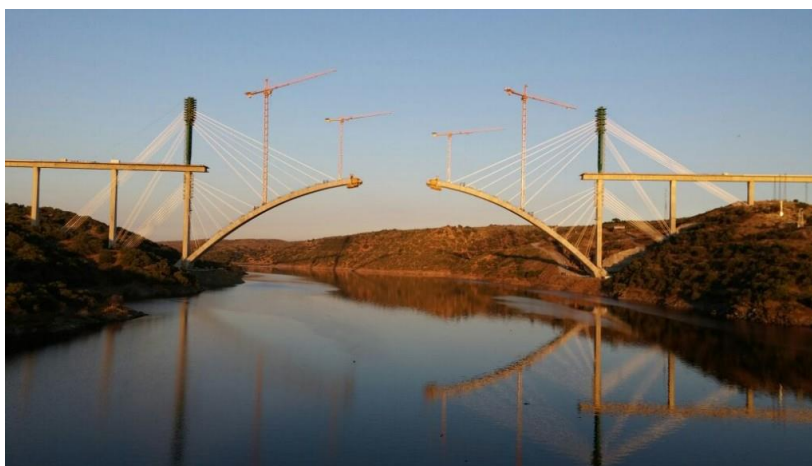
2.7.1.2 Letmá betonáž s postupným vyvěšováním

Tato metoda patří dnes u velkých mostů k nepoužívanějším. Spočívá v betonování oblouku po krátkých úsecích tzv. lamelách. Po realizaci spodní stavby se lamely betonují postupně od patek oblouku směrem k jeho vrcholu. Hotové lamely se zavěšují pomocí provizorních závěsů, ke zvětšení úhlu závěsů je možno použít provizorní pylon. Do závěsů se vnáší napětí tak, aby docházelo k minimální možné deformaci a namáhání oblouku. Betonáž probíhá symetricky z obou stran a po dosažení vrcholu se jednotlivé konstrukce spojí pomocí uzavírací spáry. Výhoda této metody je v tom, že není potřeba přístup pod navržený oblouk. Veškeré práce totiž probíhají z dosud vybudované mostovky či z prostoru za patkami oblouku. Díky tomu je tato metoda vhodná i pro hluboká nepřístupná údolí.

Místo letmé betonáže lamel z monolitického betonu lze použít tuto metodu i pro montáž prefabrikovaných segmentů.



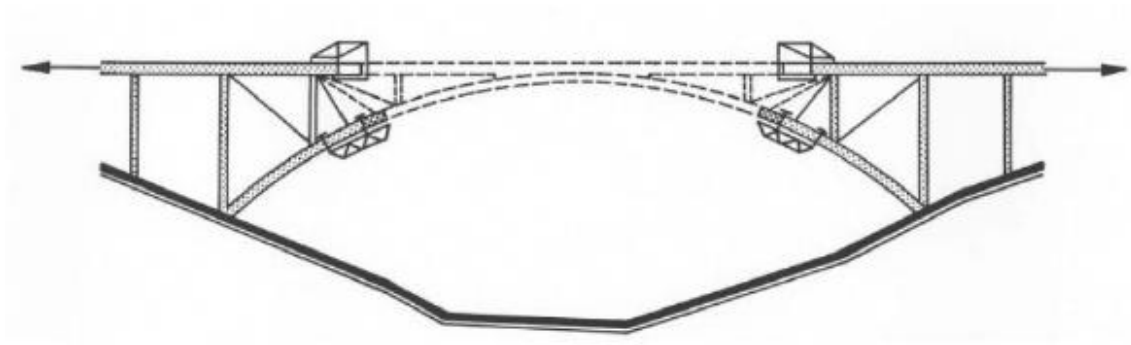
Obr. 2.8 – Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním pomocí provizorního pylonu [1]



Obr. 2.9 - Letmá betonáž mostu Viaducto del Tajo s použitím dočasných pylonů ve Španělsku [6]

2.7.1.3 Letmá betonáž s vytvořením dočasného příhradového nosníku

Tato metoda je v dnešní době také poměrně rozšířena, spočívá v budování kompletní konstrukce (oblouk, vzpěry i mostovka) po částech. Hotová část konstrukce působí díky provizorním závěsům (diagonálám) jako příhradový nosník. Během výstavby vzniká v mostovce tahová síla, kterou je nutno zachytit např. pomocí předpětí a zakotvením do opěry. Výstavba probíhá symetricky z obou stran a po dokončení obou polovin konstrukce se oblouk ve vrcholu roztlačí hydraulickými lisami a dobetonuje se uzavírací spára. Poté se odstraní provizorní kotvy a diagonály. Při uplanování této metody, stejně jako u letmé betonáže s postupným vyvěšováním, není potřeba přístup pod navržený oblouk.



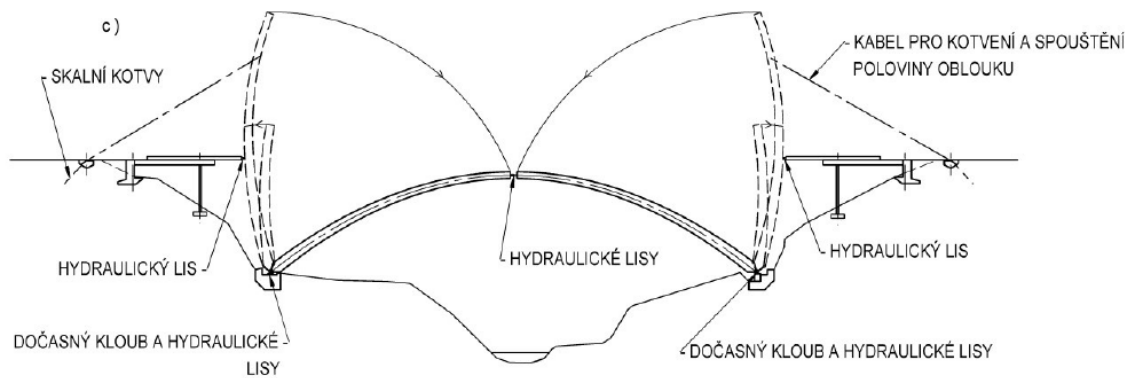
Obr. 2.10 – Schéma letmé betonáže s vytvořením dočasného příhradového nosníku [7]



Obr. 2.11 - Letná betonáž mostu Los Tilos na Kanárských ostrovech [8]

2.7.1.4 Sklápění

Metoda sklápění spočívá ve vybetonování obou polovin oblouku ve svislé poloze tak, aby bylo minimalizováno jejich namáhání a deformace. V této poloze jsou udržovány pomocí závěsů a hydraulických lisů. V patách je oblouk umístěn na dočasných kloubech, okolo kterých se obě poloviny oblouku po dokončení sklopí. Nakonec se poloviny oblouků rozepřou hydraulickými lisami a je dobetonována uzavírací spára a dočasné klouby v patách oblouku. Stejně jako u předchozích metod zde není při realizaci oblouku potřeba přístup pod navržený oblouk.



Obr. 2.12 – Schéma výstavby pomocí sklápění [1]



Obr. 2.13 - Sklápění ocelového mostu Alconétar Bridge ve Španělsku [9]

2.7.1.5 CFST metoda (Concrete-filled steel tube)

Tato metoda spočívá ve vybudování příhradové konstrukce oblouku z trubkovitých profilů, jejichž lokální odolnost proti vybočení je zvýšena jejich vyplněním betonem. Sestavení této příhradové konstrukce je zásadním krokem při stavbě mostu tohoto typu. Je možné ho provést např. letmou montáží, sklápěním nebo metodou realizace po segmentech, které se na své místo dostávají po lanech upevněných na provizorních pylonech. Dalším krokem je montáž bednění na tuto příhradovou konstrukci, která bednění nese, a vybetonování oblouku (tzv. Melanovy oblouky). Mosty CFST se dají navrhovat i pouze z ocelové příhradové konstrukce vyplněné betonem, tedy bez následného zabetonování příhradové konstrukce.

Metoda výstavby obloukových mostů CFST je poměrně nová a je využívána hlavně v Číně. Je vhodná pro obloukové mosty velkého rozpětí, přemostující hluboká údolí či říční toky. Běžně dosažená rozpětí těchto mostů jsou stovky metrů. Touto metodou bylo v Číně postaveno přibližně 400 nových mostů za posledních 20 let.



Obr. 2.14 - Realizace příhradového oblouku po segmentech pomocí lan [11]



Obr. 2.15 – Realizace příhradového ocelového oblouku [12]



Obr. 2.16 - Odbedňování oblouku mostu Zhaohua Jialing River Bridge v Číně [12]

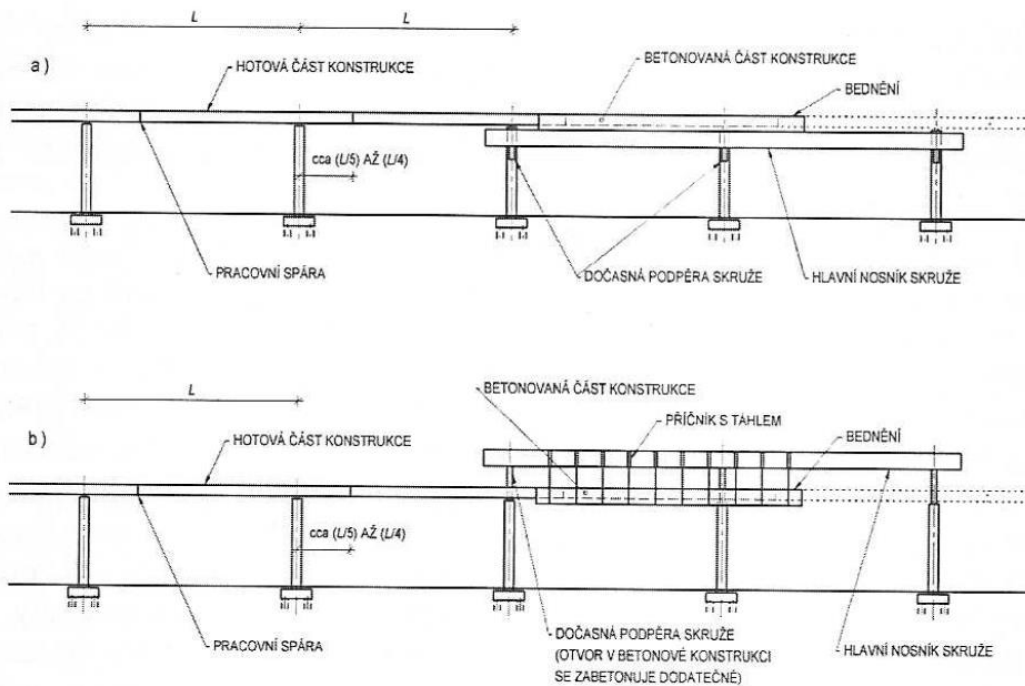
2.7.2 Metody výstavby mostovky

Existuje mnoho metod pro výstavbu mostovky. Zmíněny jsou ty nejčastěji používané pro mostovky obloukových mostů.

2.7.2.1 Na výsuvné skruži

Výsuvné skruže jsou vhodné pro výstavbu dlouhých monolitických konstrukcí. Jsou výhodné od cca 200 m, kvůli vyšším pořizovacím nákladům a náročnější dopravě na stavenišť. Po zahájení první betonáže je ale další postup rychlý a jednoduchý. Základním nosným prvkem výsuvné skruže je hlavní ocelový nosník, který pojíždí podepřen buď pouze na definitivních podpěrách mostu, nebo je i podepřen provizorními podpěrami. Podle polohy hlavního nosníku rozeznáváme výsuvné skruže:

- S hlavním nosníkem pod konstrukcí mostu
- S hlavním nosníkem nad konstrukcí mostu



Obr. 2.17 – Schéma výstavby mostovky na výsuvné skruži a) s hlavním nosníkem pod konstrukcí mostu, b) s hlavním nosníkem nad konstrukcí mostu [1]

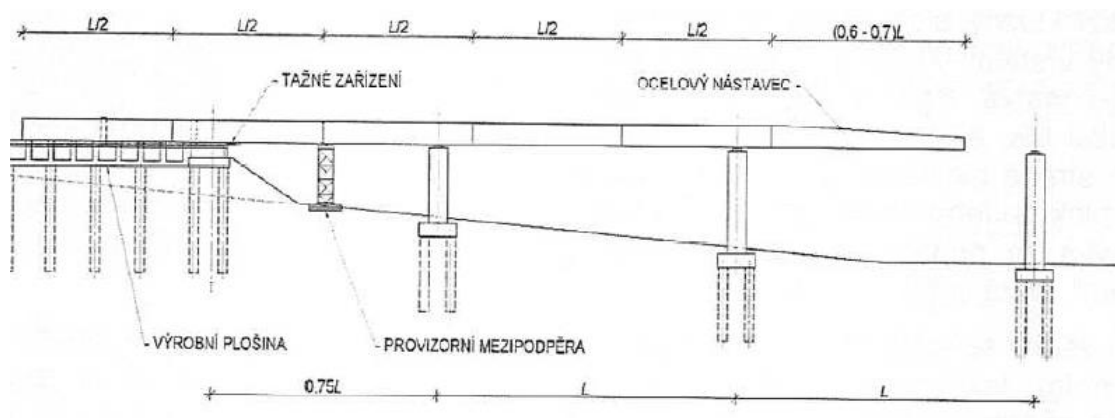
Výhodou skruže s hlavním nosníkem pod konstrukcí mostu je volná plocha pro výstavbu nosné konstrukce. Nevýhodou je potřeba manipulačního prostředku (jeřábu) k dopravě materiálu. Pod betonovanou konstrukcí je také potřeba dostatečný prostor pro skruž.

Výhodou skruže s hlavním nosníkem nad konstrukcí mostu je, že hlavní nosník skruže lze použít jako jeřáb pro manipulaci. Další výhodou je potřeba minimálního prostoru pod betonovanou konstrukcí. Svislé závěsy, na kterých je zavěšeno bednění, však mohou omezovat pracovní prostor.

2.7.2.2 Postupné vysouvání

Postupné vysouvání je vhodné pro objekty estakádního typu se středním rozpětím (cca 35 – 45 m). Tato metoda do určité míry kombinuje výhody monolitických i prefabrikovaných konstrukcí. Nejdřív se vybuduje spodní stavba a poté se za opěrou zřídí výrobní plošina, na které se postupně vyrábějí části nosné konstrukce (lamely). Ty se vždy předepnou a následně přesunou nad přemostovanou překážku a celý postup se opakuje.

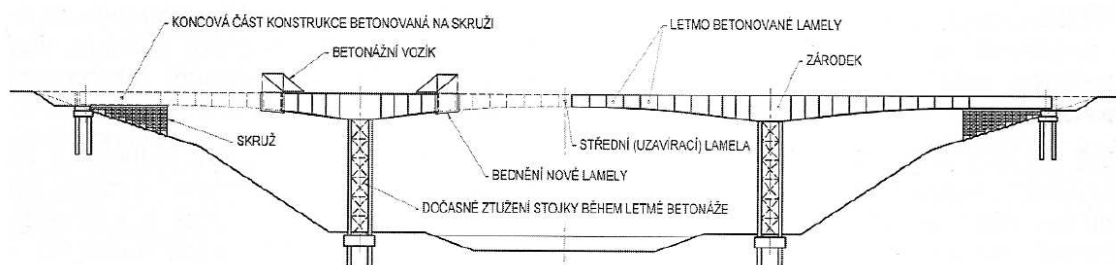
Při vysouvání se mění ve vysouvané části statický systém, mění se tedy i vnitřní síly. V přední části vysouvané konstrukce pak vzniká velký konzolový moment, který se snižuje různými způsoby. Lze ho snížit např. lehkým ocelovým nástavcem, vyvěšením čela konstrukce přes provizorní pylon nebo zřízením provizorních mezipodpěr.



Obr. 2.18 – Schéma výstavby mostovky postupným vysouváním s ocelovým nástavcem [1]

2.7.2.3 Letmá betonáž

Letmá betonáž se používá pro rozpětí okolo 100 – 200 m. Je vhodná pro přemostování nepřístupného terénu, kde není přístup pod budovaný most (např. hluboká údolí, řeky). Tato metoda spočívá v postupném betonování nosné konstrukce konzolovým způsobem. Na vrcholu podpěry se nejdříve vybetonuje tzv. zárodek – část nosné konstrukce nad opěrou. Na ten se umístí dvojice betonážních vozíků, pomocí nichž se symetricky na obě strany betonují tzv. lamely, jejichž délka bývá 3,5 – 5 m.



Obr. 2.19 – Schéma výstavby mostovky letmou betonáží [1]

2.8 Příklady realizovaných mostů

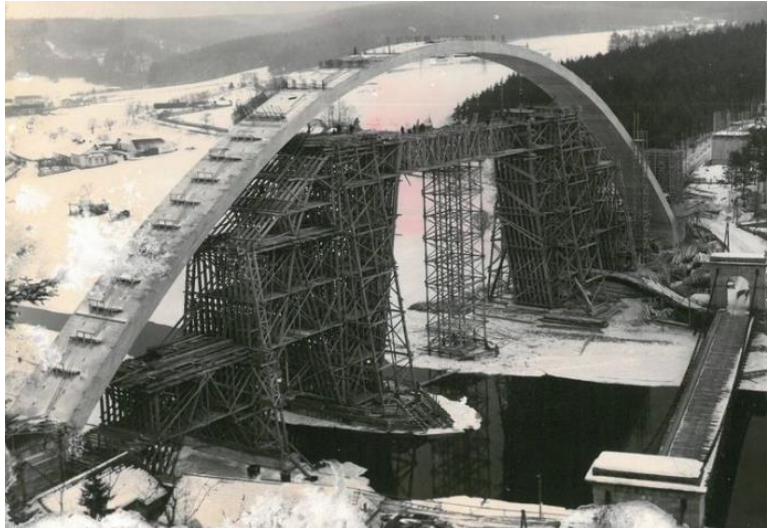
2.8.1 Podolský most

Podolský most je největší železobetonový obloukový most v České republice a ve své době i jeden z největších na světě. Celý most má délku 510 m, rozpětí hlavního oblouku tvaru paraboly 3. stupně je pak 150 m, vzepětí 41,8 m. Hlavní oblouk nese dva menší polokruhové oblouky. Na pravém břehu je dalších šest kruhových oblouků menších rozpětí, na levém břehu jsou dva. Šířka mostu je pouhých 8,5 m (6,5 m vozovka a 1+1 m tvoří chodníky). Vozovka leží ve výšce 55 - 65 m nad hladinou řeky. Stavba Podolského mostu probíhala na pevné skruži.

Na silnici z Písku do Tábora přemostoval dříve Vltavu řetězový most na dně údolí řeky. V jeho těsné blízkosti byl v roce 1942 vybudován Podolský most, který řetězový most nahradil. Starý řetězový most byl přemístěn na řeku Lužnici a je nyní známý jako Stádlecký most.



