

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Dálniční most přes ŽST Uhersko

Uhersko railway station highway overpass

Vypracoval: Martin Neradilek

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Marek Foglar, PhD

V Praze 2020

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Neradílek	Jméno: Martin	Osobní číslo: 468409
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: Dálniční most přes ŽST Uhersko	
Název bakalářské práce anglicky: Uhersko railway station highway overpass	
Pokyny pro vypracování: V rámci zpracování bakalářské práce zpracujte: - rešerši na téma obloukových mostů se spodní mostovkou vs. síťové oblouky - parametrickou studii na téma působení síťového oblouku s ohledem na požadovaný způsob výstavby - předběžný statický návrh a posouzení konstrukce s důrazem na postup výstavby	
Seznam doporučené literatury: https://home.uia.no/pert/index.php/Home (Per Tveit homepage) Brunn, B., Schanack, F. Calculation of a double track railway arch bridge applying the European standards, TU Dresden, 2003.	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 17. 2. 2020	Termín odevzdání bakalářské práce: 17. 5. 2020 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
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“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně pod odborným vedením pana doc. Ing. Marka Foglara, PhD. Veškeré použité literární prameny a informace uvádím v seznamu použité literatury.

V Praze dne 24.5.2020

.....

Martin Neradílek

Poděkování

Na tomto místě bych chtěl poděkovat vedoucímu mé bakalářské práce, panu doc. Ing. Marku Foglarovi, PhD., za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím.

Dále bych chtěl poděkovat své rodině a přítelkyni za podporu během zpracovávání této práce.

Nakonec bych rád poděkoval panu Ing. Janu Veselému z firmy PERI s.r.o. za poskytnutí návodu k příhradovému vazníku VARIOKIT VRB a panu Ing. Pavlu Bulejkovi z firmy ABM Europe s.r.o. za poskytnutí informací ke sklokarbonátovému ztracenému bednění.

Abstrakt

Tato práce se zabývá návrhem dálničního mostu přes železniční stanici v obci Uhersko. Ze 4 navržených variant je vybráno řešení se síťovým obloukem s předpjatou betonovou mostovkou, kterým se zabývá tato bakalářská práce. Rešerše se v návaznosti na vybranou variantu věnuje obloukovým mostům s dolní mostovkou a porovnání různých uspořádání závěsů. Praktická část se zabývá konkrétním návrhem mostu se síťovým obloukem, který je předběžně posouzen v definitivním působení na konci životnosti. Poslední kapitola je zaměřena na postup výstavby, který je variantně navržen metodou podélného vysouvání a metodou rotace. Obě složité metody jsou zvoleny na základě požadavku na minimalizaci výluk na železniční trati. Na závěr jsou oba postupy porovnány a je zvolena výsledná metoda pro výstavbu mostu.

Klíčová slova

Dálniční most, most přes železniční trať, obloukový most, obloukový most s dolní mostovkou, síťový oblouk, technologie výstavby, podélné vysouvání, metoda rotace

Abstract

This thesis presents the design of a highway bridge over the railway station in Uhersko municipality. There are 4 variants from which a final variant is chosen, presenting the solution with network arch with prestressed concrete tie, discussed in this thesis. Following the selected variant, the research focuses on tied arch bridges and compares different types of hanger arrangement. The practical part deals with a specific design of a bridge with network arch, which has been preliminary assessed in the final stage of lifetime period. The last chapter presents the process of construction, which is alternatively designed by a method of longitudinal launching and a method of rotation. Both complicated methods were chosen based on the requirement of minimalization of traffic closures on the railway. The conclusion compares both and chooses the final method for construction.

Key words

Highway bridge, bridge over the railway, arch bridge, tied-arch bridge, network arch bridge, construction methods, longitudinal launching, method of rotation

Obsah

1	Úvod	14
2	Zájmové území a variantní řešení	15
2.1	Zájmové území	15
2.1.1	Lokalita stavby	15
2.1.2	Okrajové podmínky	16
2.1.3	Geotechnické podmínky	18
2.2	Navržené varianty	18
2.2.1	Varianta 1	18
2.2.2	Varianta 2	20
2.2.3	Varianta 3	22
2.2.4	Varianta 4	25
2.3	Výběr výsledné varianty	28
3	Rešerše	30
3.1	Podstata obloukového působení	30
3.2	Obloukové mosty s dolní mostovkou	31
3.2.1	Druhy obloukových mostů s dolní mostovkou	33
3.2.2	Stabilita oblouku proti vybočení	35
3.2.3	Technologie výstavby	36
3.3	Vývoj síťového oblouku	37
3.4	Konstrukční prvky síťového oblouku	39
3.4.1	Mostovka	39
3.4.2	Ocelový oblouk	40
3.4.3	Závěsy	42
3.5	Síťové oblouky v České republice	45
3.5.1	Most v Bechyni-Zářečí	45
3.5.2	Most v Roudném	47

3.5.3	Mosty v Třinci-Balinách.....	49
3.5.4	Trojský most.....	54
4	Předběžná globální analýza	57
4.1	Návrh síťového oblouku	57
4.1.1	Ostatní části mostu	58
4.1.2	Optimalizace střednice a uspořádání závěsů	60
4.2	Materiály	69
4.2.1	Beton.....	69
4.2.2	Betonářská výztuž	69
4.2.3	Předpínací výztuž	69
4.2.4	Ocel.....	71
4.3	Zatížení.....	71
4.3.1	Stálé	71
4.3.2	Proměnné	72
4.4	Výpočet vnitřních sil	75
4.4.1	Výpočetní model	75
4.4.2	Zatěžovací stavy	78
4.4.3	Kombinace zatížení	79
4.5	Mostovka.....	80
4.5.1	Předběžný návrh předpínací výztuže.....	80
4.5.2	Posouzení mostovky.....	89
4.6	Oblouk.....	95
4.6.1	Průřezové charakteristiky a zatřídění průřezu	95
4.6.2	Návrhové vnitřní síly	96
4.6.3	Vzpěrnostní součinitele	98
4.6.4	Únosnost v ohybu	101
4.6.5	Interakce tlakové normálové síly a ohybového momentu.....	101