Obr. 2.20 – Podolský most nad starým řetězovým mostem [15]



Obr. 2.21 – Výstavba oblouku na pevné skruži [15]

2.8.2 Mike O'Callaghan–Pat Tillman Memorial Bridge

Tento most v těsné blízkosti přehrady Hoover Dam přemost'uje americkou řeku Colorado. Jedná se o jeden z největších železobetonových oblouků na světě, oblouk má rozpětí 323 m a vzezření 84 m. Průřez oblouku a vzpěr je velmi štíhlý, obdélníkového tvaru. Vícetrámová sprážená ocelobetonová mostovka leží 274 m nad hladinou řeky.

Oblouk byl betonován letmo s postupným vyvážováním přes dočasný pylon. Stavba byla dokončena v roce 2010.



Obr. 2.22 – Pohled na most [16]



Obr. 2.23 – Výstavba oblouku letmou betonáží s vyvěšováním přes dočasný pylon [17]

2.8.3 Kano River Crossing Bridge

U tohoto mostu, s rozpětím oblouku 110 m, byla kvůli požadavku na nezasahování stavební činnosti do řeky zvolena kombinace metod výstavby, a to sklápění a tzv. Melanův oblouk. Realizace probíhala sklopením ocelového oblouku, který je výrazně lehčí než alternativní betonový oblouk. Segmenty ocelového oblouku, dlouhé 6 m, byly vyrobeny ve výrobě, sešroubovány byly ve svislé poloze až na staveništi. Po sklopení oblouku se na ocelovou konstrukci připevnilo bednění a celý oblouk byl postupně od patek k vrcholu vybetonován.



Obr. 2.24 – Sklápění ocelové konstrukce mostu [14]

2.8.4 Beipanjiang Railway Bridge Qinglong

Oblouk tohoto masivního mostu přes hluboké údolí řeky Beipanjiang v Číně je největší betonový oblouk na světě. Má rozpětí 445 m, vzepětí 100 m a výška nad hladinou řeky se pohybuje okolo 295 m. Most převádí dvě koleje vysokorychlostní železnice, dosahující rychlosti 250 km/h. Průřez oblouku je proměnný, jeho šířka se od patky k vrcholu mění z 28 m na 18 m, výška je konstantní 9 m. Mostovku komorového průřezu podpírají zdvojené vzpěry dosahující výšky až 59 m, podpory v patkách oblouku jsou 102 m vysoké.

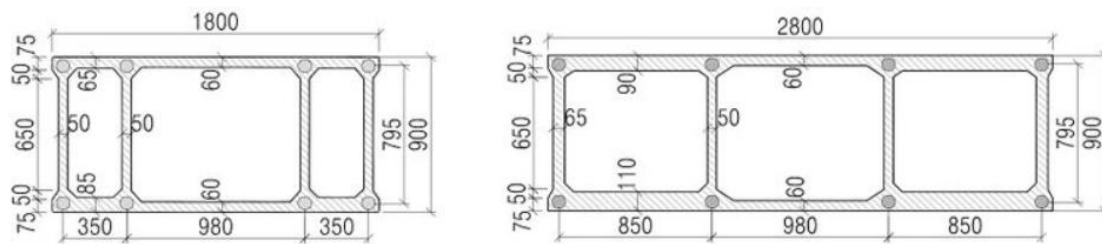
Při výstavbě se postupovalo již zmíněnou CFST metodou. Nejdřív se zhotovila příhradová konstrukce oblouku z masivních trubek vyplněných betonem, a to metodou po segmentech, které se na své místo dopravovaly po lanech. Tato konstrukce sloužila jako kostra, na kterou bylo zavěšeno bednění a následně byl oblouk vybetonován. Most byl zprovozněn v roce 2016.



Obr. 2.25 – Pohled na most Beipanjiang Railway Bridge Qinglong [13]



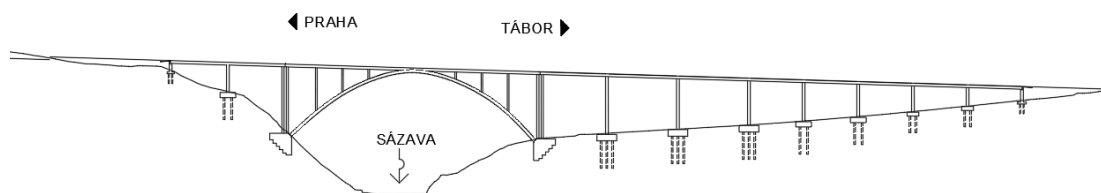
Obr. 2.26 – Výstavba příhradové konstrukce [13] Obr. 2.27 – Pohled na hotový oblouk [13]



Obr. 2.28 – Průřez oblouku ve vrcholu a v patce [13]

3. Návrh nosné konstrukce

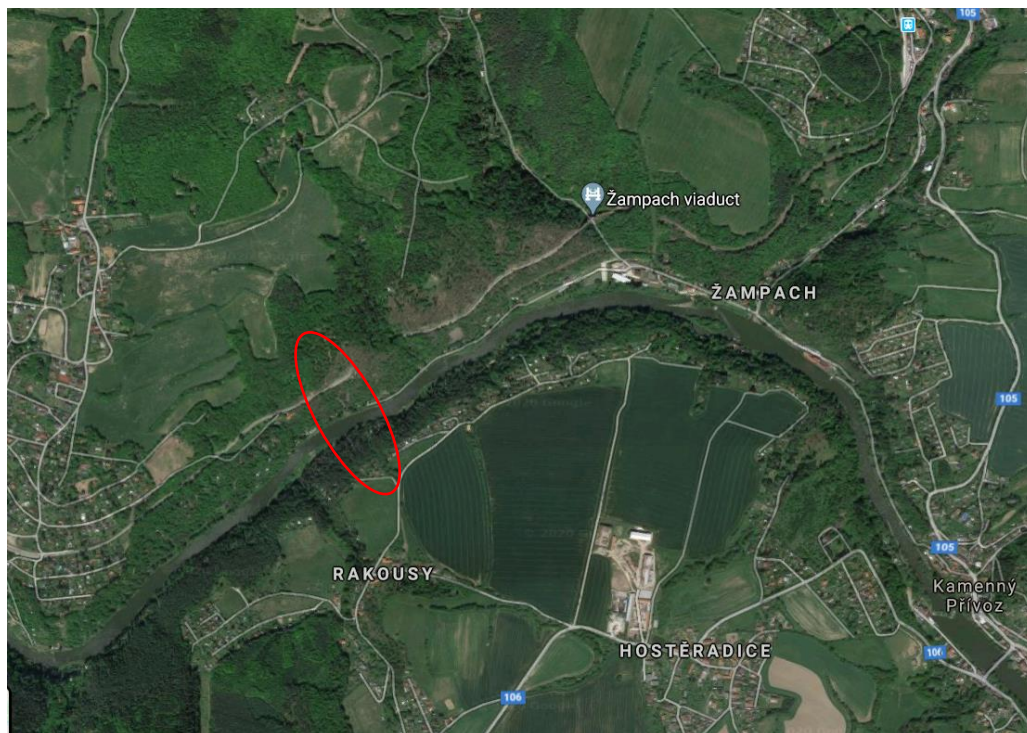
Tato bakalářská práce se zabývá pouze částí mostu Sázava, a to částí mezi patkami oblouku. Přiléhající estakádové části nejsou v této bakalářské práci řešeny. Pro přemostění údolí řeky Sázavy jsou navrženy dvě nezávislé konstrukce, každá převádí dva jízdní pruhy.



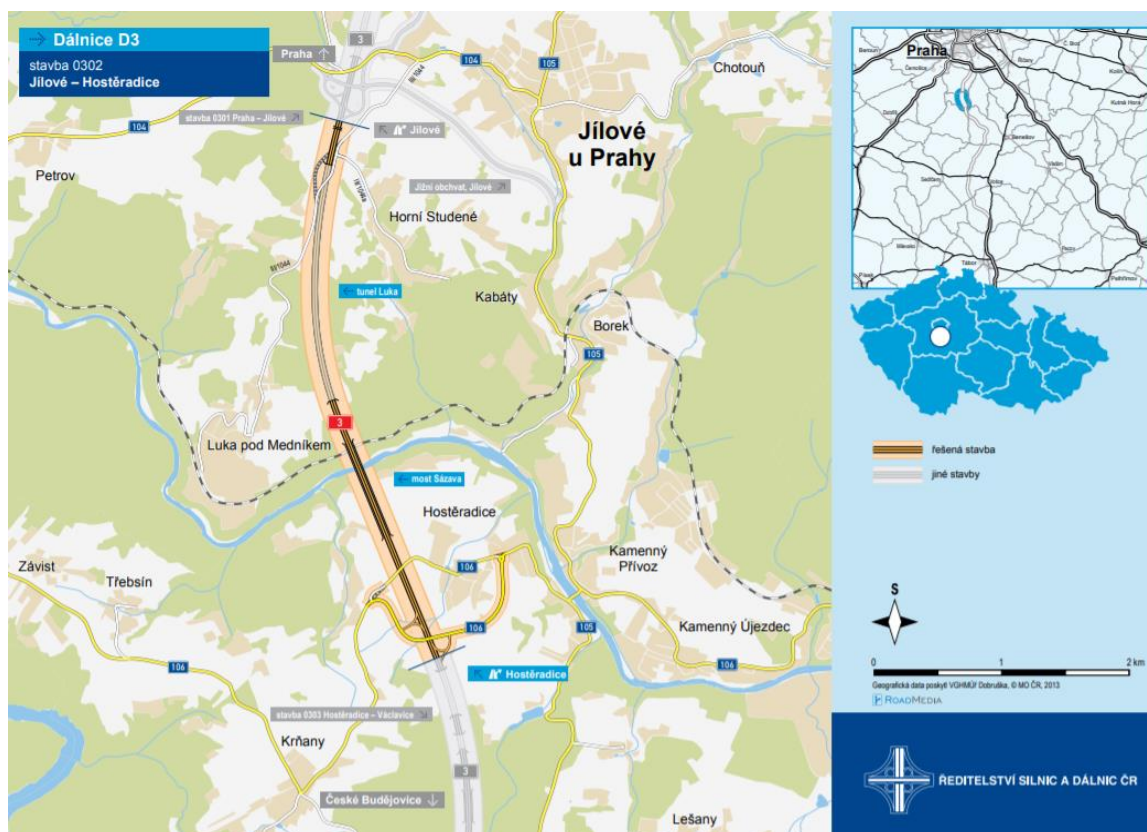
Obr. 3.1 – Podélné uspořádání celého mostu Sázava



Obr. 3.2 – Navržená poloha mostu na katastrální mapě



Obr. 3.3 – Letecký pohled



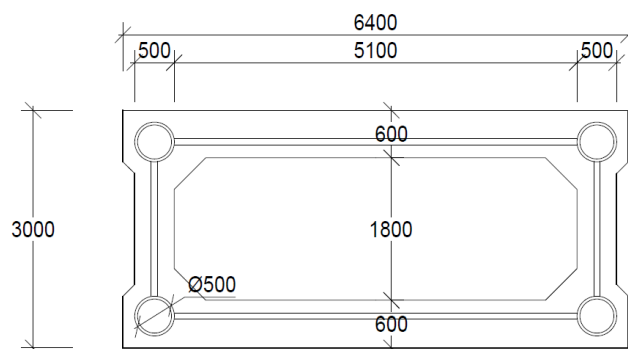
Obr. 3.4 – Most Sázava na letáku Ředitelství silnic a dálnic ČR [19]

3.1 Návrh průřezů

V této kapitole je navržen průřez oblouku, vzpěr, mostovky a pilíře u patky oblouku.

3.1.1 Oblouk

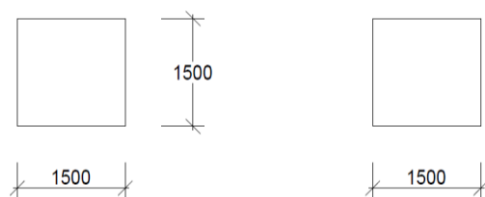
Oblouk má různé průřezy během výstavby. Při letmé montáži se oblouk skládá pouze z příhradové konstrukce, jejíž hlavními nosnými prvky jsou duté ocelové trubkovité profily. Po dokončení letmé montáže této příhradové konstrukce se profily naplní betonem. Tento krok zvýší normálovou i ohybovou tuhost této dočasné konstrukce, která je potřeba k přenesení tíhy následně instalovaného bednění a čerstvého betonu. Po finálním vybetonování oblouku působí průřez jako ocelobetonový.



Obr. 3.5 - Navržený průřez oblouku

3.1.2 Vzpěry

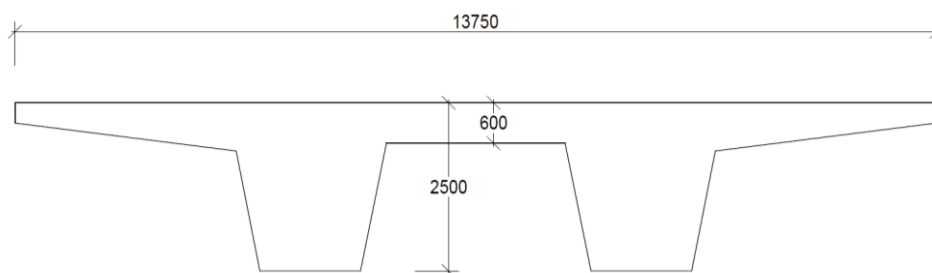
Vzpěry jsou navrženy železobetonové, s konstantním průřezem po celé výšce. Jejich výška se pohybuje od 5 m do 38 m. Jejich štíhlý průřez bude umožňovat podélnou dilataci mostovky.



Obr. 3.6 - Navržený průřez vzpěr

3.1.3 Mostovka

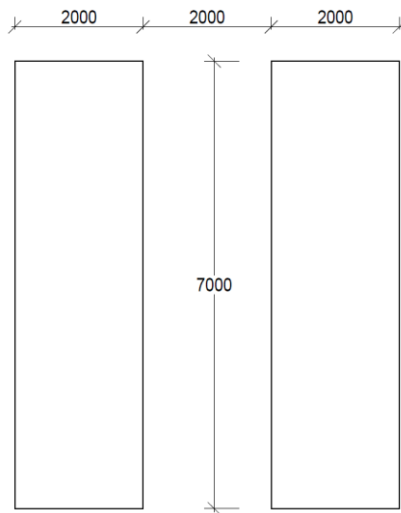
Mostovka je navržena jako železobetonová dvoutrámová, dodatečně předpínaná ocelovou předpínací výztuží. Šířka dolních hran trámů je stejná jako šířka průřezů vzpěr. Vzpěry tedy mohou být „zapuštěny“ do trámů mostovky.



Obr. 3.7 - Navržený průřez mostovky

3.1.4 Pilíř u patky oblouku

Pilíře u patek oblouku jsou navrženy jako obdélníkové zdvojené. Tento zdvojený pilíř by měl v určité míře umožňovat vodorovné posuny mostovky vzniklé teplotními změnami. Zároveň tento pilíř dokáže přenést velký ohybový moment a normálovou sílu.



Obr. 3.8 - Navržený průřez pilíře u patky oblouku

3.2 Materiály

Jak bylo řečeno, oblouk přenáší většinu zatížení tlakem, proto je důležitá volba třídy betonu. Vzniku momentů v oblouku se úplně nedá zamezit, ty proto budou přeneseny ocelovými profily a betonářskou výztuží. Níže jsou vypsány charakteristické pevnosti, z nichž jsou pomocí redukčních součinitelů vypočteny návrhové pevnosti, a moduly pružnosti použitých materiálů.

Oblouk:

- beton: C 40/50 – XF2 – XD1 – XC4
 - $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 40 / 1,5 = 26,7 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$
- betonářská výztuž: B500B
 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$
- konstrukční ocel: S355
 - $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 355 / 1,00 = 355 \text{ MPa}$
 - $E_s = 210 \text{ GPa}$

Vzpěry:

- beton: C 35/45 – XF2 – XD1 – XC4
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,3 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
- betonářská výztuž: B500B
 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$

Mostovka:

- beton: C 35/45 – XF2 – XD1 – XC4
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,3 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
- betonářská výztuž: B500B
 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$
- předpínací výztuž: Y 1860 – S7 – 15,7
 - $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
 - $f_{p;0,1;k} = 1640 \text{ MPa}$
 - $f_{pd} = f_{p;0,1;k} / \gamma_s = 1640 / 1,15 = 1426 \text{ MPa}$
 - $E_p = 195 \text{ GPa}$

Pilíře:

- beton: C 35/45 – XF2 – XD1 – XC4
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 - $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,3 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
 - $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$

- betonářská výztuž: B500B

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$

- $E_s = 200 \text{ GPa}$

3.3 Návrh střednice oblouku

Do údolí byl navržen oblouk o rozpětí $L = 224 \text{ m}$ a vzezpečí $f = 60 \text{ m}$. Poměrné vzezpečí oblouku je $f/L = 0,268$, jedná se o běžnou hodnotu. Smělost oblouku $L^2/f = 836$ je možno využít k určení vodorovné síly, vznikající v oblouku. K získání tvaru střednice byly použity parametry podle Chambauda (viz. kapitola 2.5). Po dosazení do rovnice byl získán předpis paraboly 4. řádu:

$$z = 0,00458227 x^2 + 0,0000000160151 x^4$$

3.4 Zatížení

V této kapitole je vyčísleno zatížení pro jednotlivé zatěžovací stavy. Těmito zatěžovacími stavy bude v dalších kapitolách zatížen model konstrukce a budou vypočteny vnitřní síly.