4.6.6	Prolomení oblouku	102
4.7	Závěsy	103
4.7.1	Návrhové vnitřní síly	103
4.7.2	Posouzení.....	104
4.8	Porovnání variant	104
5	Postup výstavby.....	105
5.1	Obecný postup.....	105
5.2	Zatížení.....	106
5.3	Vysouvání konstrukce.....	106
5.3.1	Bez mezilehlých podpor	107
5.3.2	Mezilehlé podpory na manipulační koleji	112
5.3.3	Mezilehlé podpory na předjízdných kolejích	115
5.4	Rotace.....	130
5.5	Zhodnocení postupu výstavby	134
6	Závěr.....	136
7	Seznam obrázků	138
8	Seznam tabulek.....	144
9	Seznam použité literatury	145
10	Seznam příloh.....	149

1 Úvod

Předmětem této bakalářské práce je návrh dálničního mostu přes železniční stanici Uhersko se zaměřením na postup výstavby. Hlavním cílem této práce je nalezení vhodné varianty se stlačenou stavební výškou, která by přinášela minimální omezení provozu na železniční trati. Problematika vzájemného křížení komunikací je v dnešní době velice aktuální a pro rozvoj infrastruktury bude nutné vyřešit mnoho mimoúrovňových křížení, u kterých je žádoucí minimalizace stavební výšky a omezení provozu na přemostované komunikaci.

V první části bude popsáno zájmové území stavby a navržené varianty mostu. Tato kapitola obsahuje údaje o lokalitě stavby a jejich okrajových a geotechnických podmínkách. V rámci předmětu 133YPJK byly navrženy 4 varianty řešení mostu, ze kterých je vybrána na základě různých kritérií výsledná varianta pro tuto práci.

Rešerše se bude zabývat v návaznosti na zvolenou variantu obloukovým mostům s dolní mostovkou, kde bude podrobněji rozebrán právě síťový oblouk a výhody jeho uspořádání závěsů.

Z informací načerpaných v teoretické části práce bude upraven návrh síťového oblouku z variantního řešení. Následně bude vytvořen prostorový model konstrukce ve dvou variantách s plnou a vylehčenou mostovkou. V rámci předběžné globální analýzy budou posouzeny hlavní prvky nosné konstrukce v definitivním působení na konci životnosti.

V části zaměřené na postup výstavby bude nejprve posuzováno chování konstrukce při podélném vysouvání. Dle výsledků bude rozhodnuto o nutnosti přidavných opatření, jakými jsou například tuhé vzpěry, mezilehlé dočasné podpory či lehký ocelový nos. V poslední části bude navržen alternativní postup metodou rotace. Oba postupy budou porovnány a bude vybrán ten, který je pro dané okrajové podmínky nejvhodnější.

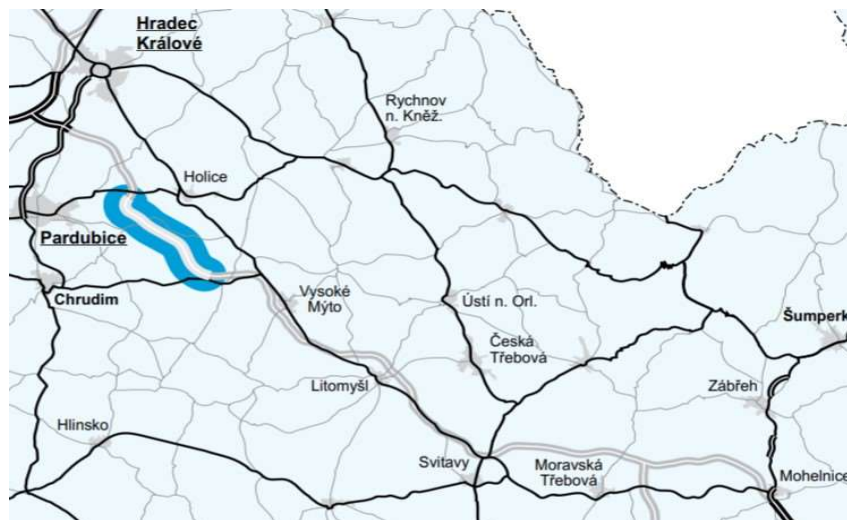
2 Zájmové území a variantní řešení

V první části této kapitoly je popsána lokalita stavby, převáděná komunikace, křižující překážky a geotechnické podmínky. V rámci předmětu 133YPJK byly navrženy 4 varianty řešení mostu přes železniční stanici Uhersko, které jsou včetně schématických výkresů stručně popsány v druhé části kapitoly. Na závěr bude provedeno vyhodnocení s určením výsledné varianty, jejíž návrhem se tato bakalářská práce zabývá.

2.1 Zájmové území

2.1.1 Lokalita stavby

Stavba se nachází na úseku dálnice D35 Časy – Ostrov a je situovaná v Pardubickém kraji. Oblast je charakteristická svou rovinatostí a spadá do centrální části Křídové tabule. Stavbě předchází úsek Opatovice – Časy, který začíná na již vybudované mimoúrovňové křižovatce v Opatovicích nad Labem, kde se D35 kříží s rychlostní komunikací z Hradce Králové do Pardubic. Na úsek navazuje spojení Ostrova a Vysokého Mýta. Chybějící úsek mezi Opatovicemi nad Labem a Mohelnicí je pro celou D35 velmi zásadní a tvoří návaznost na dálnici D11 z Prahy do Hradce Králové.

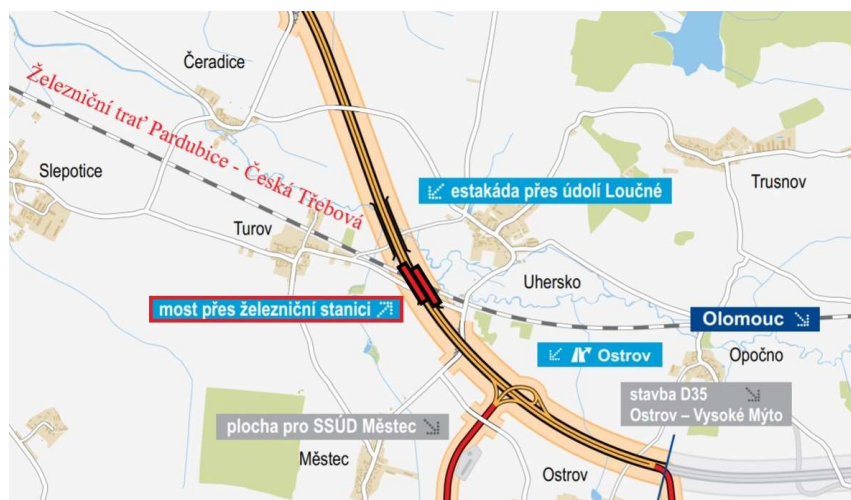


Obrázek 1 Dálnice D35 [1]

Dálnice D35 je plánována jako velmi důležité propojení Čech a Moravy a má nabídnout alternativu k dálnici D1, která je kapacitně přetížená. Tato dálnice začíná v Liberci a přes Hradec Králové a Olomouc pokračuje až do Lipníku nad Bečvou. Má nahradit současnou silnici první třídy s mezinárodním označením E35, která je pro spojení těchto významných krajských měst kapacitně nedostačující a je známa výskytem častých dopravních nehod.