3.4.1 Stálé zatížení

- Vlastní tíha nosné konstrukce (g) je automaticky započítána programem SCIA Engineer. Objemová hmotnost železobetonu je uvažována 25 kN/m^3 .

b) Ostatní stálé zatížení (g_0)

Římsy: $A = (0,50 + 0,33) \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
 $g_{0;1} = (0,50 + 0,33) * 25 = 20,75 \text{ kN/m}$

Vozovka: $A = 1,14 \text{ m}^2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
 $g_{0;2} = 1,14 * 25 = 28,5 \text{ kN/m}$

Izolace: tl. = 5 mm, š. = 12,0 m, $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$
 $g_{0;3} = 0,005 * 12,0 * 23 = 1,38 \text{ kN/m}$

Svodidlo: $2 * 1 \text{ kN/m} = 2 \text{ kN/m}$

Zábradlí: 0,5 kN/m

Ostatní stálé celkem = 53,13 kN/m

3.4.2 Proměnné zatížení

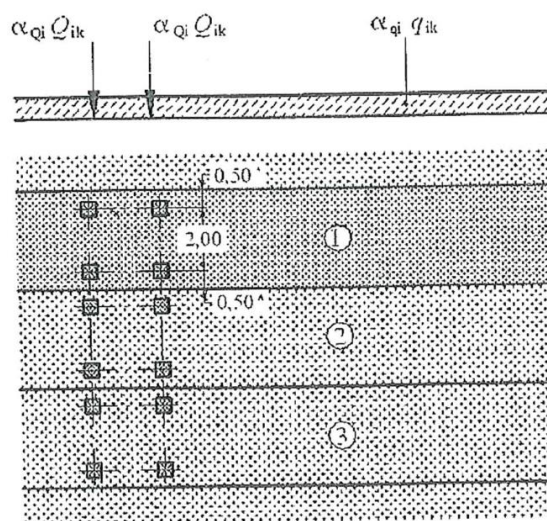
3.4.2.1 Zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou jsou použity modely zatížení LM 1 a LM 4.

a) LM1

Tento model rozděluje mostovku na 3 dopravní pruhy 3 m široké a ostatní plochu. Vozovka je 12 m široká, ostatní plocha bude tedy 3 m široká.

Na dopravní pruhy působí nápravové síly tak, jak je zobrazeno na Obr. 3.9.



Obr. 3.9 – Model zatížení dopravou LM1 [18]

Hodnoty Q_{ik} , α_{Qi} , q_{ik} a α_{qi} pro tuto konstrukci:

UDL (spojité zatížení)

$$q_{1,k} = 9,0 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q1} = 1,0$$

$$q_{2,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q2} = 2,4$$

$$q_{3,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{q3} = 1,2$$

$$q_{z,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad \alpha_{qz} = 1,2$$

TS (zatížení nápravami)

$$Q_{1,k} = 300 \text{ kN} \quad \alpha_{Q1} = 1,0$$

$$Q_{2,k} = 200 \text{ kN} \quad \alpha_{Q2} = 1,0$$

$$Q_{3,k} = 100 \text{ kN} \quad \alpha_{Q3} = 1,0$$

K tomuto zatížení je připočteno ještě zatížení chodci na chodnících

$$q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2.$$

Rovnoměrné charakteristické zatížení dopravou je tedy: $g_{dk1} = 9 \cdot 1 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 2,4 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,0 + 2,5 \cdot 1,2 \cdot 3,0 + 5 \cdot 0,75 = \mathbf{66,75 \text{ kN/m}}$

Osamělé charakteristické nápravové síly jsou: $Q_{dk1} = 300 \cdot 1,0 + 200 \cdot 1,0 + 100 \cdot 1,0 = \mathbf{600 \text{ kN}}$

b) LM4

Tento model uvažuje zatížení davem lidí a je uvažováno jako rovnoměrné zatížení 5 kN/m^2 . Zatížení působí na šířce $12,75 \text{ m}$. Výsledné liniové zatížení je tedy: $g_{dk4} = 5 \cdot 12,75 = \mathbf{63,75 \text{ kN/m}}$.

3.4.2.2 Zatížení teplotou

Pro zatížení teplotou je uvažováno pouze zatížení rovnoměrnou složkou teploty. Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty je zanedbáno. Maximální a minimální teploty nosné konstrukce jsou stanoveny na základě polohy konstrukce podle mapy maximálních a minimálních teplot ve stínu. [20]

$$T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -32 \text{ }^\circ\text{C}$$

Maximální a minimální rovnoměrné složky teploty jsou pak stanoveny pro příslušný typ nosné konstrukce (3. typ – betonová konstrukce)

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ °C} = 40 + 1,5 = 41,5 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \text{ °C} = -32 + 8 = -24 \text{ °C}$$

Teplota nosné konstrukce během výstavby je uvažována 10 °C. Návrhový rozsah teplot je tedy roven:

$$\Delta T_{max} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{min} = T_{e,min} - T_0 = -24 - 10 = -34 \text{ °C}$$

Ostatní proměnná zatížení

Zatížení větrem, sněhem, účinky poklesů podpor a ostatní jsou zanedbána.

3.5 Výpočetní model konstrukce

Byl vytvořen prutový model konstrukce části mostu v místě oblouku. Tato část mostu je od přilehlých částí oddilátována. Dilatace se nachází na zdvojeném pilíři nad patkou oblouku. Řešená část mostu je uložena na jedné části zdvojeného pilíře, estakádová neřešená část je uložena na druhé jeho části.

Oblouk je v patkách oboustranně vetknut. Tato varianta bez kloubů je staticky výhodná a minimalizuje problémy související s údržbou a životností.

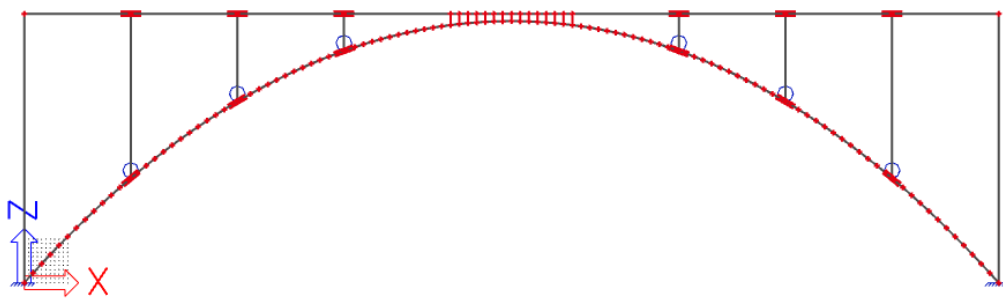
Vzpěry jsou uloženy na oblouku kloubově pomocí vrubových kloubů, do mostovky jsou vzpěry vetknuty. Kdyby byly vzpěry do oblouku vetknuty, docházelo by k nežádoucímu přenosu poměrně velkých ohybových momentů z oblouku. Díky štíhlým průřezům, tzn. poměrně malé ohybové tuhosti v podélném směru umožňují vzpěry podélnou dilataci mostovky.

Mostovka je modelována jako spojitý nosník. Na spojitém nosníku nejsou nad vzpěrami potřeba mostní závěry, což jsou většinou problematická místa konstrukce. Mostovka je do vrcholu oblouku vetknuta tak, že se průřez mostovky a oblouku překrývají. Tímto vetknutím se přenášejí vodorovné síly

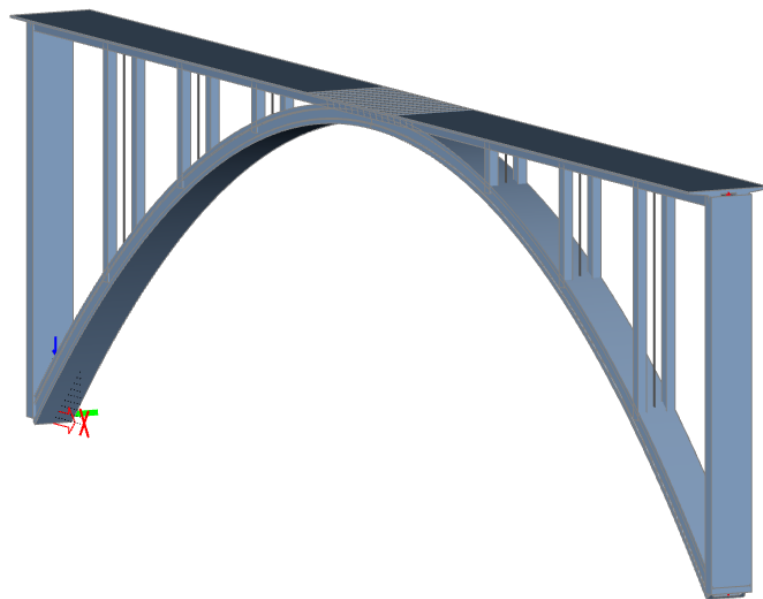
z mostovky do oblouku. Příčný i podélný sklon je pro účely bakalářské práce v modelu zanedbán.

Pilíř je v modelu vetknut do patky ve stejném bodě jako oblouk, patka je totiž pro tyto prvky společná. V tomto modelu je pilíř modelován pouze jako jedna část zdvojeného pilíře (tj. jeden obdélníkový průřez 2 x 7 m), druhá část totiž v řešené části mostu nepůsobí.

Všechno zatížení kromě zatížení teplotními změnami a nápravovými silami je modelováno jako liniové, rovnoměrné na celou délku mostovky. Zatížení teplotními změnami je modelováno rovnoměrnou změnou teploty na celé konstrukci, tj. na oblouku, vzpěrách, mostovce i pilířích. Zatížení nápravovými silami je podle modelu LM1 modelováno jako pohyblivé zatížení dvou sil o velikosti 600 kN vzdálených 1,2 m od sebe.



Obr. 3.10 – Statické schéma řešené části mostu



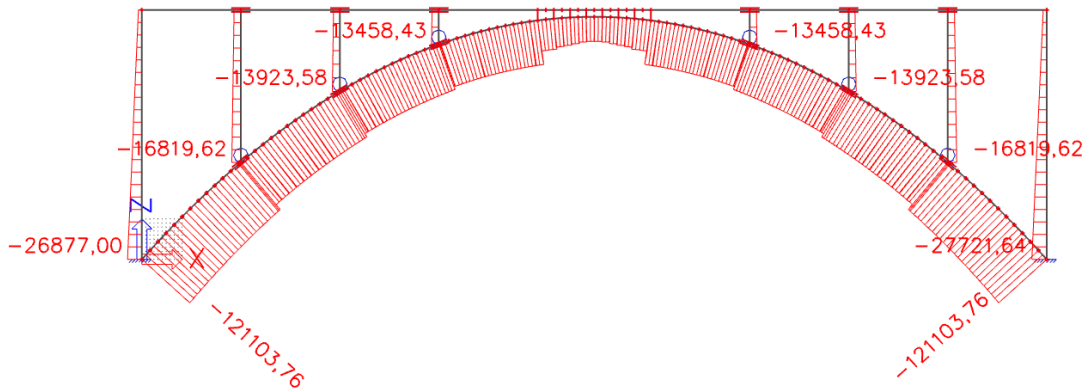
Obr. 3.11 – Model konstrukce v programu SCIA Engineer

3.6 Výpočet vnitřních sil

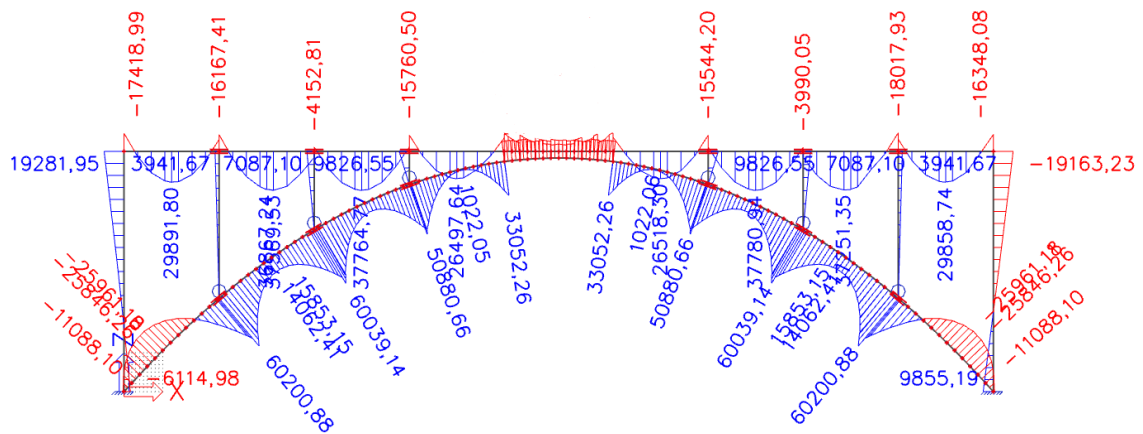
V této kapitole jsou pro některé typy zatížení v programu SCIA Engineer vykresleny vnitřní síly na konstrukci. Jsou vypočteny charakteristické hodnoty normálových sil a ohybových momentů. Pro přehlednost nejsou vykresleny normálové síly na mostovce, tyto síly jsou oproti normálovým silám na oblouku a ve vzpěrách velice malé. Hodnoty sil jsou vždy zobrazeny kolmo ke střednici daného prutu.

Stálé zatížení + zatížení dopravou LM1

Průběh vnitřních sil od stálého zatížení a zatížení dopravou se podobá vnitřním silám od stálého zatížení. Hodnoty sil jsou ale větší právě o účinek zatížení dopravou.



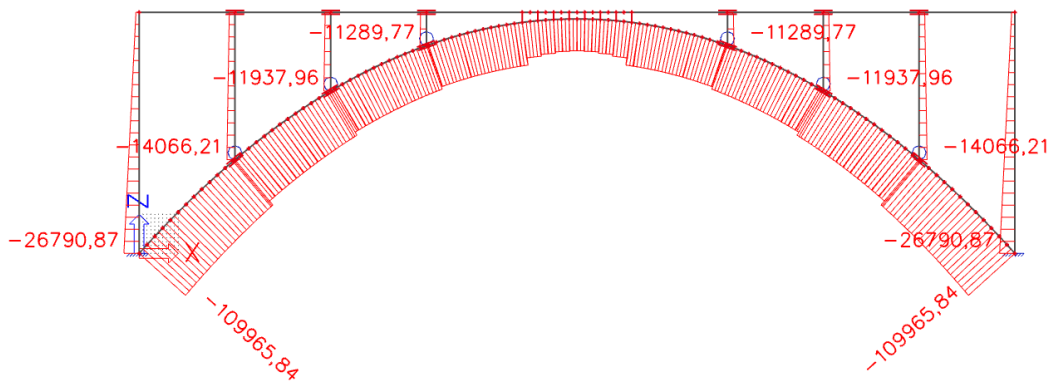
Obr. 3.14 – Normálové síly - stálé zatížení + LM1 [kN]



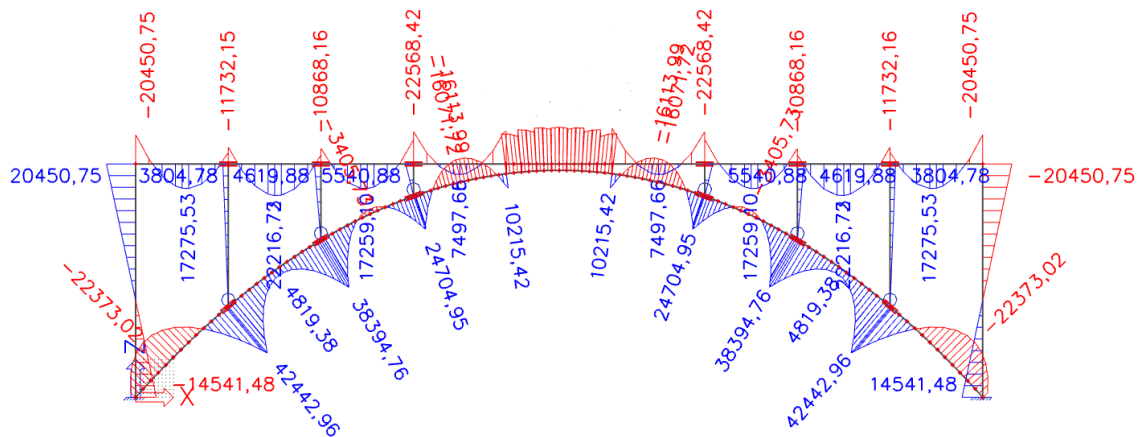
Obr. 3.15 – Ohybové momenty - stálé zatížení + LM1 [kNm]

Stálé zatížení + max. teplota

Oboustranně vetknutý oblouk je staticky neurčitá konstrukce, proto mají změny teplot velký vliv na průběh jeho vnitřních sil. Ochlazení oblouku má za důsledek zkrácení jeho střednice a tedy pokles příznivé normálové tlakové síly. Další důsledek je výrazné zvětšení ohybových momentů na oblouku.



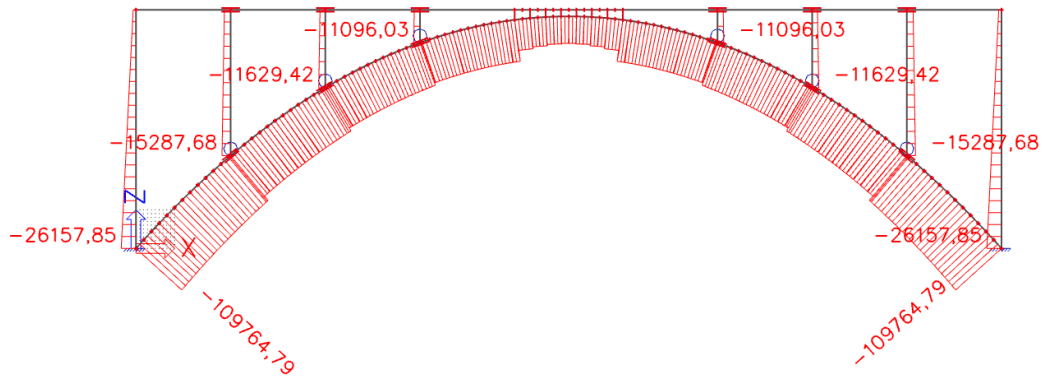
Obr. 3.16 – Normálové síly - stálé zatížení + max. teplota [kN]



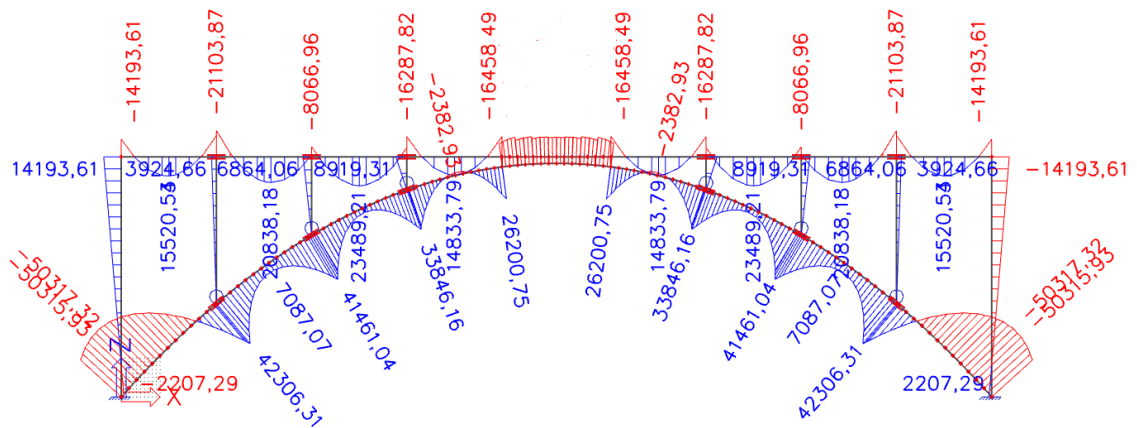
Obr. 3.17 – Ohybové momenty- stálé zatížení + max. teplota [kNm]

Stálé zatížení + min. teplota

Při ohřátí oblouku se střednice naopak prodlužuje a normálová tlaková síla se v oblouku zvětšuje. Tento stav je příznivý, protože vzniklý ohybový moment působí proti ohybovému momentu od vlastní tíhy.