Na úseku dlouhém 14,7 kilometru je navrženo 16 dálničních mostů a 4 nadjezdy nad dálnicí. Nejdelší most v úseku je estakáda přes údolí řeky Loučné, po které následuje most přes železniční stanici Uhersko, jehož návrh je předmětem této bakalářské práce.

Most se nachází v extravilánu. Přemost'ovanou překážkou je železniční trať I. a III. železničního koridoru v obvodu železniční stanice Uhersko a silnice III/32263 spojující obce Turov a Uhersko. [1]



Obrázek 2 Situace mostu přes železniční stanici Uhersko [1]

2.1.2 Okrajové podmínky

Dálniční most se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 3250 metrů s dostředným příčným sklonem 2,5%. Trasa stoupá ve směru k Vysokému Mýtu a na mostě je konstantní podélný sklon 0,53%. Komunikace je vedena v násypu výšky přibližně 10 metrů a niveleta na mostě je přibližně 9–11 metrů nad původním terénem.

Dálnice je navržena v kategorii D25,5/120. Volná šířka každého jízdního pásu je 11,75 metrů a střední dělicí pás má šířku 3 metry. Šířku dělicího pásu lze dle [2] v odůvodněných případech rozšířit v násobcích 0,5 metru až na 20 metrů, při větší šířce se již považují pruhy za samostatné pozemní komunikace. Případné rozšíření by změnilo směrové vedení dálnice, tato úprava je však pro řešení bakalářské práce povolena. Tloušťka asfaltového souvrství je na mostě 135 milimetrů.

Železniční trať pod mostem je součástí I. a III. železničního koridoru a volný mostní průřez má dle projektové dokumentace sníženou výšku na 6,2 metru a počítá s odpovídající úpravou trakčního vedení. Kolejiště o šířce přibližně 29 metrů v místě křížení sestává z šesti kolejí, což při šikmosti křížení 33,85° vytváří překážku dlouhou 52 metrů. Výškový rozdíl mezi niveletou dálnice a železniční trati je v nejkritičtějších místě pouhých 9,775 metrů.

Hlavním cílem je navrhnout celkovou koncepci mostu tak, aby kromě správného statického působení také v nejmenší možné míře omezila provoz na trati I. a III. železničního koridoru, jež je hlavním spojem mezi Čechy a Moravou a má i mezinárodní význam. Dále také most musí splňovat estetické a ekonomické požadavky. Nejedná se pouze o vstupní náklady na výstavbu, ale také o náklady na údržbu mostu po celou dobu jeho životnosti.

Z hlediska údržby nad kolejištěm je rozhodnuto o návrhu předpjaté betonové konstrukce. Ocelovou konstrukci je nutné během její životnosti řádně udržovat a obnovovat její nátěr, což by způsobovalo velké problémy při přístupu ke spodní části mostu, během čehož by musel být přerušen provoz na trati a vznikaly by další nežádoucí výluky.



Obrázek 3 Železniční trať v místě křížení [1]

Silnice III. třídy bude využita jako staveništní komunikace. Po celou dobu výstavby bude zavedena objízdná trasa. Stav pozemní komunikace není příliš dobrý a během výstavby a pojezdu těžkých nákladních vozidel lze očekávat jeho zhoršení. Proto není kladen důraz na zachování stávající polohy komunikace a může být navrženo její přeložení.



Obrázek 4 Silnice III/32263

2.1.3 Geotechnické podmínky

2.1.3.1 Geologické poměry

Okolí mostu se nachází v údolí řeky Loučné. Geologické poměry zde nejsou příliš příznivé. Pokryvné útvary jsou tvořeny říčními náplavy o mocnosti 6-7 metrů. Spodní část náplavů se skládá převážně ze štěrků a písků. V jejich nadloží se nachází jemnozrnné zeminy. Největším problémem je zvodnělá rašelina nacházející se pod ornici v mocnosti do 1 metru. Tato vrstva způsobuje komplikace pro založení vysokého násypu. Od hloubky přibližně 7 metrů pod terénem se nachází poměrně dobře únosné slínovce třídy R4 a R5. [3]

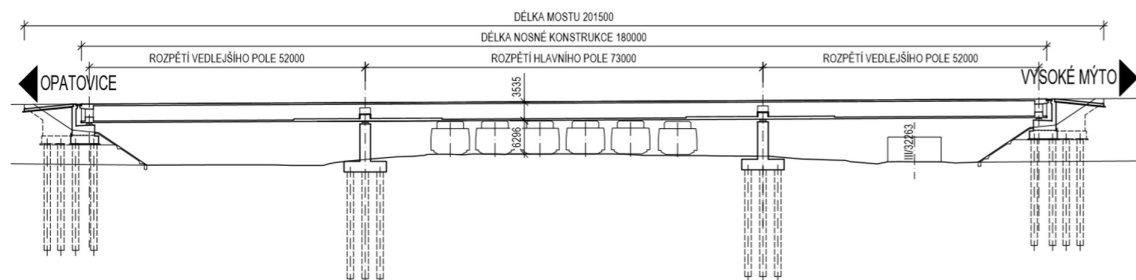
2.1.3.2 Hydrogeologické poměry

Proudění podzemní vody je ovlivněno nedalekým korytem řeky Loučné. Směr proudění odpovídá směru toku řeky k východu. Hladina podzemní vody byla zaznamenána ve zkoumaných vrtech téměř na úrovni terénu. Podzemní voda je pro beton slabě agresivní v obsahu síranů. [3]