Obr. 3.18 – Normálové síly - stálé zatížení + min. teplota



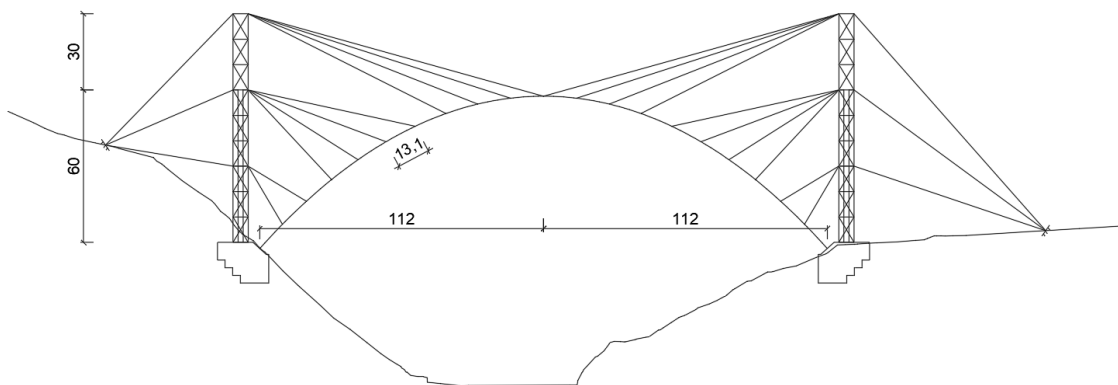
Obr. 3.19 – Ohybové momenty- stálé zatížení + min. teplota

4. Návrh výstavby oblouku

Jak je vidět podle zvoleného průřezu oblouku, není použita žádná běžně v České republice používaná metoda k výstavbě betonových obloukových mostů. Je použita metoda CFST, která je vhodná pro obloukové mosty s velmi velkým rozpětím oblouku. Tato metoda je popsána v kapitole 2.7.1.5.

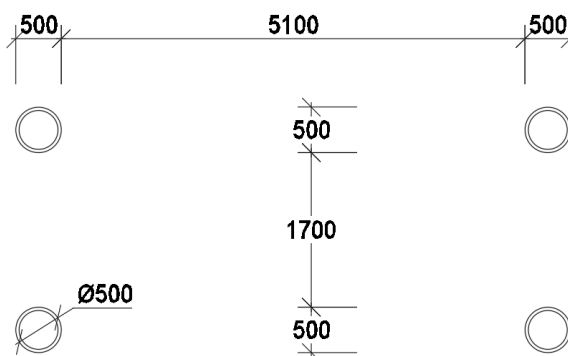
4.1 Návrh výstavby ocelové příhradové konstrukce oblouku

Výstavba oblouku započne konstrukcí příhradové konstrukce oblouku s hlavními nosnými prvky z trubkovitých ocelových profilů. Ty se vyvěsí letnou montáží po segmentech dlouhých 13,1 m, jejichž váha je cca 27 t. Segmenty se z pilíře vyvěsí pomocí předpínacích lan Y1860S7 - 12,5 od patky směrem k vrcholu. V případě nedostupnosti tohoto typu předpínacích lan je možno použít jiný typ. Závěsy jsou uspořádány ve dvou rovinách, aby byla zajištěna stabilita vyvěšované konstrukce, každý závěs se tedy skládá ze dvou kabelů. Po umístění každého segmentu na své místo je segment zajištěn novými závěsy. Prvních šest segmentů je vyvěšeno ze zdvojeného pilíře. Pro zvýšení tuhosti pilíře během vyvěšování jsou poloviny zdvojeného pilíře spojeny provizorní ocelovou konstrukcí. Je tedy modelován jako jeden spřažený prut. Poslední čtyři segmenty jsou kvůli zvětšení úhlu závěsů vyvěšeny z provizorního pylonu vysokého 30 m. Jako provizorní pylon slouží ocelová příhradová konstrukce, která bude po dokončení konstrukce oblouku odstraněna. Na své místo se segmenty dostávají pomocí provizorních lan, vyvěšených z provizorních pylonů přes celou délku oblouku. Ze země se segmenty zvedají pomocí věžového jeřábu.



Obr. 4.1 – Schéma výstavby příhradové konstrukce oblouku (oblouk znázorněn pouze střednicí) - poslední fáze

Příhradová konstrukce oblouku je v programu SCIA Engineer modelována zjednodušeně pouze jako čtyři hlavní nosné trubkové profily TR 500 x 35. Ty v modelu působí jako dokonale spřažené. Spřažení ve skutečnosti zajišťují právě výplňové profily příhradové konstrukce – svislice a diagonály. Tíha těchto prutů je do modelu přidána pomocí spojitého zatížení - odhadem je bráno 10 kN/m délky oblouku.

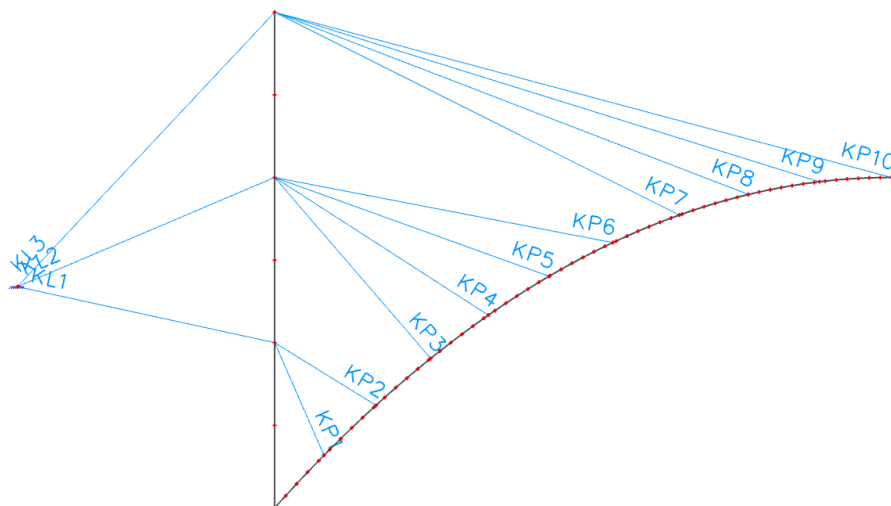


Obr. 4.2 – Průřez příhradové konstrukce oblouku použitý v programu SCIA Engineer

4.2 Postup vyvážování

Montáž probíhá symetricky z obou břehů řeky, je tedy ověřena montáž poloviny oblouku s tím, že druhá polovina probíhá stejným způsobem. Polovina oblouku se skládá z deseti segmentů, montáž je tedy rozdělena na deset fází (F1-F10). Závěsy složené vždy ze dvou kabelů o různém počtu prvků jsou označeny KP1-10 (na pravé straně od zdvojeného pilíře) a KL1-3

(na levé straně od zdvojeného pilíře). Do těchto kabelů je při vyvšování vnášeno napětí pomocí kotev tak, aby v poslední fázi (F10) byla deformace příhradové konstrukce minimální. Kabely KP1-10 mají ve všech fázích stejný počet prvků, zatímco v kabelech KL1-3 se mění počet prvků v jednotlivých fázích (viz Tabulka 4.1).



Obr. 4.3 - Schéma označení závěsů při vyvšování ocelové příhradové konstrukce

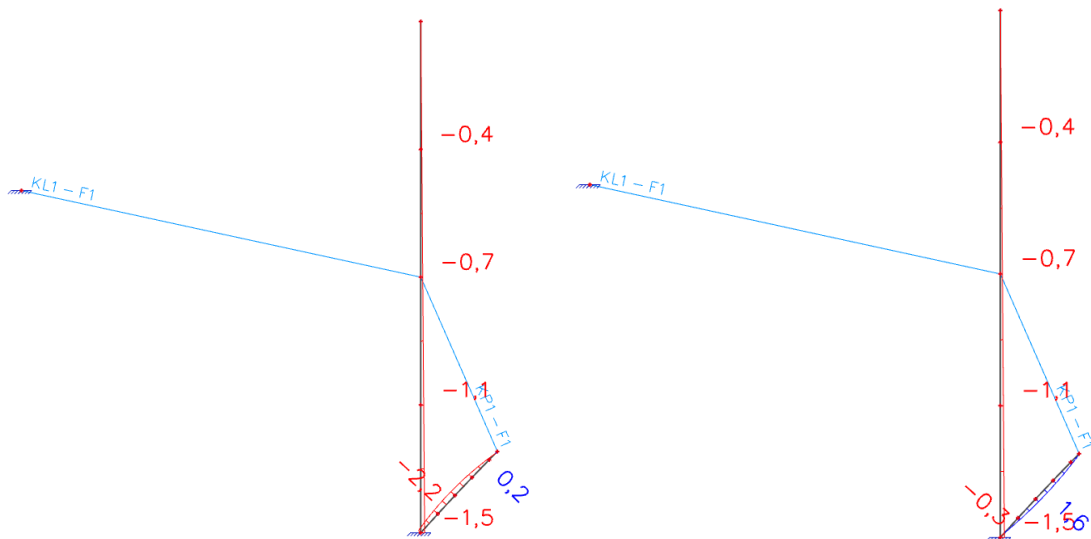
Tabulka 4.1 - Závěsy v jednotlivých fázích vyvšování

Závěs	Fáze	Počet kabelů	Počet prvků v kabelu	Plocha [mm ²]	Napětí [Mpa]	Síla v závěsu [kN]
KP1	F1 - F10	2	2	372	300	111,6
KP2	F1 - F10	2	2	372	300	111,6
KP3	F1 - F10	2	2	372	230	85,56
KP4	F1 - F10	2	2	372	230	85,56
KP5	F1 - F10	2	2	372	300	111,6
KP6	F1 - F10	2	2	372	300	111,6
KP7	F1 - F10	2	4	744	390	290,16
KP8	F1 - F10	2	4	744	390	290,16
KP9	F1 - F10	2	4	744	570	424,08
KP10	F1 - F10	2	4	744	620	461,28
KL1	F1 - F10	2	2	372	150	55,8
KL2	F3	2	2	372	600	223,2
KL2	F4	2	3	558	600	334,8
KL2	F5	2	5	930	600	558
KL2	F6 - F10	2	8	1488	600	892,8
KL3	F7	2	2	372	880	327,36
KL3	F8	2	3	558	880	491,04
KL3	F9	2	5	930	880	818,4
KL3	F10	2	8	1448	880	1274,24

4.3 Ověření jednotlivých fází vyvážování

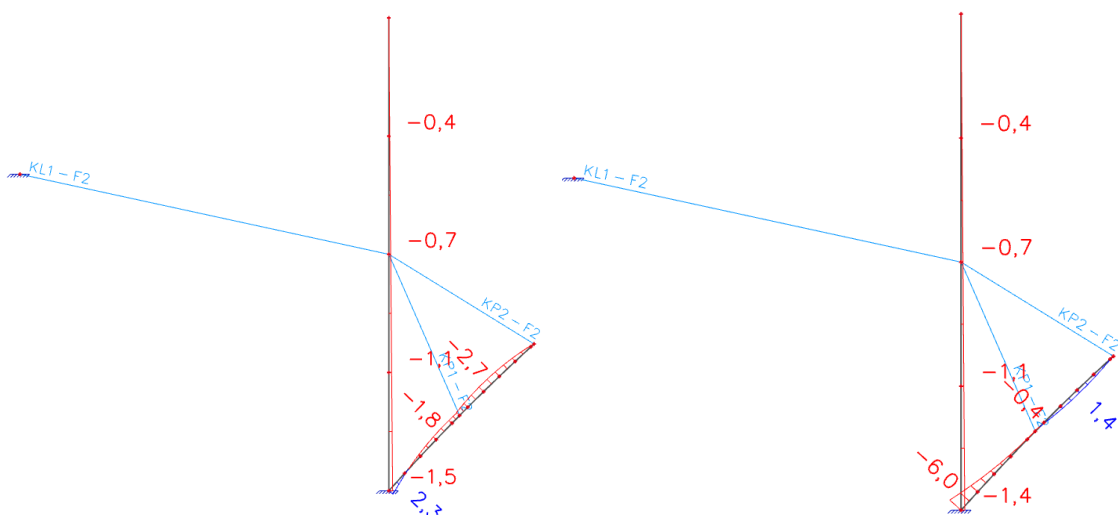
V této kapitole jsou ověřeny všechny stavy ocelové příhradové konstrukce při její montáži. Mez kluzu použité oceli S355 je $f_y=355$ MPa. Napětí ve všech fázích montáže musí být v horních i dolních vláknech menší než mez kluzu.

Fáze 1 (F1)



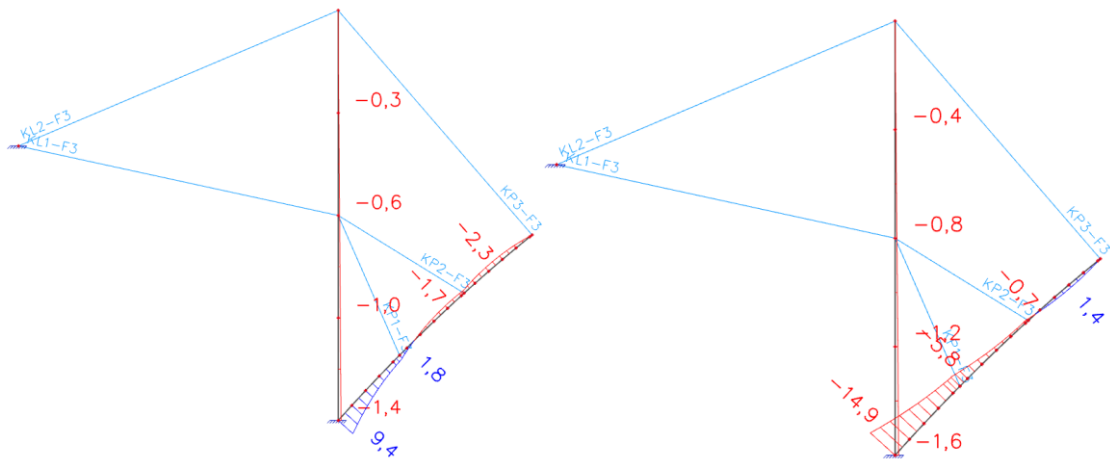
Obr. 4.4 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 1 [MPa]

Fáze 2 (F2)



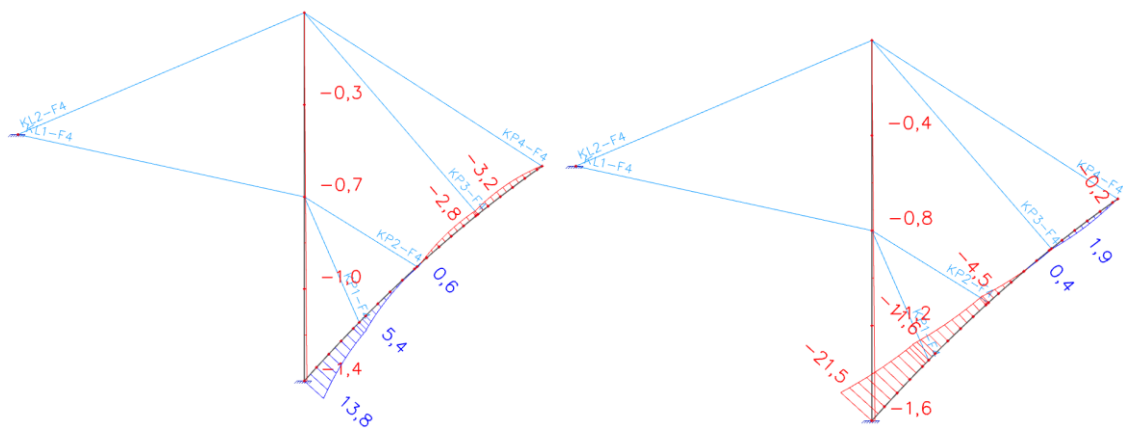
Obr. 4.5 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 2 [MPa]

Fáze 3 (F3)



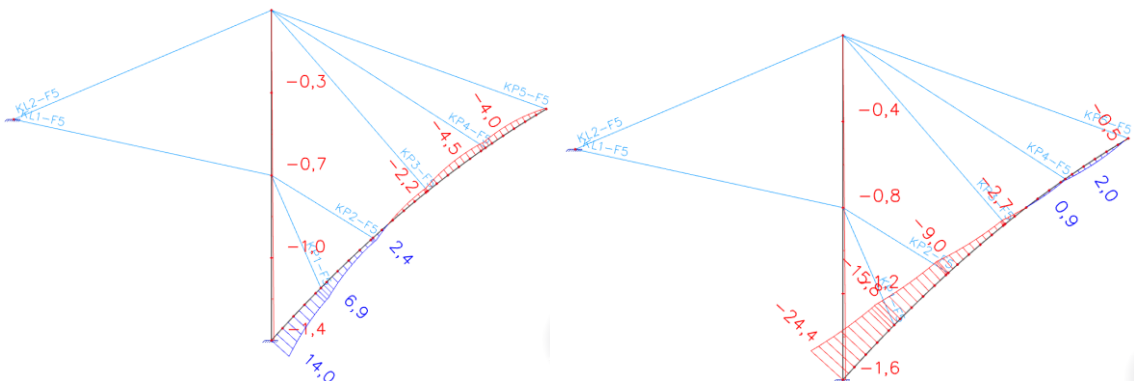
Obr. 4.6 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 3 [MPa]

Fáze 4 (F4)



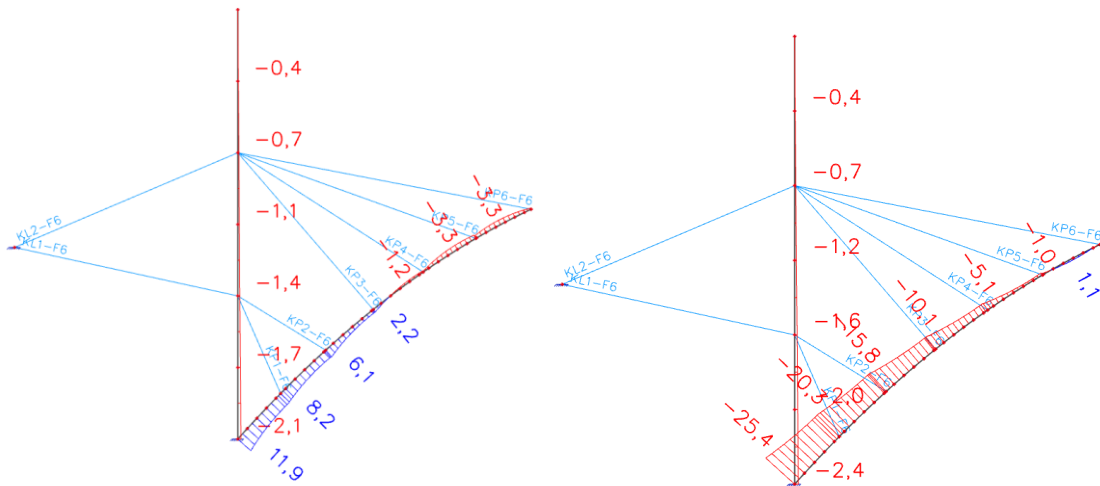
Obr. 4.7 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 4 [MPa]

Fáze 5 (F5)



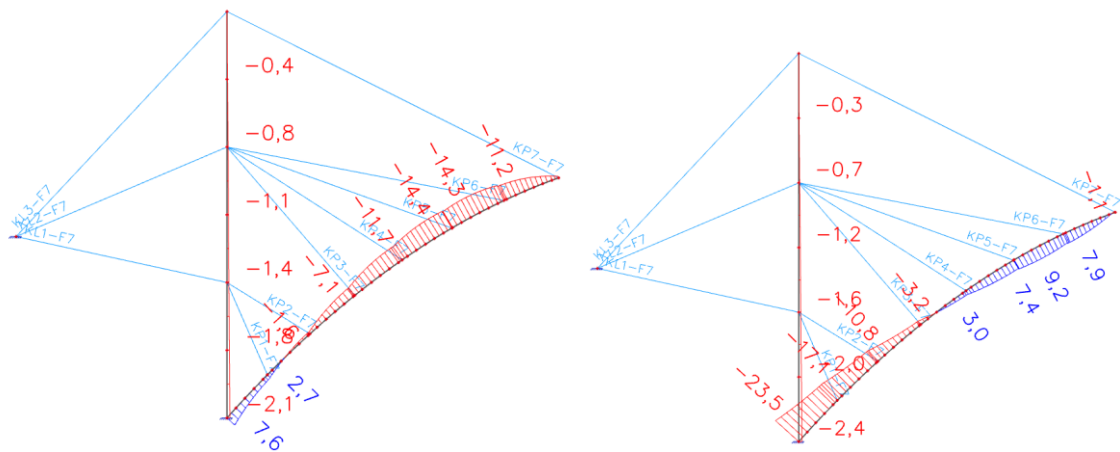
Obr. 4.8 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 5 [MPa]

Fáze 6 (F6)



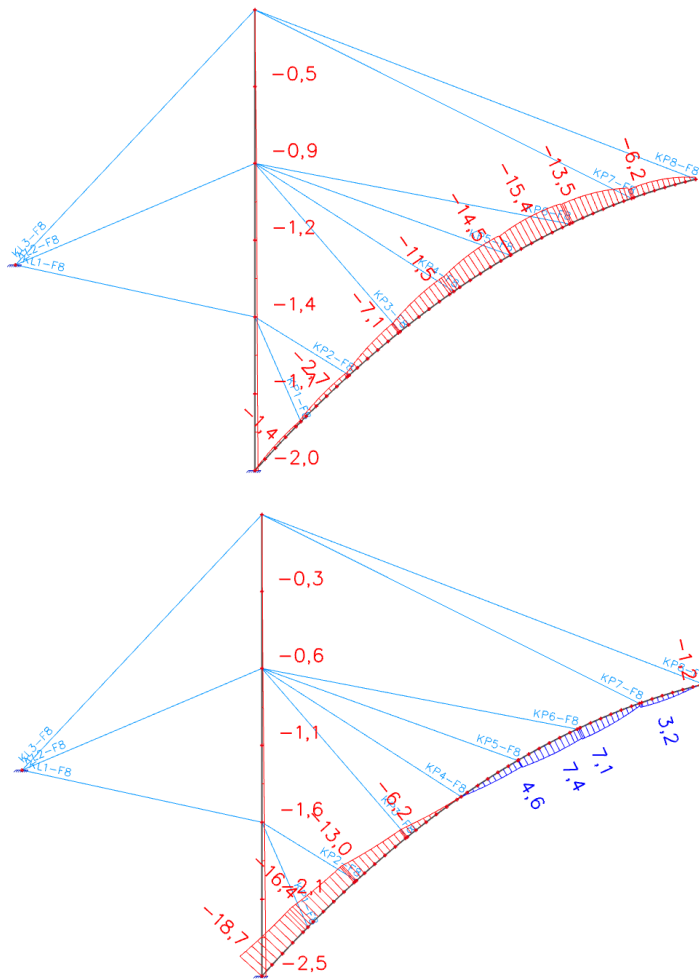
Obr. 4.9 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 6 [MPa]

Fáze 7 (F7)



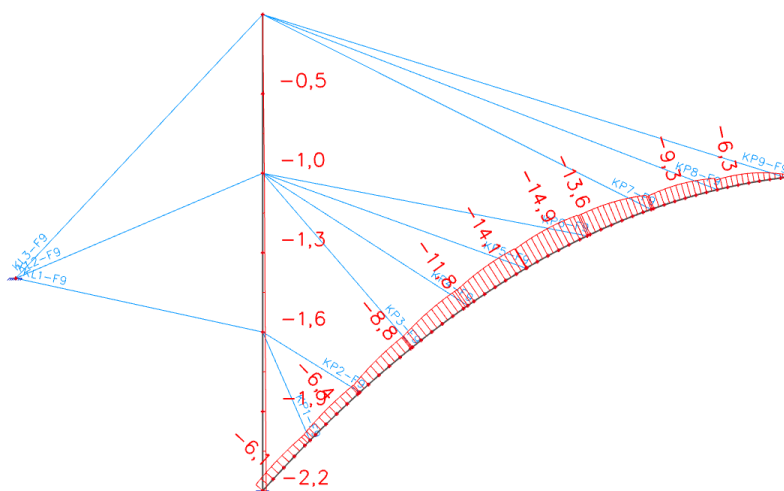
Obr. 4.10 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 7 [MPa]

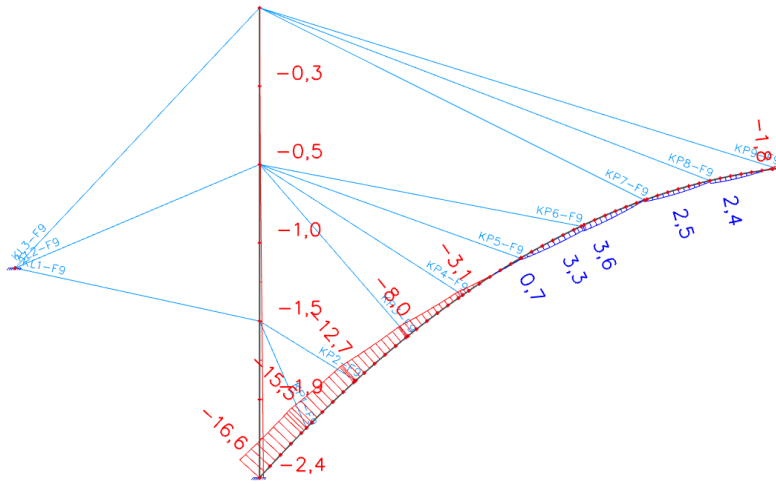
Fáze 8 (F8)



Obr. 4.11 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 8 [MPa]

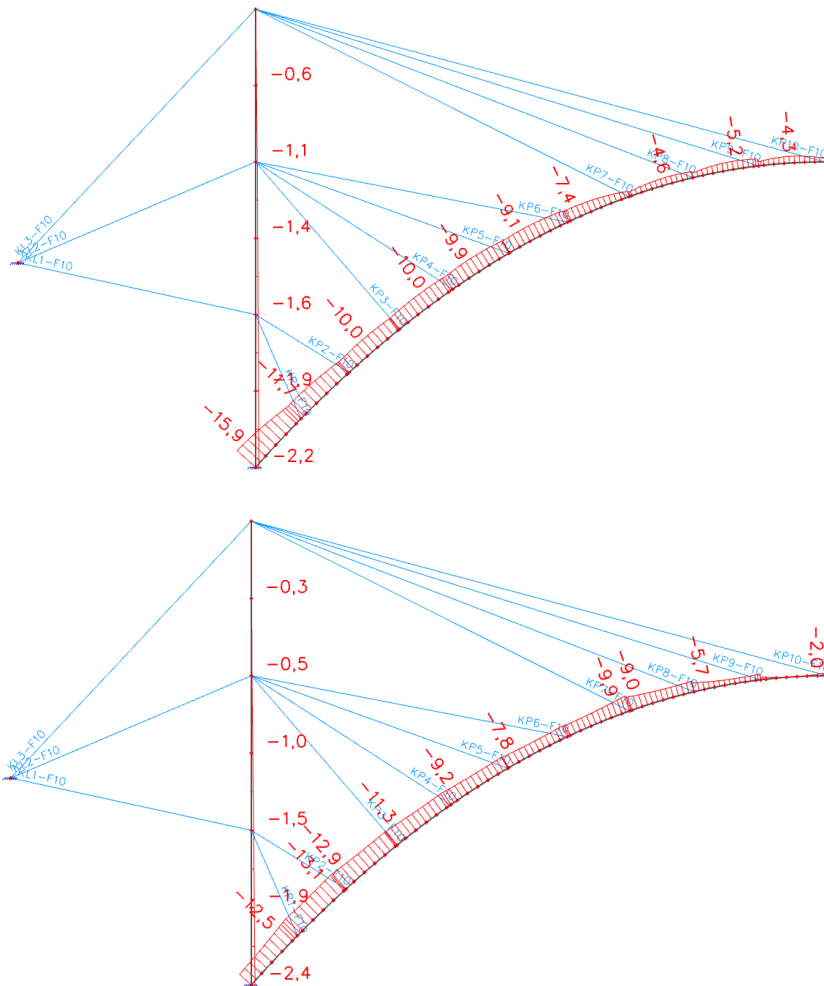
Fáze 9 (F9)



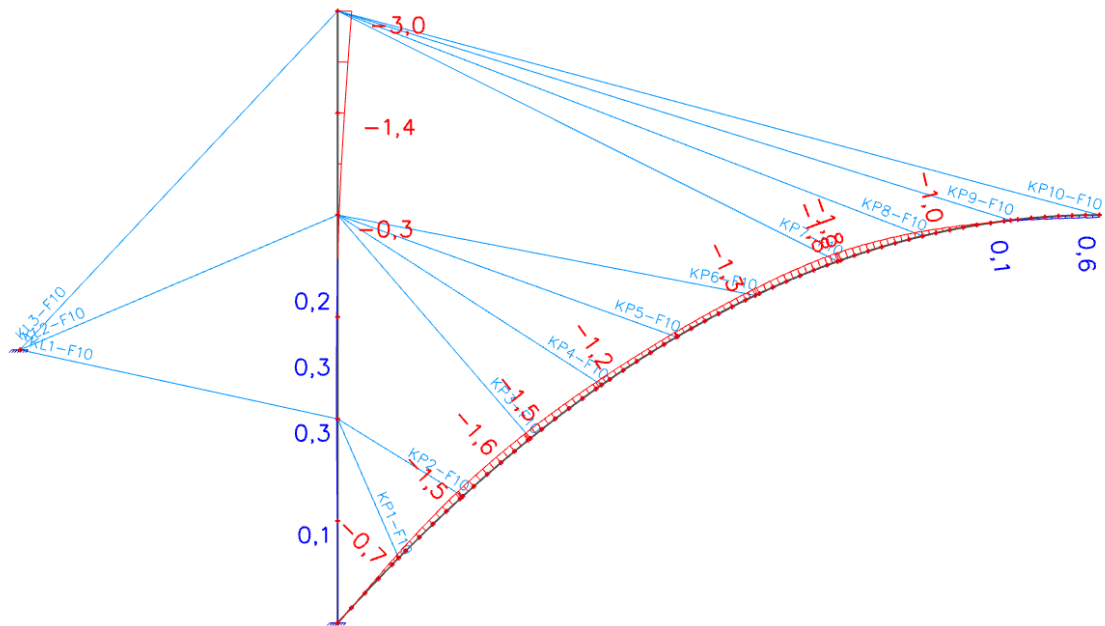


Obr. 4.12 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 9 [MPa]

Fáze 10 (F10)



Obr. 4.13 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 10 [MPa]

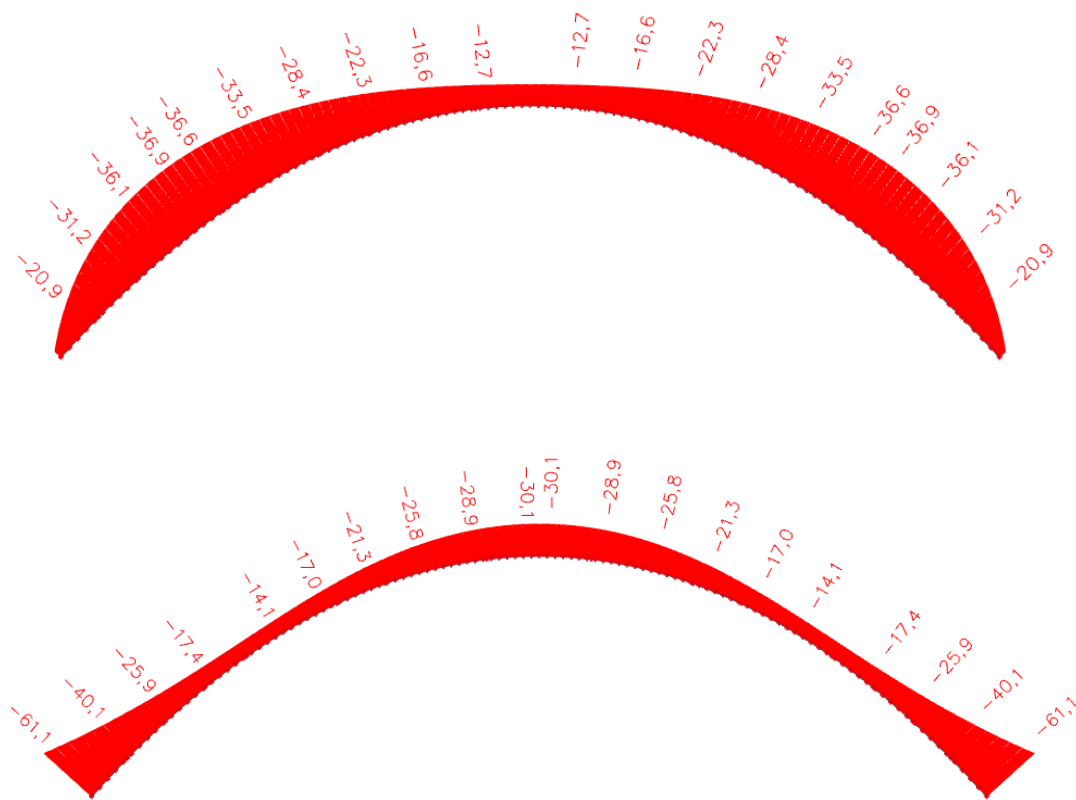


Obr. 4.14 - Deformace ocelové konstrukce v kolmém směru ke střednicím průřezů

Maximální napětí během vyvšování vznikne ve fázi 6, a to tlakové napětí 25,4 MPa na spodních vláknech vyvšované příhradové konstrukce. Toto napětí je výrazně menší než mez kluzu oceli $f_y=355$ MPa. Napětí na železobetonovém zdvojeném pilíři vzniká jen malé, v řádech jednotek MPa. Maximální vzniklé napětí 2,5 MPa z fáze 8 při porovnání s návrhovou pevností betonu pilíře $f_{cd}=23,3$ MPa vyhoví. Tahové napětí na pilíři díky jeho velké vlastní tíze nevzniká v žádné z deseti fází. Můžeme tedy říct, že konstrukce při všech fázích vyvšování vyhoví.

4.4 Betonáž oblouku

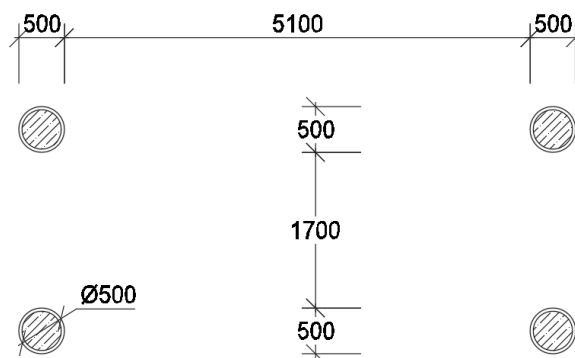
Po dokončení letmé montáže příhradové konstrukce oblouku je další krok jeho betonáž. Ta se provede v několika krocích. První krok spočívá ve vyplnění čtyř hlavních trubkovitých profilů příhradové konstrukce betonem. Po jeho zatuhnutí je zvýšena tuhost příhradové konstrukce, která bude muset v dalších krocích nést tíhu čerstvého betonu a bednění. Že ocelová konstrukce přenesení tíhu čerstvého betonu uvnitř trubek je ověřeno na Obr. 4.15. Tíha čerstvého betonu je uvažována 26 kN/m^3 .



Obr. 4.15 - Napětí v horních a spodních vláknech ocelové konstrukce po vyplnění trubek čerstvým betonem

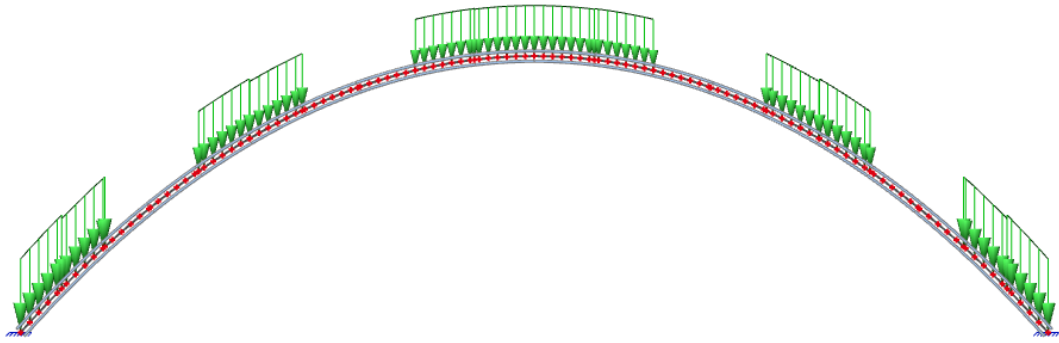
Maximální napětí v příhradové ocelové konstrukci po naplnění trubek čerstvým betonem je 61,1 MPa ve spodních vláknech v patce oblouku, toto napětí je menší než mez kluzu oceli $f_y=355$ MPa. Ocelová konstrukce tedy v tomto kroku betonáže vyhoví.