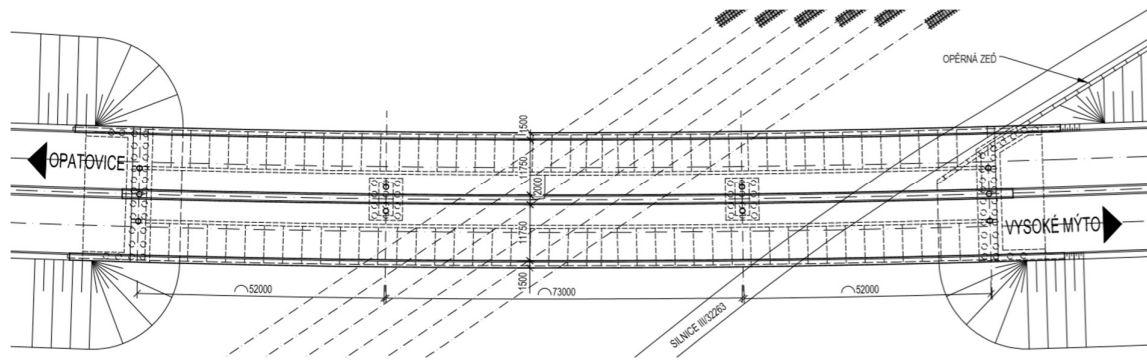
2.2 Navržené varianty

2.2.1 Varianta 1

Řešení této varianty je inspirováno návrhem ze zadávací dokumentace stavby a pro tuto práci je uvedeno pro srovnání s ostatními návrhy. Spojitý trémový most o třech polích délky 52, 73 a 52 metrů tvoří centrální komorový nosník s konstantní konstrukční výškou 3,4 metru. Výškový rozdíl mezi temenem koleje a nejnižším místem konstrukce je pouhých 6,2 metru. [3]



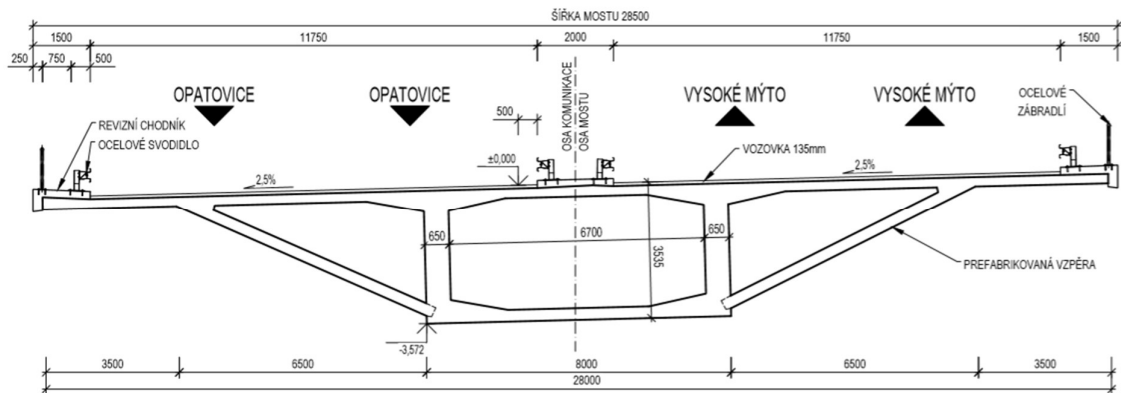
Obrázek 5 Varianta 1 - podélný řez



Obrázek 6 Varianta 1 - půdorys

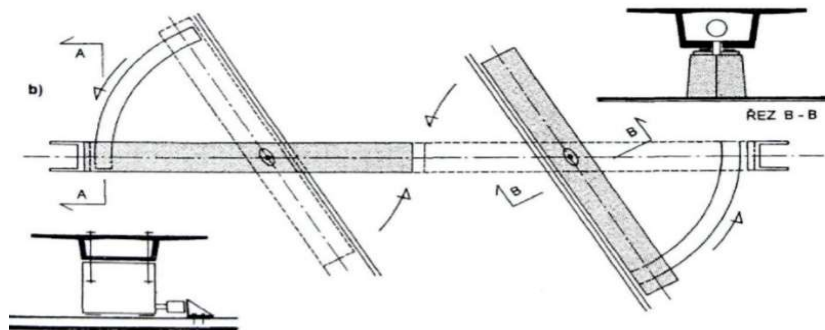
Spodní stavba se skládá z železobetonových opěr s rovnoběžnými křídly a přechodovou deskou. Násypové těleso u silnice III. třídy bude zadrženo pomocí opěrné stěny.

Konstrukční výška je menší než je doporučena výška u spojitých trámových konstrukcí, která by měla odpovídat $1/20$ rozpětí nejdelšího pole. Proto by pravděpodobně musel být zvolen beton vyšší pevnostní třídy nebo nadměrné množství předpínací výztuže. Postupně budovaný průřez se skládá z komorového nosníku, prefabrikovaných vzpěr a dodatečně betonované příčně předpjaté mostovky.



Obrázek 7 Varianta 1 - příčný řez

Pro výstavbu mostu je zvolena metoda rotace. Podél kolejiště budou na pevné skruži zhotovena nesymetricky dlouhá vahadla, ke kterým se ve stejné poloze připevní prefabrikované vzpěry a následně bude most otočen přes kolejiště. Ve finální poloze bude zmonolitněna uzavírací spára mezi vahadly a proběhne předepnutí volnými kabely, které budou vedeny skrz deviátory a kotveny do příčniců.



Obrázek 8 Varianta 1 - postup výstavby [4]

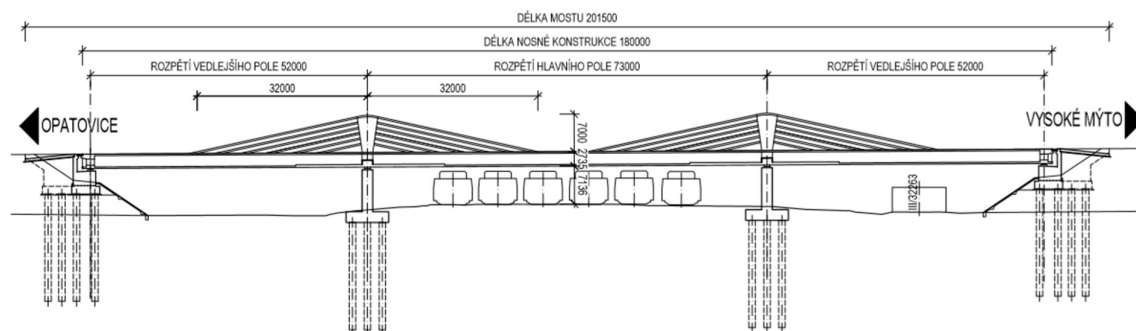
Největší omezení železničního provozu bude nutné pro montáž prefabrikovaných vzpěr nad kolejištěm, a to přibližně po dobu jednoho týdne. Pevné skruže vahadel budou velice blízko kolejiště, proto by pravděpodobně musela být omezená průjezdní rychlost na krajních kolejích po celou dobu výstavby s ohledem na bezpečnost práce. Následné otáčení mostu do výsledné polohy proběhne během celkové noční výluky.

Hlavní nevýhodou této varianty je omezená konstrukční výška. I s touto sníženou konstrukční výškou bude zachována pouze minimální možná výška spodní hrany nosné konstrukce nad niveletou koleje, která je 6200 milimetrů. [3]

2.2.2 Varianta 2

Tato varianta je navržena jako extradosed most, u kterého je hlavním cílem snížit stavební výšku. Konstrukci tvoří dvoukomorový nosník s konstrukční výškou 2,6 metru, jehož střední stěnou jsou vedeny kabely extradosed. Dvoukomorový nosník doplňují prefabrikované vzpěry a příčně předpjatá deska mostovky.

Nad pilíři jsou nízké železobetonové pylony, jejichž výška od horní hrany nosné konstrukce je 7 metrů. Pomocí tzv. sedel je přes pylon vedeno 6 předpínacích kabelů extradosed, které procházejí střední stěnou komorového nosníku. Rozpětí mostu je shodně s první variantou 52, 73 a 52 metrů.



Obrázek 9 Varianta 2 - podélný řez

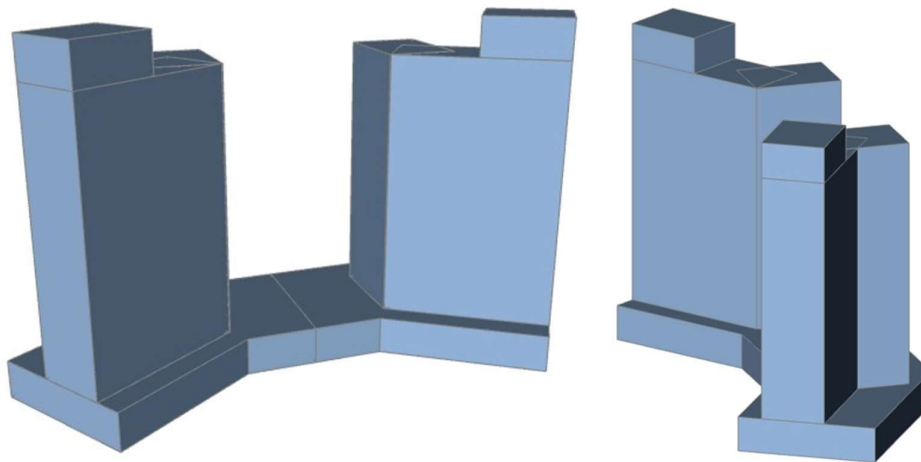
prefabrikované vzpěry. Následně bude dobetonována deska mostovky. Most se po kruhové dráze otočí přes kolejiště a bude zmonolitněna uzavírací spára.

2.2.3 Varianta 3

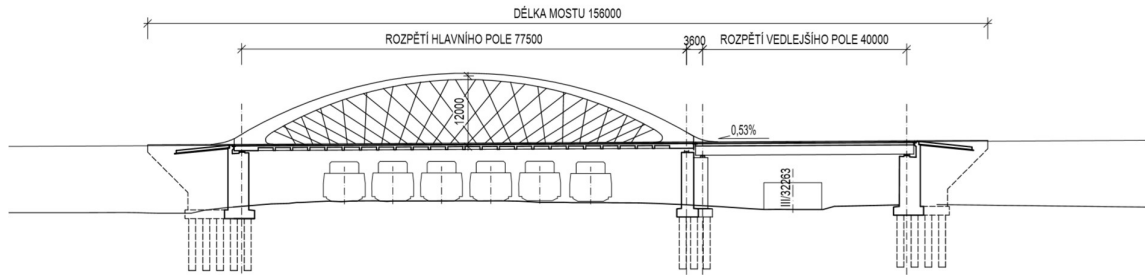
S ohledem na značné rozpětí a stlačenou stavební výšku je hlavní pole varianty 3 navrženo jako obloukový most s dolní mostovkou. Aby bylo splněno kritérium z hlediska údržby, není navržena ocelová, ale předpjatá betonová mostovka. Pro každý jízdní směr je navržena samostatná nosná konstrukce. Vedlejší pole je dilatačně odděleno od hlavního pole a je řešeno jako předpjatá monolitická dvoutrámová konstrukce o rozpětí 40 metrů.

Předpjatou betonovou mostovku, která není samonosná, podporuje ocelový oblouk se síťově uspořádanými závěsy. Rozpětí hlavního pole je 77,5 metrů a teoretické vzepětí oblouku je navrženo 12 metrů. Kvůli šířce mostu a osově vzdálenosti oblouků bude mostovka předepnuta i v příčném směru. Mostovka je navržena s krajními trámy a příčníky v osově vzdálenosti 2,5 metru, které umožňují snížení vlastní tíhy konstrukce. Oblouky jsou navrženy jako volně stojící bez vodorovného ztužení.