Při dalším zatěžování tedy oblouk působí jako ocelobetonový. Jeho průřez je na Obr. 4.16.

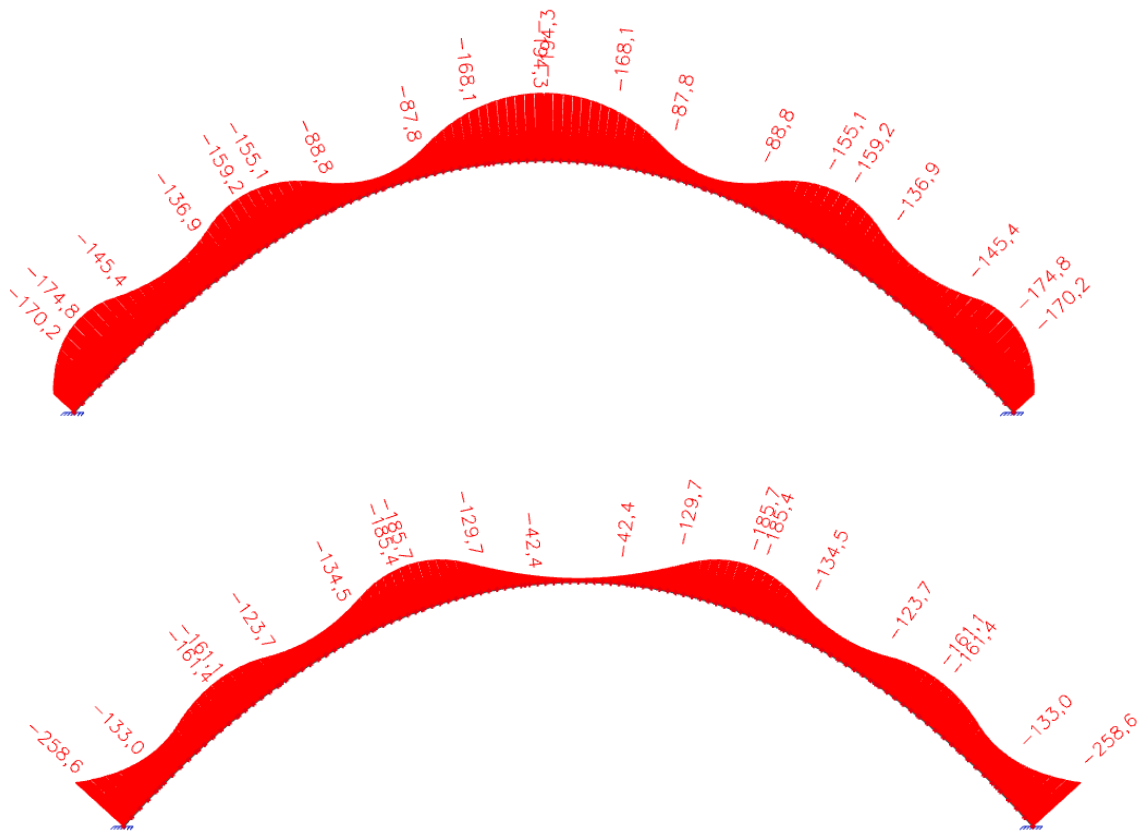


Obr. 4.16 - Průřez oblouku použitý v programu SCIA Engineer po zabetonování trubek

Betonáž stěn průřezu oblouku není možné provést na celém oblouku najednou, v takovém případě by vznikalo v dosavadním ocelobetonovém průřezu napětí přesahující mez kluzu použité oceli S355. Jeho betonáž bude probíhat ve dvou etapách šachovnicově podle schématu na Obr. 4.17. Do modelu je přidáno zatížení bedněním, které je odhadnuto 50kN/m délky oblouku. Napětí vzniklé v oblouku v první etapě betonáže je vidět na Obr. 4.18.

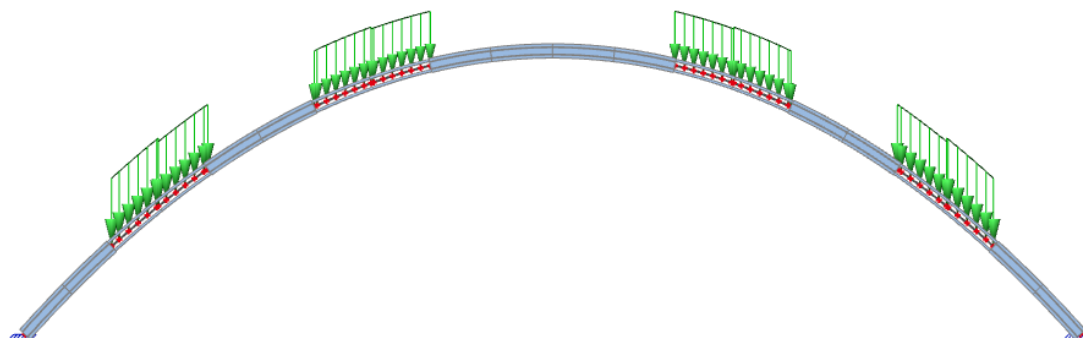


Obr. 4.17 - Zatížení oblouku čerstvým betonem v první etapě jeho betonáže

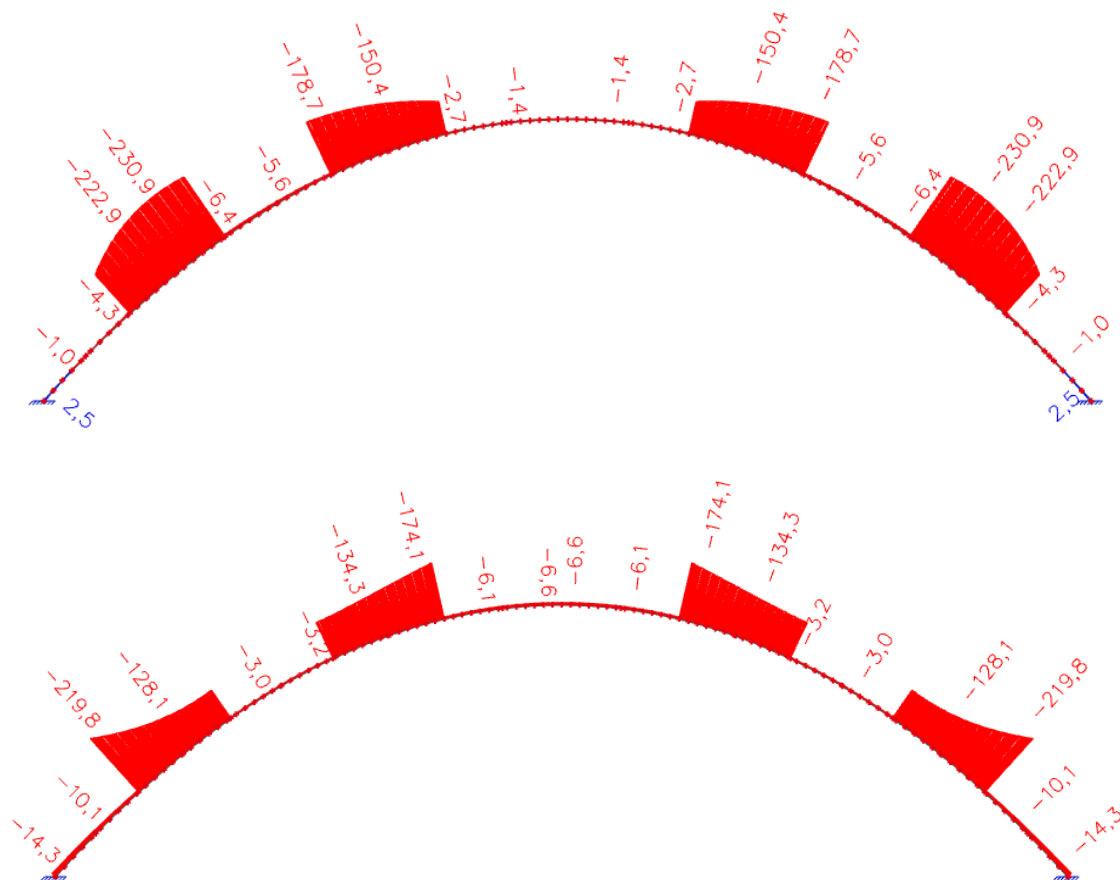


Obr. 4.18 - Napětí v horních a dolních vláknech po zatížení čerstvým betonem a bedněním v první etapě betonáže finálního průřezu oblouku

Po první etapě (po zatuhnutí betonu) je průřez oblouku proměnný - střídá se průřez příhradové konstrukce se zabetonovanými trubkami a finální průřez oblouku (viz kapitola 3.1.1). Druhá etapa spočívá v dobetonování zbývajících částí oblouku. Zbývajících částí jsou tedy zatíženy čerstvým betonem podle schématu na Obr. 4.19. Napětí vzniklé v oblouku v druhé etapě betonáže je vidět na Obr. 4.20.



Obr. 4.19 - Zatížení oblouku čerstvým betonem v druhé etapě jeho betonáže



Obr. 4.20 - Napětí v horních a dolních vláknech po zatížení čerstvým betonem a bedněním v druhé etapě betonáže finálního průřezu oblouku

Po první etapě finální betonáže oblouku vzniká maximální napětí v patce oblouku, a to hodnoty 258,6 MPa ve spodních vláknech. V druhé etapě pak vzniká maximální napětí 230,9 MPa. Tato napětí jsou menší než mez kluzu $f_y=355\text{MPa}$. Konstrukce oblouku tedy při finální betonáži oblouku vyhoví.

Svislá deformace oblouku vzniklá během výstavby je eliminována nadvýšením tak, aby po dokončení celého mostu byla co nejbližší nule. Zachování navrženého tvaru oblouku je důležité pro správné rozložení vnitřních sil.

5. Posouzení základních nosných prvků konstrukce

5.1 Kombinace zatížení

5.1.1 MSÚ - Mezní stav únosnosti

Pro kombinace zatížení pro MSÚ jsou uvažovány rovnice 6.10a a 6.10b. Jejich obálka bude sloužit k posouzení oblouku, vzpěr a pilířů na MSÚ.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [21]$$

Tabulka 5.1 - Hodnoty použitých součinitelů γ , ψ a ξ pro jednotlivá zatížení

Zatížení	γ		ψ	ξ
	Příznivé	Nepříznivé		
Vlastní tíha (g)	1	1,35	-	0,85
Ost. stálé (g ₀)	1	1,35	-	0,85
Doprava - LM1 - TS	0	1,35	0,75	-
Doprava - LM1 - UDL	0	1,35	0,4	-
Doprava - LM4	0	1,35	0,8	-
Teplota	0	1,5	0,6	-

Tabulka 5.2 - Součinitele zatížení pro jednotlivé kombinace MSÚ 6.10a a 6.10b

Kombinace	Vl. tíha (g)	Ost. stálé (g ₀)	Doprava - LM1		Doprava - LM4	Teplota
			TS (Q _{dk1})	UDL (g _{dk1})		
KÚ1	1,35	1,35	1,35*0,75	1,35*0,4	0	1,5*0,6
KÚ2	0,85*1,35	0,85*1,35	1,35	1,35	0	1,5*0,6
KÚ3	1,35	1,35	0	0	1,35*0,8	1,5*0,6
KÚ4	0,85*1,35	0,85*1,35	0	0	1,35	1,5*0,6
KÚ5	1,35	1,35	1,35*0,75	1,35*0,4	0	1,5*0,6
KÚ6	0,85*1,35	0,85*1,35	1,35*0,75	1,35*0,4	0	1,5
KÚ7	1	1	0	0	0	0
KÚ8	1	1	0	0	0	1,5

5.1.2 MSP - Mezní stav použitelnosti

U konstrukce bude v MSP posouzeno omezení napětí. K posudku je tedy potřeba znát napětí na konstrukci v charakteristické a kvazistálé kombinaci.

Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [21]$$

Tabulka 5.3 - Součinitele zatížení pro charakteristickou kombinaci

Kombinace	Vl. tíha (g)	Ost. stálé (g ₀)	Doprava - LM1		Doprava - LM4	Teplota
			TS (Q _{dk1})	UDL (g _{dk1})		
KP1	1	1	1	1	0	0,6
KP2	1	1	0,75	0,4	0	1
KP3	1	1	0	0	1	0,6

Kvazistálá kombinace

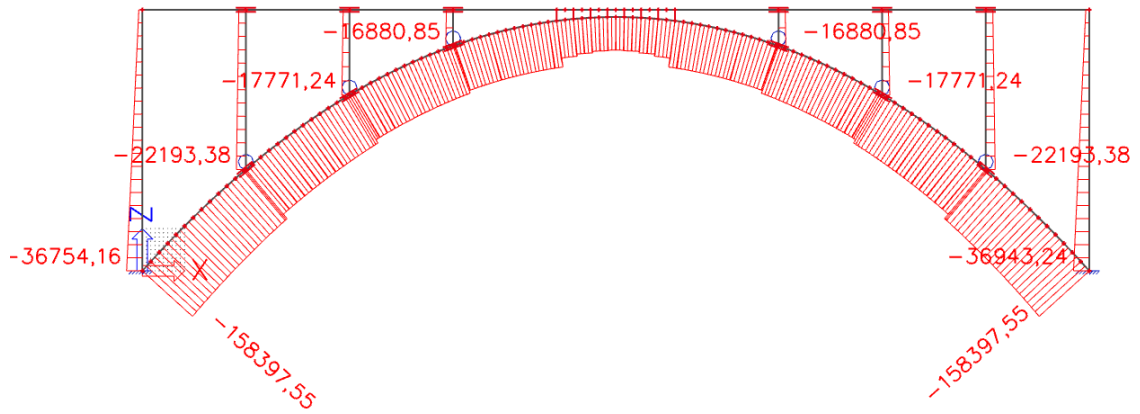
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [21]$$

Tabulka 5.4 - Součinitele zatížení pro kvazistálou kombinaci

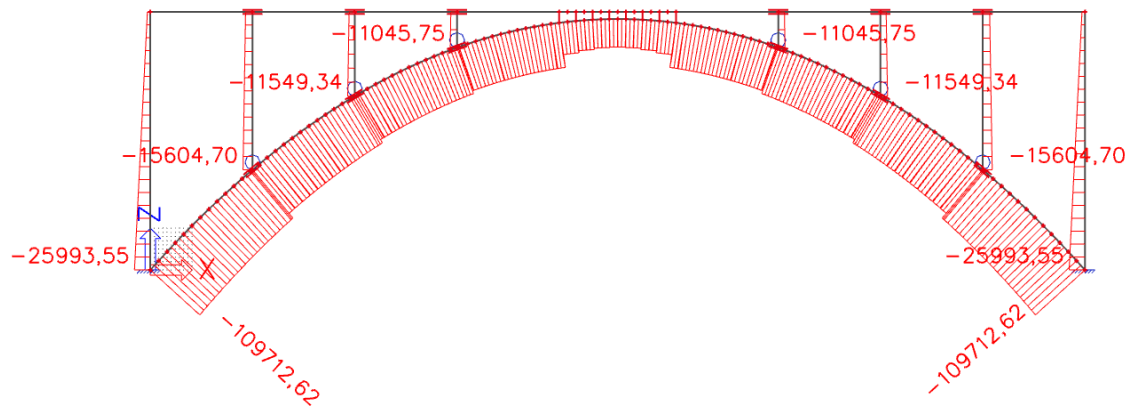
Kombinace	Vl. tíha (g)	Ost. stálé (g ₀)	Doprava - LM1		Doprava - LM4	Teplota
			TS (Q _{dk1})	UDL (g _{dk1})		
KP4	1	1	0	0	0	0,5

5.2 Vnitřní síly pro posouzení MSÚ

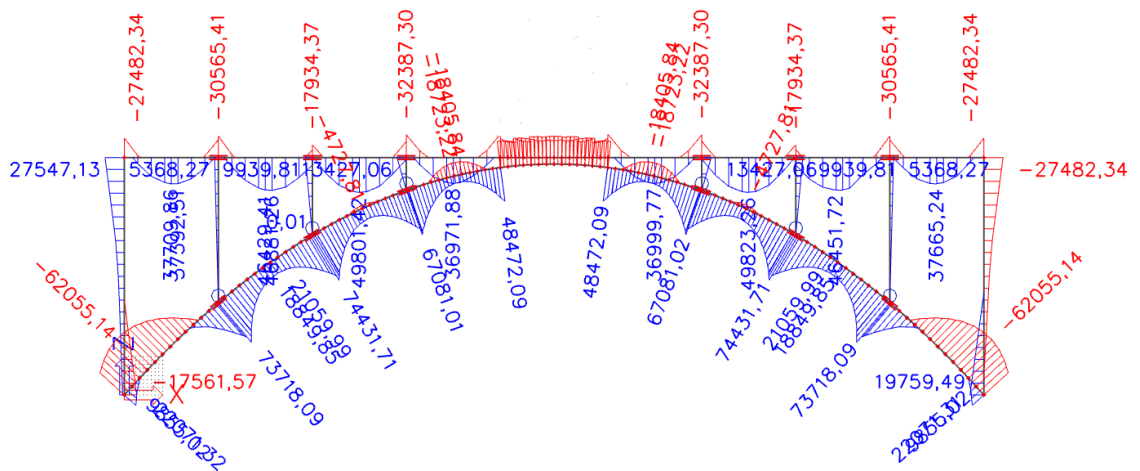
Pomocí různých typů zatížení (viz kapitola 3.4) a kombinačních součinitelů z předchozí kapitoly jsou v programu SCIA Engineer spočteny obálky kombinací normálových sil a ohybových momentů na vyšetřované konstrukci. Posouvající síly nejsou počítány, protože při posouzeních nejsou rozhodující. Hodnoty normálových sil na mostovce nejsou pro přehlednost zobrazeny. Hodnoty sil jsou vždy zobrazeny kolmo ke střednici daného prutu.



Obr. 5.1 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ - normálová síla působí nepříznivě [kN]



Obr. 5.2 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ - normálová síla působí příznivě [kN]



Obr. 5.3 - Obálka ohybových momentů pro kombinace MSÚ [kNm]

5.3 Posouzení oblouku na MSÚ

Posouzení oblouku na interakci normálové síly a ohybového momentu je provedeno pomocí interakčního diagramu. Interakční diagram je naprogramován v programu MS Excel. Nejdříve je ocelobetonový průřez oblouku (viz kapitola 3.1.1) posouzen bez přidané betonářské výztuže. V průřezu působí tedy beton C40/50 a 4 trubkovité profily z oceli S355 (každý má průřezovou plochu $A=51129 \text{ mm}^2$).