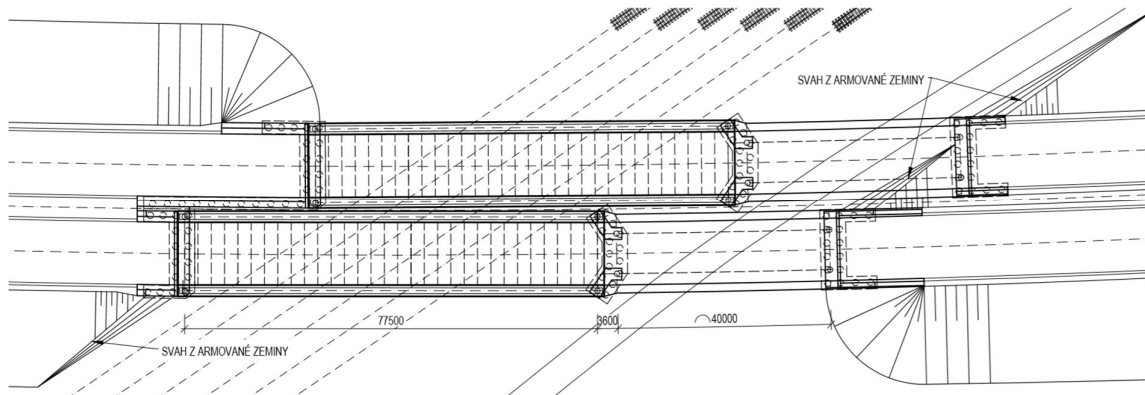
Díky síťovému uspořádání závěsů je možné navrhnout všechny prvky velice subtilní a stavební výška se zanedbáním příčného sklonu je pouze 885 milimetrů, což je v porovnání s ostatními variantami výrazný rozdíl. Důležitým detailem je společný pilíř s přechodem mezi vedlejším polem s vyšší stavební výškou na subtilní desku obloukového mostu. Tento pilíř je řešen jako dvojice dříků na společném základu, který je založen na skupině pilot.



Obrázek 13 Axonometrický pohled na společný pilíř

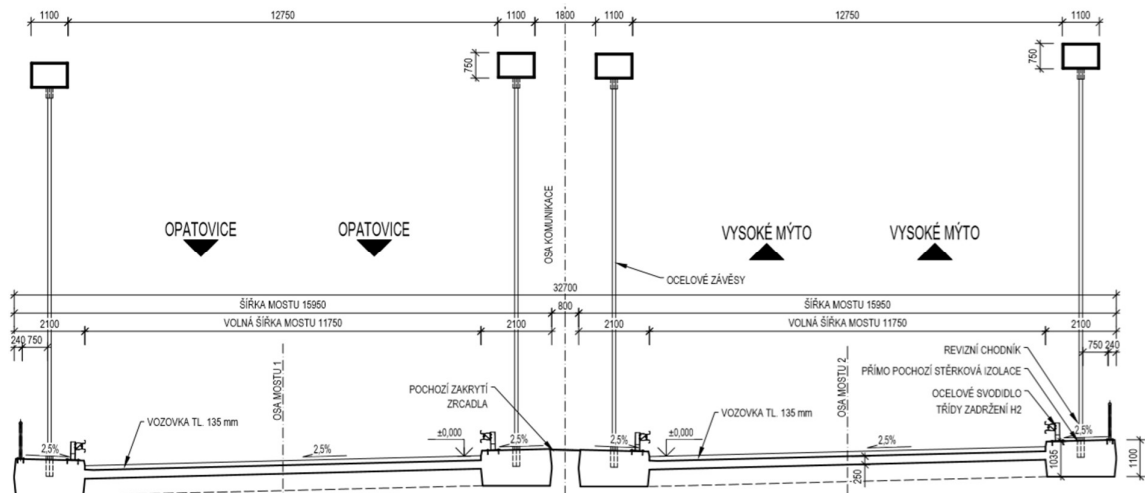


Obrázek 14 Varianta 3 – podélný řez



Obrázek 15 Varianta 3 - půdorys

V příčném uspořádání je nutné rozšířit střední dělicí pás ze 3 na 6 metrů, kvůli nutné šířce krajních táhel mostovky a také dostatečné vzdálenosti závěsů od líců svodidel. Tato změna šířky dělicího pruhu by znamenala změnu i v přilehlých úsecích. Bylo by nutné s ní počítat již v prvotních fázích projektu a přizpůsobit ji vedení dálnice. Jelikož je tento most nejsložitějším objektem celého úseku, je pro účely bakalářské práce tato změna povolena.

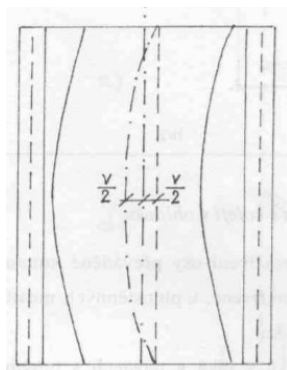


Obrázek 16 Varianta 3 - příčný řez

Jako ochrana závěsů před nárazem vozidla slouží ocelová mostní svodidla s úrovní zadržování H2. Důležitými parametry je pracovní šířka svodidla a vyklonění, které svodidlo

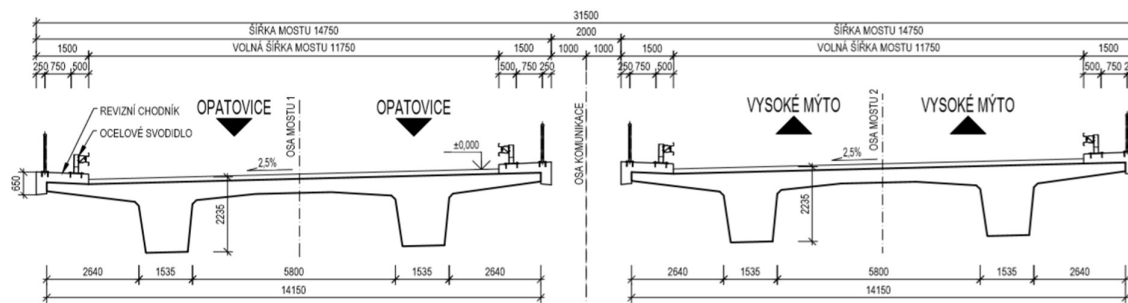
umožňuje vysokému vozidlu při nárazu ve výšce 4 metry. U konkrétního svodidla by byla požadována pracovní šířka 0,7 metru a vyklonění 0,9 metru. Líce svodidel jsou vzdáleny 0,95 metrů od závěsů, čímž by byly dodrženy oba zmiňované parametry.

Nosná konstrukce je vedena v přímém směru, směrový oblouk o poloměru 3250 metrů bude vytvořen pomocí vodorovného dopravního značení, kdy maximální rozdíl mezi trasou v kružnicovém poloměru a proloženou přímkou je 212 milimetrů. Volná šířka mostu bude zachována, jediným rozdílem je zmenšení šířky jedné krajnice na úkor té druhé. Zmenšení šířky krajnice na směrově rozdělených mostech delších než 100 metrů s vyloučeným provozem chodců a cyklistů je dle [6] v odůvodněných případech, tedy i pro tuto bakalářskou práci, povoleno.