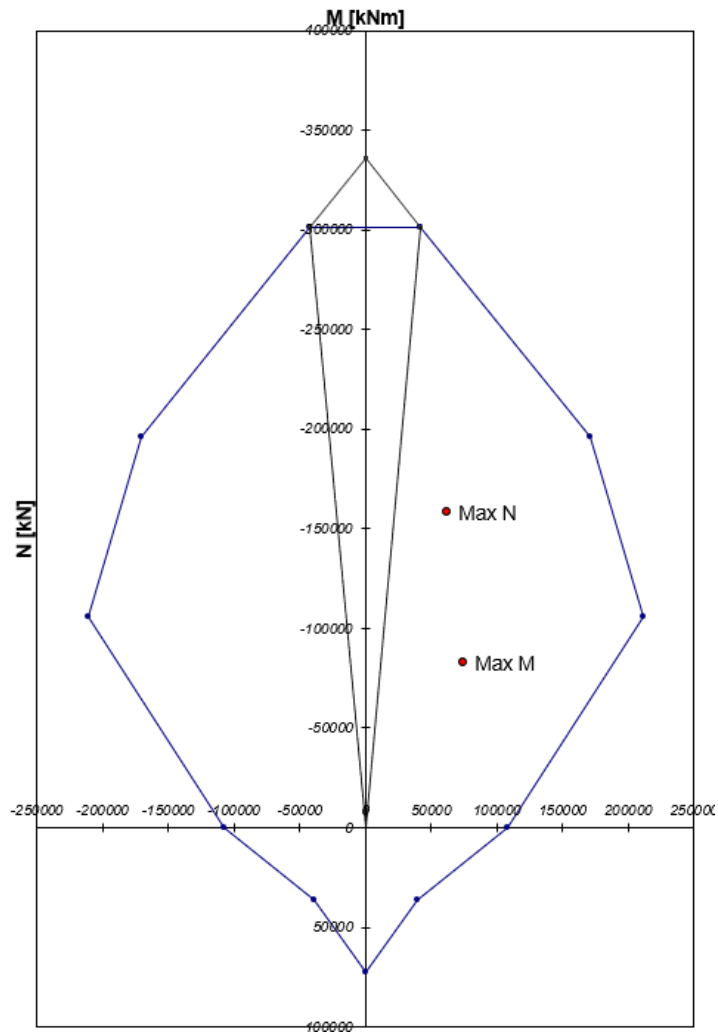
Zjednodušeně je posouzen průřez s vyskytující se maximálním ohybovým momentem, který interaguje s působící minimální normálovou silou v tomto průřezu (normálová síla v tomto případě působí příznivě). Druhý posuzovaný průřez je s vyskytující se maximální normálovou silou (v absolutní hodnotě), tzn. v patě oblouku. S ní interaguje maximum ohybového momentu v těsné blízkosti patky. V tomto průřezu působí obě vnitřní síly nepříznivě.

Návrhové pevnosti a plochy použitých materiálů

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 26,7 \text{ MPa} & A_c &= 9,875 \text{ m}^2 \\ f_{yd} &= 355,0 \text{ MPa} & A_{s1} &= 102259 \text{ mm}^2 \\ & & A_{s2} &= 102259 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tabulka 5.5 - Posuzované kombinace vnitřních sil na oblouku

ZATÍŽENÍ 1 (Max M)	
$N_{Ed} =$	82 743 kN
$M_{Ed} =$	74 432 kNm
ZATÍŽENÍ 2 (Max N)	
$N_{Ed} =$	158 398 kN
$M_{Ed} =$	62 055 kNm



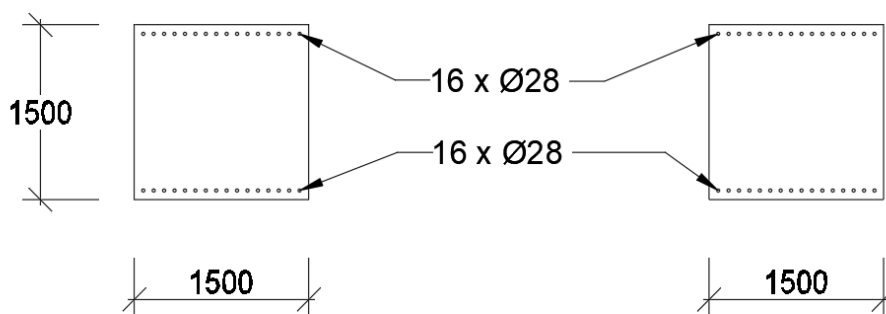
Obr. 5.4 - Interakční diagram pro posouzení průřezu oblouku

Modrá křivka interakčního diagramu ohraničuje oblast kombinací normálové síly a ohybového momentu, při kterých daný průřez vyhoví. Červené body znázorňují kombinace normálových sil a ohybových momentů v posuzovaných průřezích. Protože jsou oba body uvnitř diagramu, znamená to, že průřez oblouku v obou posuzovaných stavech vyhoví.

Tento interakční diagram je vytvořen pro průřez bez betonářské výztuže. Protože průřez vyhovuje bez ní, je zřejmé, že jistě vyhoví i s navrženou betonářskou výztuží, která je v tomto průřezu nezbytná. Do průřezu je proto po celém jeho obvodu navržena podélná výztuž $\text{Ø}25$ á 150 mm.

5.4 Posouzení vzpěr na MSÚ

Do vzpěr je navržena hlavní nosná výztuž z betonářské oceli B500B o průměru 28 mm pro pohlcení momentů v podélném směru. K určení staticky účinné výšky průřezu je potřeba znát průměr třmínků a krytí výztuže. Průměr třmínků je navržen 14 mm, krytí výztuže je odhadnuto 50 mm. Výztuž na momenty v příčném směru mostu v této bakalářské práci není navrhována, byla by ale v tomto průřezu nezbytná.



Obr. 5.5 - Návrh nosné výztuže ve vzpěrách

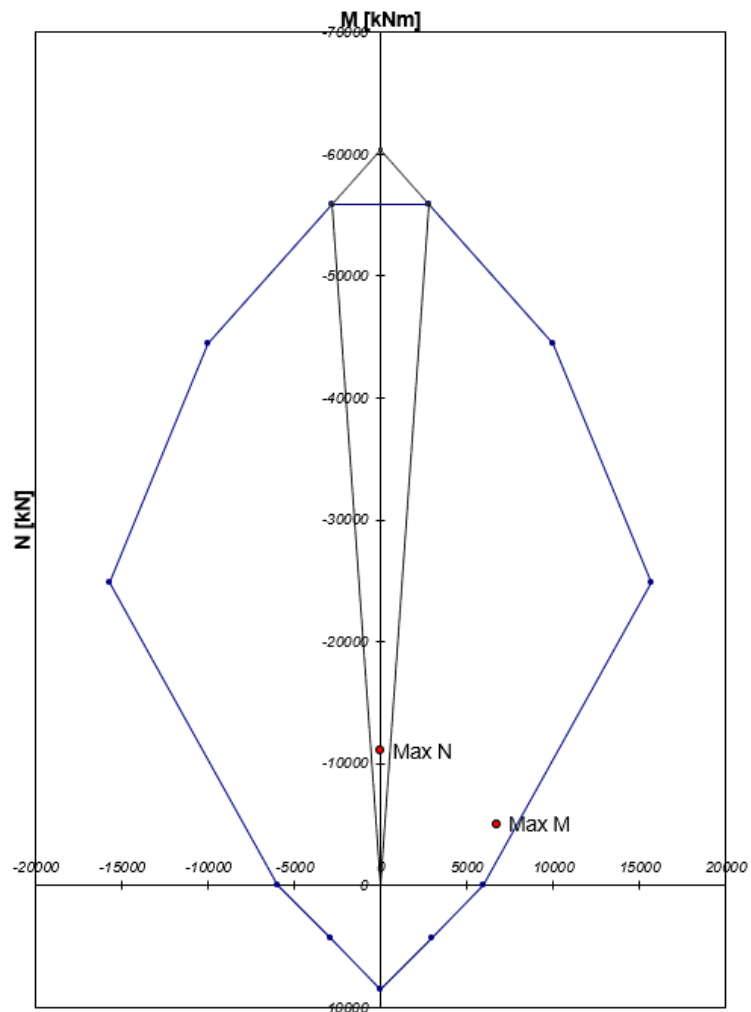
Vzpěry jsou posouzeny stejným způsobem, jako průřez oblouku. Interakční diagram je ale vypočten pouze pro jednu vzpěru, proto jsou návrhové síly a momenty brány poloviční oproti silám z modelu. Posuzované průřezy jsou opět dva - průřez s maximálním vyskytující se momentem interagující s minimální normálovou silou a průřez s maximální vyskytující se normálovou silou.

Návrhové pevnosti a plochy použitých materiálů

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 26,7 \text{ MPa} & A_c &= 2,25 \text{ m}^2 \\ f_{yd} &= 434,8 \text{ MPa} & A_{s1} &= 9852 \text{ mm}^2 \\ & & A_{s2} &= 9852 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tabulka 5.6 - Posuzované kombinace vnitřních sil působící na jednu vzpěru

ZATÍŽENÍ 1 (Max M)	
$N_{Ed} =$	5 052 kN
$M_{Ed} =$	6 714 kNm
ZATÍŽENÍ 2 (Max N)	
$N_{Ed} =$	11 097 kN
$M_{Ed} =$	0 kNm



Obr. 5.6 - Interakční diagram pro posouzení průřezu vzpěry

$$\begin{aligned}
 A_{s,\min} &= 4\,500 \text{ mm}^2 < A_{s,\text{prov}} = 19\,704 \text{ mm}^2 \\
 A_{s,\max} &= 90\,000 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{prov}} = 19\,704 \text{ mm}^2 \\
 & \Rightarrow \text{VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

Oba body, reprezentující posuzované interakce vnitřních sil, jsou uvnitř diagramu, vzpěra tedy v obou stavech vyhoví. Taktéž její konstrukční zásady jsou vyhovující.

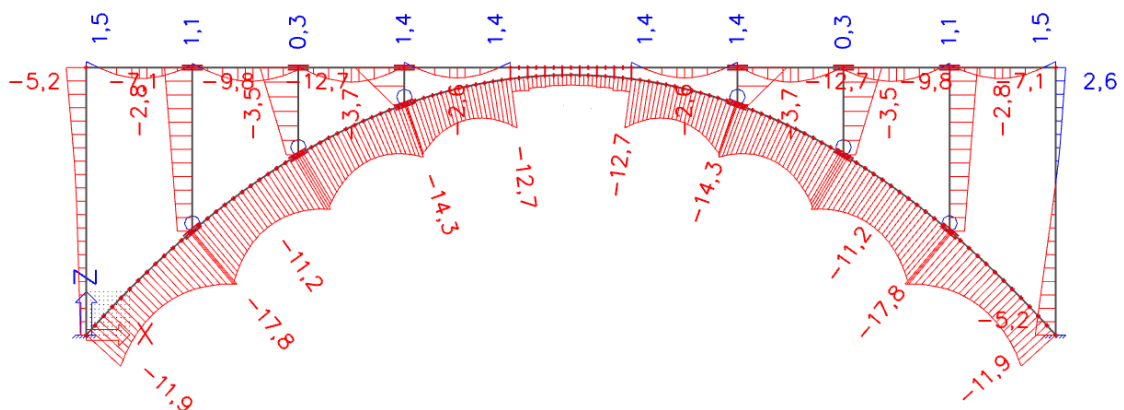
5.5 Posouzení celé konstrukce na MSP - omezení napětí

V programu SCIA Engineer jsou spočtena také napětí na celé konstrukci, která jsou použita k posouzení omezení napětí v mezním stavu použitelnosti.

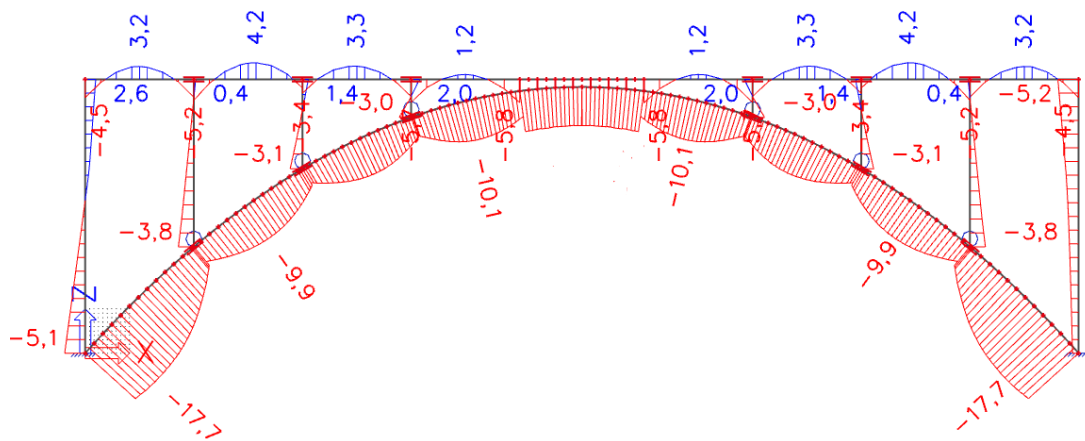
Napětí v betonu by nemělo překročit hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$ v charakteristické kombinaci v tlaku a hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}$ v kvazistálé kombinaci v tlaku. Tabulka udává limitní hodnoty tlakového napětí v charakteristické kombinaci pro jednotlivé části konstrukce.

Tabulka 5.7 - Hodnoty limitního tlakového napětí pro posouzení omezení napětí

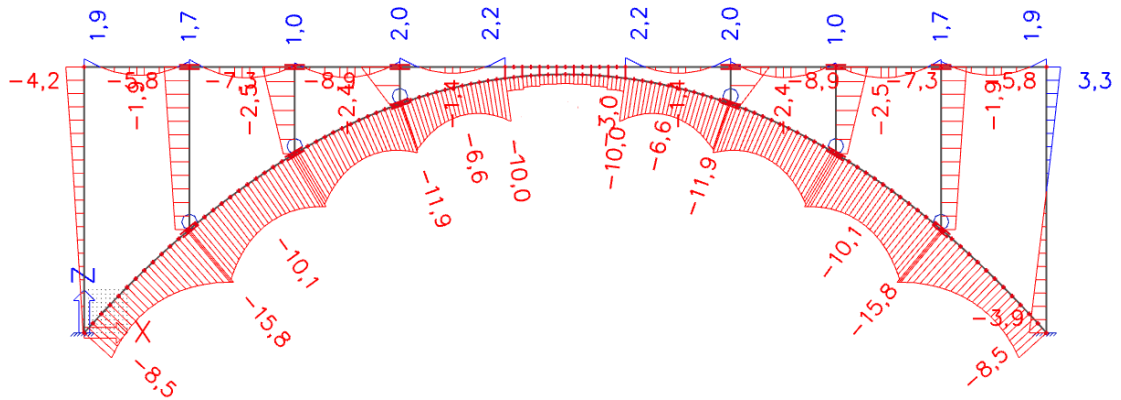
	Beton	f_{ck} [MPa]	$0,6 \cdot f_{ck}$ [MPa] (char.k.)	$0,45 \cdot f_{ck}$ [MPa] (kvazis.k.)
Oblouk	C40/50	40	24	18
Mostovka	C35/45	35	21	15,75
Vzpěry	C35/45	35	21	15,75
Pilíř	C35/45	35	21	15,75



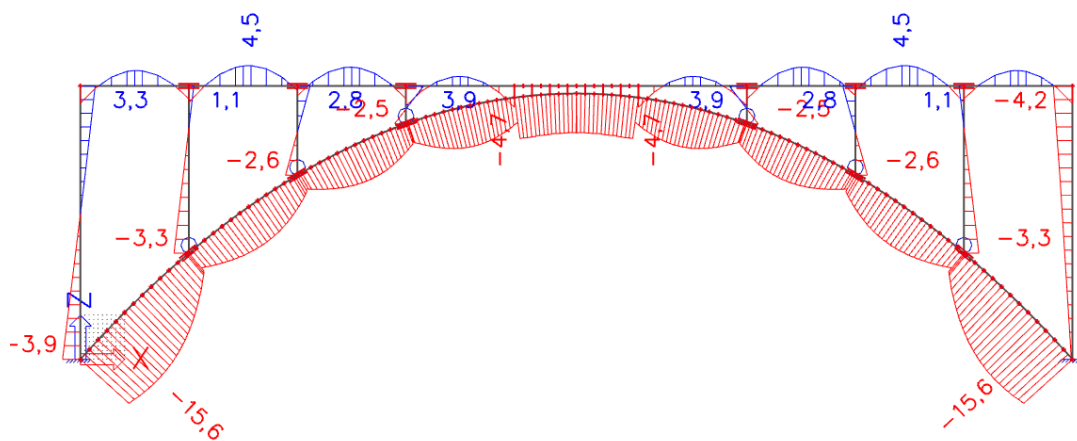
Obr. 5.7 - Napětí v horních vláknech v charakteristické kombinaci [MPa]



Obr. 5.8 - Napětí ve spodních vláknech v charakteristické kombinaci [MPa]



Obr. 5.9 - Napětí v horních vláknech kvazistálé kombinaci [MPa]



Obr. 5.10 - Napětí ve spodních vláknech kvazistálé kombinaci [MPa]

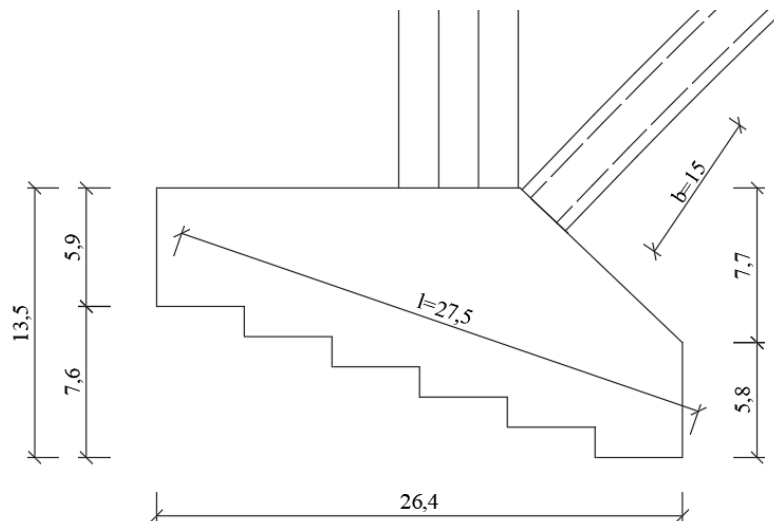
Z obrázků napětí na spodních a horních vláknech v charakteristické a kvazistálé kombinaci je patrné, že největší tlaková napětí vznikají v horních

vláknech oblouku v místech pod vzpěrami, a to 17,8 MPa v charakteristické kombinaci a 15,8 MPa v kvazistálé kombinaci. Po porovnání s hodnotami z tabulky 5.7 je vidět, že limitní hodnota napětí není překročena. Další maxima napětí se pak nachází v dolních vláknech oblouku v blízkosti jeho patek, a to 17,7 MPa v charakteristické kombinaci a 15,6 Mpa v kvazistálé kombinaci. Limitní hodnota není překročena ani tady. Můžeme tedy říct, že konstrukce vyhovuje na omezení napětí v mezním stavu použitelnosti.