Obrázek 17 Řešení mostu v oblouku při zachování přímé nosné konstrukce [7]

Po přechodu ze síťového oblouku je na dvoutrámové konstrukci lineárním náběhem na délce 3 metrů snížena šířka římsy z 2100 na 1500 milimetrů po obou stranách konstrukce. Konstrukční výška vedlejšího pole je navržena 2,1 metru.

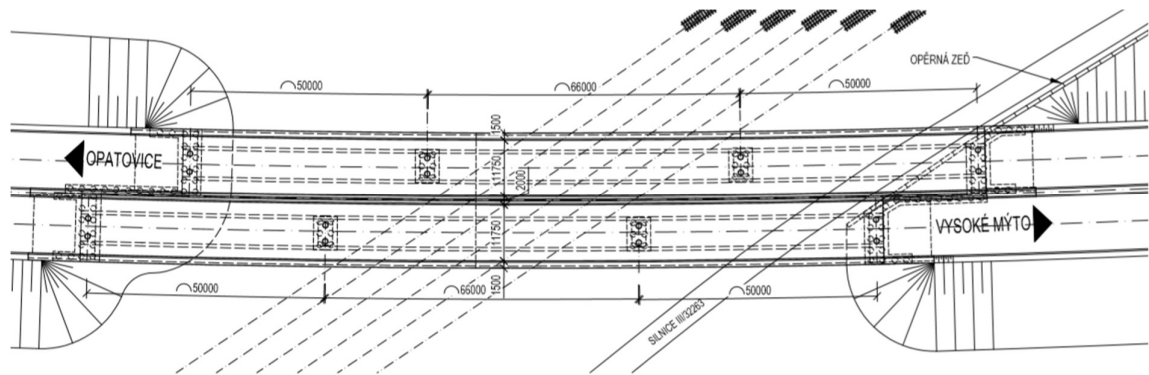


Obrázek 18 Varianta 3 - příčný řez dvoutrámové konstrukce

Most bude budován za opěrou a následně bude vysouván přes železniční trať s pomocí ocelového nosu a případných mezilehlých podpěr v kolejišti, jejichž potřeba bude ověřena výpočtem. Při budování mostu za opěrou nebude omezen provoz na trati. Předpokládá se pouze s noční výlukou při výsunu každého oblouku. Nejprve budou zhotoveny hlavní pole a následně pole vedlejší.

2.2.4 Varianta 4

Tato varianta je navržena jako dvě samostatné konstrukce tvořené jednokomorovými nosníky. Tento typ je pro dálniční mosty nejběžněji používanou variantou při rozpětí, na které se již nevyplatí konstrukce dvoutrámová. Rozmezí pro použití komorového průřezu je přibližně od 50 metrů rozpětí pole. Každá konstrukce má samostatné založení i spodní stavbu, na kterou působí menší zatížení a lze ji navrhnout subtilnější. Zmenšením půdorysných rozměrů základů a spodní stavby bylo dosaženo snížení rozpětí hlavního pole na 66 metrů s krajními poli 50 metrů. Silnice III. třídy bude zachována ve stávajícím stavu a k zadržení násypového tělesa je navržena opěrná zed'.



Obrázek 19 Varianta 4 - půdorys

Konstrukční výška průřezu je navržena 3,3 metru jako 1/20 rozpětí hlavního pole. Kvůli příčnému sklonu je stavební výška od nivelety k nejnižší části mostu 3,636 metru podobně jako u jednosvazného průřezu varianty 1 a nelze ji zvýšit. Pro tuto variantu jsou navrženy podvarianty lišící se technologií výstavby a s tím spojenými drobnými úpravami příčného řezu.

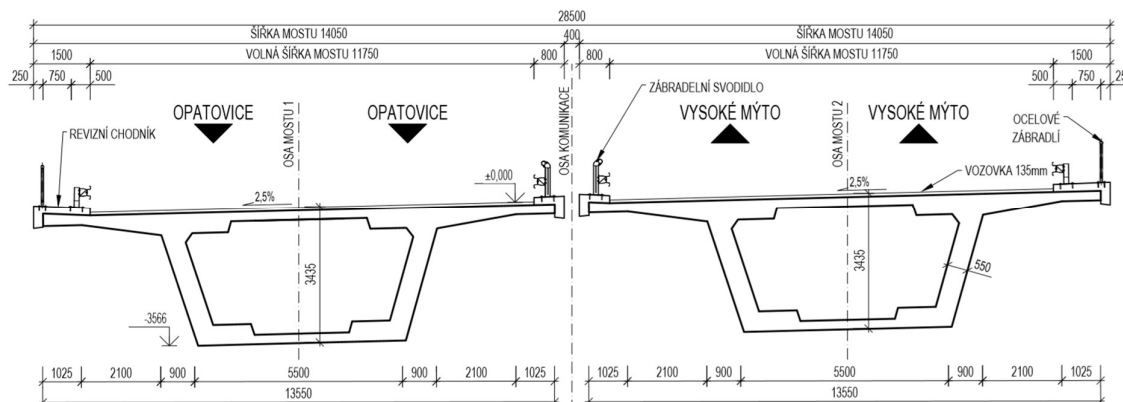
Z těchto variant byla pro nevhodnost vyloučena výstavba na pevné skruži, která by zamezila veškerému provozu po celou dobu výstavby. V případě dvojice samostatných konstrukcí nelze využít ani metodu rotace.

Pro nepřístupné překážky lze využít metodu letné betonáže, která je vhodná i pro mosty o třech polích. Kvůli omezené stavební výšce by ji zde bohužel nebylo možné použít, protože by betonážní vozík zasahoval do průjezdního průřezu a znemožnil by provoz na železniční trati. Niveleta by v tomto případě musela být navýšena alespoň o 2 metry, což by znamenalo velký zásah do celkového výškového vedení dálnice.

2.2.4.1 Podvarianta 4A

Pro podvariantu 4A je zvolena metoda postupného vysouvání. Komorový průřez bude během výstavby centricky předepnut přímými kabely vedenými v horní a dolní desce a v

definitivní poloze budou přidány volně zvedané kabely kopírující v největší možné míře tvar ohybových momentů od vnějšího zatížení.