6. Návrh založení oblouku

Na základ obloukových konstrukcí působí obvykle velká vodorovná síla, kterou je nutno zachytit. Důležité pro její zachycení je zakládání v kvalitním podloží, nejlépe skalním. Pokud by založení nemělo dostatečnou vodorovnou únosnost, docházelo by k zatlačování patek do podloží, rozevírání oblouku a výraznému zvětšení namáhání konstrukce. Založení se navrhuje obvykle plošné, v případě méně únosného podloží hlubinné. V případě plošného založení se základová spára navrhuje kolmo k výslednici zatížení.

Pro oblouk mostu Sázava je navržen plošný základ. Je navržen dostatečně hluboko, aby byl ve skalním podloží, které je zde předpokládáno. Základ se nachází minimálně 30 m nad odhadovanou úrovní návrhové vodní hladiny, je tedy předpokládáno podloží bez podzemní vody. Na tento základ působí normálové síly a ohybové momenty z oblouku a ze zdvojeného pilíře. Protože z modelu, vytvořeného pro část mostu, kterým se tato práce zabývá, známe pouze síly z oblouku a z poloviny zdvojeného pilíře, jsou síly z druhé poloviny pilíře odhadnuty. Vnitřní síly na části pilíře s neznámým průběhem vnitřních sil jsou pro jednoduchost předpokládány stejné, jako na části známé z modelu. Výsledná normálová síla z pilíře je tedy oproti síle z modelu dvojnásobná. Jelikož momenty působí na částech zdvojeného pilíře zrcadlově, jejich účinek se navzájem vyruší. Předpokládané zatížení základu je tedy normálovou silou z oblouku a zdvojeného pilíře, ohybovým momentem pouze z oblouku a vlastní tíhou základu.



Obr. 6.1 - Navržený tvar základu oblouku a zdvojeného pilíře [m]

Hodnoty jednotlivých sil jsou brány z kombinací MSÚ z kapitoly 5.2. Vlastní tíha základu je vypočtena z objemu betonu v základu a objemové tíhy železobetonu 25 kN/m^3 . U normálových sil je vypočtena velikost a směr výslednice. Základová spára je navržena kolmo k této výslednici normálových sil. K posouzení je potřeba maximální ohybový moment a minimální a maximální hodnoty normálové síly působící na základ.

Tabulka 6.1 - Výpočet celkových sil působících na základ

	N [kN]				M_{\max} [kNm]
	min		max		
	svislá	vodorovná	svislá	vodorovná	
Oblouk	81 533	73 412	117 713	105 989	47 053
Zdvojený pilíř	51 988	-	73 508	-	-
Vlastní tíha základu	82 688	-	111 629	-	-
Celkem	216 209	73 412	302 850	105 989	47 053
Velikost výslednice	228 332		320 861		47 053

Posouzení je provedeno pomocí zavedení excentricity normálové síly, která reprezentuje účinek ohybového momentu. Pomocí této excentricity získáme efektivní plochu základu. Tuto efektivní plochu získáme redukcí rozměru základu v podélném směru o dvě excentricity. Se znalostí působící normálové síly a efektivní plochy základu už snadno získáme kontaktní napětí v základové spáře, které je porovnáno s únosností podloží. Výpočtová únosnost skalního

podloží je odhadnuta $R_d = 800$ kPa. Tato únosnost odpovídá třídě skalních hornin R4 s velmi malou až malou střední hustotou diskontinuit.

Posouzeny jsou, obdobně jako u posouzení průřezu a vzpěr, dvě kombinace zatížení - maximální normálová síla v interakci s maximálním ohybovým momentem a minimální normálová síla v interakci s maximálním ohybovým momentem. Minimální normálová síla má totiž za následek větší excentricitu zatížení, a tím pádem menší efektivní plochu základu.

Tabulka 6.2 - Posouzení kontaktního napětí v základové spáře

Rozměry základové spáry základu: $l=27,5$ m, $b=15$ m

N [kN]	M [kNm]	$e = M/N$ [m]	$l_{\text{eff}} = l - 2e$ [m]	b [m]	$A_{\text{eff}} = l_{\text{eff}} \cdot b$ [m ²]	$\sigma = N/A_{\text{eff}}$ [kPa]	R_d [kPa]
320 861	47 053	0,147	27,207	15	408,10	786,2	< 800
228 332	47 053	0,206	27,088	15	406,32	562,0	< 800

Z tabulky 5.2 je vidět, že při působení maximální normálové síly vzniklo v základové spáře napětí 786,2 kPa. V případě působení minimální normálové síly je sice efektivní plocha základu menší, ale ne o tolik, aby vzniklé napětí bylo větší. Napětí v základové spáře je v obou případech menší než výpočtová únosnost podloží, základ tedy v tomto posudku vyhoví.

7. Závěr práce

V úvodu této bakalářské práce byla vypracována rešerše na téma obloukových mostů. Tato teoretická část se zabývala základní charakteristikou obloukových mostů, jejich historií, rozdělením a parametry tvarů oblouku. Dále byla zpracována témata metod výstavby obloukových mostů, tzn. metody výstavby oblouku a mostovky. Nakonec bylo v rešerši uvedeno několik příkladů těmito metodami realizovaných mostů.

Ve druhé části byla navržena nosná konstrukce mostu Sázava. Byly tedy navrženy důležité průřezy, jejich materiály, tvar střednice a také dispozice mostu. Poté byly vyčísleny zatížení, kterými byl zatížen model konstrukce v programu SCIA Engineer verze 19.1. V tomto programu byly následně vypočteny vnitřní síly na konstrukci.

Třetí část se zabývala výstavbou oblouku mostu - hlavním cílem této práce. Zvolená CFST metoda spočívá ve vybudování ocelové příhradové konstrukce oblouku s čtyřmi hlavními nosnými trubkami. Ta byla vyvěšována po segmentech z pilíře u patky oblouku. Po jejím dokončení byly hlavní nosné profily vyplněny betonem, což zvýšilo jejich tuhost potřebnou k přenesení tíhy bednění a čerstvého betonu při betonáži oblouku. Postup betonáže byl navržen ve dvou etapách, aby příhradová konstrukce nebyla zatížena čerstvým betonem z celého oblouku najednou. Dospělo se k závěru, že tento způsob výstavby je proveditelný.

Ve čtvrté části byly některé průřezy finální konstrukce zjednodušeně posouzeny. Byl posouzen průřez oblouku a vzpěr na interakci normálové síly a ohybového momentu v MSÚ. Celá finální konstrukce byla posouzena na MSP - omezení napětí.

Pátá část bakalářské práce se věnovala založení oblouku. Byla navržena základová patka společná pro oblouk a zdvojený pilíř. Zjednodušeně pak bylo posouzeno napětí v základové spáře.

Celá bakalářská práce se věnovala vzhledem k její délce pouze části mostu Sázava, a to jeho části s obloukem. Také byl řešen pouze podélný směr jeho

namáhání. Řešit jeho chování v příčném směru či zabývat se výstavbou dalších prvků kromě oblouku by bylo určitě také zajímavé. Zajímavá na výstavbě oblouku byla použitá metoda CFST. Touto metodou v České republice zatím žádný obloukový most nebyl postaven. Výhoda této metody je relativně snadné dosažení velkých rozpětí oblouků.

Seznam použitých zdrojů

1. Šafař Roman, *Betonové mosty 2 - přednášky*. Praha : ČVUT, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
2. Hrdoušek Vladislav a kolektiv, *Betonové mosty 2*. Praha : ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X
3. časopis Beton - technologie - konstrukce - sanace. Kalny, Milan. 5, Praha : Beton TKS s.r.o., 2008, Sv. I. ISSN 1213-3116.
4. Structurae. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/photos/1636-pont-de-louis-vicat-in-souillacdownstream-view>
5. Deník.cz. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://www.denik.cz/jihocesky-kraj/kulturni-pamatce-se-rika-duha-laka-ale-i-sebevrahy-20140817-c5bg.html>
6. Tecozam comienza los trabajos de cierre de la clave del arco del Viaducto del Tajo. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <http://www.tecozam.com/es/tecozam-comienza-los-trabajos-de-cierre-dela-clave-del-arco-del-viaducto-del-tajo-n1>
7. STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *Betonové mosty II: Technologie výstavby mostů* [Online]. Brno, 2007 [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: [http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20\(KON\)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20(KON)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf).
8. Construction of the Los Tilos Bridge. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://blog.ferrovial.com/en/2013/08/construction-of-the-los-tilos-bridge/>
9. Construction Methodology for Alconétar Arch Bridges in Spain. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://abc-utc.fiu.edu/mc-events/construction-methodology-for-alconetar-arch-bridges-in-spain/>
10. Concrete-Filled Steel Tube Arch Bridges in China. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2095809917303491>
11. Highway bridge under construction over Yangtze River. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <http://www.globaltimes.cn/content/1156746.shtml>
12. Zhaohua Jialing River Bridge. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Zhaohua_Jialing_River_Bridge
13. Beipanjiang Railway Bridge Qinglong. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Beipanjiang_Railway_Bridge_Qinglong

14. Kano River Crossing Bridge. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://www.cementonline.nl/kano-river-crossing-bridge>
15. Podolský most – Le beau pont de l'Europe. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <http://www.stavbystoleti.cz/hlasov%C3%A1n%C3%AD/stavba?i=1599>
16. Mike O'Callaghan–Pat Tillman Memorial Bridge. [Online] [Citace: 17.3.2020] Dostupné z: https://en.wikipedia.org/wiki/Mike_O%27Callaghan%E2%80%93Pat_Tillman_Memorial_Bridge
17. Hoover Dam Bridge Construction, Nevada. [Online] [Citace: 17.3.2020]. Dostupné z: <https://mapio.net/pic/p-45141366/>
18. ŠAFÁŘ, Roman a České vysoké učení technické v Praze. Stavební fakulta. Betonové mosty 2: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů : cvičení. Vyd.1. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 8001044335;9788001044339.
19. Dálnice D3 Jílové – Hostěradice. [Online] [Citace: 1.4.2020]. Dostupné z: <http://www.dalniced3.cz/public/files/documents/0302-infoletak-d3-jilove-hosteradice-1483550826033-2017-01.pdf>
20. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
21. ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2015.

Seznam obrázků

Obr. 2.1 - Klenutá mostní konstrukce [1]	10
Obr. 2.2 - Oblouková mostní konstrukce [1]	10
Obr. 2.3 - Most přes řeku Dordogne u Souillacu [4]	11
Obr. 2.4 – Rozdělení obloukových mostů podle polohy mostovky [2]	12
Obr. 2.5 - Rozdělení oblouků podle statického působení [1]	13
Obr. 2.6 – Parametry střednice podle Chambauda [1].....	14
Obr. 2.7 – Výstavba mostu Duha v Bechyni na pevné skruži [5].....	16
Obr. 2.8 – Schéma letmé betonáže s postupným vyvěšováním pomocí provizorního pylonu [1].....	17
Obr. 2.9 - Letmá betonáž mostu Viaducto del Tajo s použitím dočasných pylonů ve Španělsku [6]	17
Obr. 2.10 – Schéma letmé betonáže s vytvořením dočasného příhradového nosníku [7]	18
Obr. 2.11 - Letmá betonáž mostu Los Tilos na Kanárských ostrovech [8]	18
Obr. 2.12 – Schéma výstavby pomocí sklápění [1]	19
Obr. 2.13 - Sklápění ocelového mostu Alconétar Bridge ve Španělsku [9]	19
Obr. 2.14 - Realizace příhradového oblouku po segmentech pomocí lan [11]	20
Obr. 2.15 – Realizace příhradového ocelového oblouku [12]	20
Obr. 2.16 - Odbedňování oblouku mostu Zhaohua Jialing River Bridge v Číně [12]....	21
Obr. 2.17 – Schéma výstavby mostovky na výsuvné skruži a) s hlavním nosníkem pod konstrukcí mostu, b) s hlavním nosníkem nad konstrukcí mostu [1]	22
Obr. 2.18 - Schéma výstavby mostovky postupným vysouváním s ocelovým nástavcem [1].....	23
Obr. 2.19 - Schéma výstavby mostovky letmou betonáží [1].....	23
Obr. 2.20 - Podolský most nad starým řetězovým mostem [15]	24
Obr. 2.21 - Výstavba oblouku na pevné skruži [15].....	25
Obr. 2.22 - Pohled na most [16].....	25
Obr. 2.23 - Výstavba oblouku letmou betonáží s vyvěšováním přes dočasný pylon [17]	26
Obr. 2.24 - Sklápění ocelové konstrukce mostu [14]	26
Obr. 2.25 - Pohled na most Beipanjiang Railway Bridge Qinglong [13].....	27
Obr. 2.26 - Výstavba příhradové konstrukce [13]	27
Obr. 2.27 - Pohled na hotový oblouk [13]	27
Obr. 2.28 - Průřez oblouku ve vrcholu a v patce [13]	28
Obr. 3.1 - Podélné uspořádání celého mostu Sázava	29
Obr. 3.2 - Navržená poloha mostu na katastrální mapě.....	29
Obr. 3.3 - Letecký pohled	30
Obr. 3.4 - Most Sázava na letáku Ředitelství silnic a dálnic ČR [19]	30
Obr. 3.5 - Navržený průřez oblouku	31
Obr. 3.6 - Navržený průřez vzpěr	32
Obr. 3.7 - Navržený průřez mostovky	32
Obr. 3.8 - Navržený průřez pilíře u patky oblouku.....	33
Obr. 3.9 - Model zatížení dopravou LM1 [18]	36
Obr. 3.10 - Statické schéma řešené části mostu.....	39

Obr. 3.11 - Model konstrukce v programu SCIA Engineer	40
Obr. 3.12 - Normálové síly - stálé zatížení	41
Obr. 3.13 - Ohybové momenty - stálé zatížení	41
Obr. 3.14 - Normálové síly - stálé zatížení + LM1	42
Obr. 3.15 - Ohybové momenty - stálé zatížení + LM1	42
Obr. 3.16 - Normálové síly - stálé zatížení + max. teplota	43
Obr. 3.17 - Ohybové momenty- stálé zatížení + max. teplota	43
Obr. 3.18 - Normálové síly - stálé zatížení + min. teplota.....	44
Obr. 3.19 - Ohybové momenty- stálé zatížení + min. teplota.....	44
Obr. 4.1 - Schéma výstavby příhradové konstrukce oblouku (oblouk znázorněn pouze střednicí) - poslední fáze.....	46
Obr. 4.2 - Průřez příhradové konstrukce oblouku použitý v programu SCIA Engineer	46
Obr. 4.3 - Schéma označení závěsů při vyvěšování ocelové příhradové konstrukce	47
Obr. 4.4 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 1.....	48
Obr. 4.5 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 2.....	48
Obr. 4.6 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 3	49
Obr. 4.7 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 4.....	49
Obr. 4.8 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 5.....	49
Obr. 4.9 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 6.....	50
Obr. 4.10 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 7.....	50
Obr. 4.11 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 8.....	51
Obr. 4.12 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 9.....	51
Obr. 4.13 - Napětí v horních a spodních vláknech ve fázi 10.....	52
Obr. 4.14 - Deformace ocelové konstrukce v kolmém směru ke střednicím průřezů ...	53
Obr. 4.15 - Napětí v horních a spodních vláknech ocelové konstrukce po vyplnění trubek čerstvým betonem.....	54
Obr. 4.16 - Průřez oblouku použitý v programu SCIA Engineer po zabetonování trubek	54
Obr. 4.17 - Zatížení oblouku čerstvým betonem v první etapě jeho betonáže	55
Obr. 4.18 - Napětí v horních a dolních vláknech po zatížení čerstvým betonem a bedněním v první etapě betonáže finálního průřezu oblouku.....	55
Obr. 4.19 - Zatížení oblouku čerstvým betonem v druhé etapě jeho betonáže.....	56
Obr. 4.20 - Napětí v horních a dolních vláknech po zatížení čerstvým betonem a bedněním v druhé etapě betonáže finálního průřezu oblouku	56
Obr. 5.1 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ - normálová síla působí nepříznivě.....	60
Obr. 5.2 - Obálka normálových sil pro kombinace MSÚ - normálová síla působí příznivě	60
Obr. 5.3 - Obálka ohybových momentů pro kombinace MSÚ	60
Obr. 5.4 - Interakční diagram pro posouzení průřezu oblouku.....	62
Obr. 5.5 - Návrh nosné výztuže ve vzpěrách	63
Obr. 5.6 - Interakční diagram pro posouzení průřezu vzpěry	64
Obr. 5.7 - Napětí v horních vláknech v charakteristické kombinaci	65
Obr. 5.8 - Napětí ve spodních vláknech v charakteristické kombinaci	66
Obr. 5.9 - Napětí v horních vláknech kvazistálé kombinaci.....	66
Obr. 5.10 - Napětí ve spodních vláknech kvazistálé kombinaci.....	66
Obr. 6.1 - Navržený tvar základu oblouku a zdvojeného pilíře	69

Seznam tabulek

Tabulka 4.1 - Závěsy v jednotlivých fázích vyvěšování	47
Tabulka 5.1 - Hodnoty použitých součinitelů γ , ψ a ξ pro jednotlivá zatížení	58
Tabulka 5.2 - Součinitele zatížení pro jednotlivé kombinace MSÚ 6.10a a 6.10b	58
Tabulka 5.3 - Součinitele zatížení pro charakteristickou kombinaci	59
Tabulka 5.4 - Součinitele zatížení pro kvazistálou kombinaci	59
Tabulka 5.5 - Posuzované kombinace vnitřních sil na oblouku	61
Tabulka 5.6 - Posuzované kombinace vnitřních sil působící na jednu vzpěru	64
Tabulka 5.7 - Hodnoty limitního tlakového napětí pro posouzení omezení napětí	65
Tabulka 6.1 - Výpočet celkových sil působících na základ	69
Tabulka 6.2 - Posouzení kontaktního napětí v základové spáře	70

Seznam příloh

Příloha 1 - Vzorový příčný řez
Příloha 2 - Příčný řez ve vrcholu oblouku
Příloha 3 - Podélný řez
Příloha 4 - Půdorys