Obrázek 20 Podvarianta 4A - příčný řez

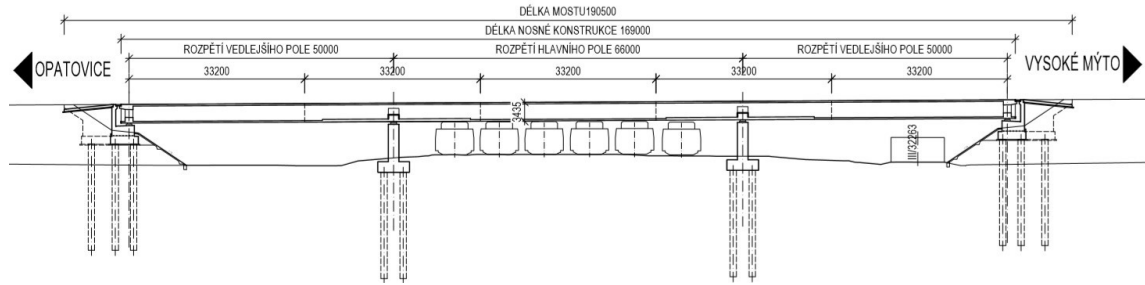
Během výsunu je průřez namáhán kladnými i zápornými ohybovými momenty a velmi nepříznivým konzolovým momentem. Z toho důvodu se vysouvané konstrukce navrhují s výškou průřezu 1/13-1/15 rozpětí nejdějšího pole během výstavby. Takovou konstrukční výšku okrajové podmínky neumožňují, proto by bylo nutné zřídit jednu mezilehlou podporu v kolejišti.

Postupné vysouvání se z ekonomického hlediska používá pro mosty dlouhé alespoň 200 metrů, pokud je však požadavek na minimální omezení komunikace pod mostem, lze tuto technologii využít i pro mosty kratší. [5]

Hlavní výhodou této varianty, kterou je minimalizace omezení provozu na železniční trati, by bylo v plné míře možné využít až při možnosti výsunu bez mezilehlé podpory. Potřebná výška 1/15 rozpětí hlavního pole by byla 4,4 metru, což by znamenalo nutné navýšení nivelety komunikace o 1,1 metru. To by podobně jako u letmé betonáže výrazně ovlivnilo celkové výškové řešení dálnice D35.

Při zřízení mezilehlé podpory by byla po dobu několika týdnů zabrána jedna hlavní kolej, což by znamenalo vysoké náklady na výluky. I přes zmíněné vyloučení jedné koleje je zde tato varianta uvedena, protože by umožňovala téměř neustálý provoz na zbývajících kolejích.

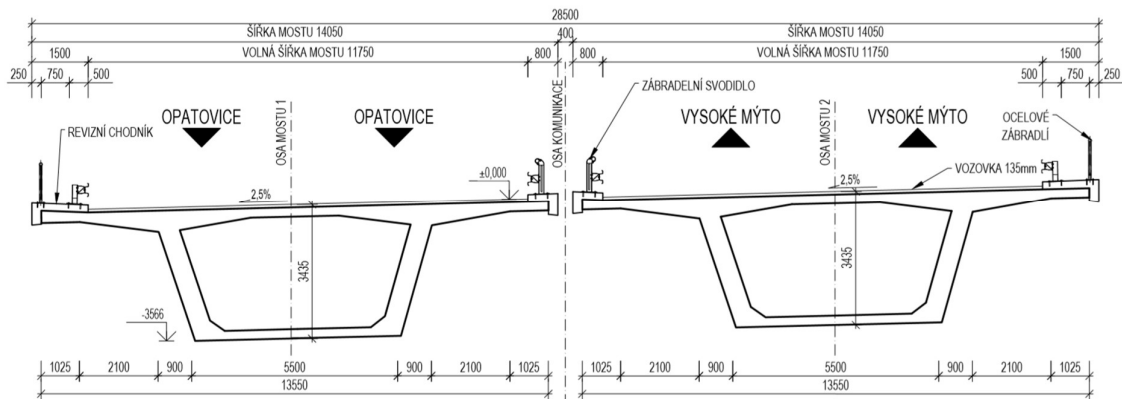
Za krajní opěrou bude zřízena výrobní plošina odpovídající délce jedné lamely, která je 33,2 metru. Výsun bude proveden pomocí tažného zařízení kotveného do opěry. Po zhotovení levého mostu se výrobní plošina přesune na pravý most a postup se bude opakovat.



Obrázek 21 Podvarianta 4A - podélný řez

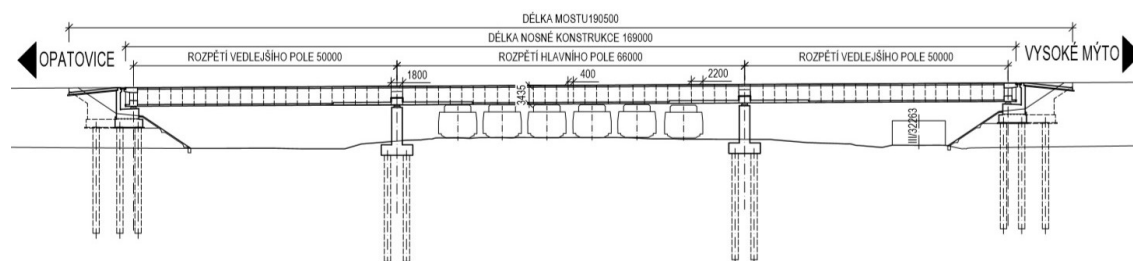
2.2.4.2 Podvarianta 4B

Druhá technologie zvolená pro tuto konstrukci se nazývá letmá montáž. Segmentová konstrukce je postupně budována v symetrických vahadlech pomocí dlouhého zavážecího jeřábu, který pracuje nad konstrukcí mostu. V konstrukci jsou použity různé typy segmentů. Délka segmentu v poli je 2,2 metru a zárodek nad pilíři má délku 1,8 metru. Uzavírací spára pro zmonolitnění uprostřed rozpětí je široká 0,4 metru.



Obrázek 22 Podvarianta 4B - příčný řez

Pro minimální omezení provozu bude konstrukce budována v nadvýšené poloze. Kolem pilířů budou zřízeny dočasné podpůrné věže, na kterých budou umístěny hydraulické lisy. Zárodky vahadel budou neseny čtveřicí hydraulických lisů a k pilířům budou přikotveny pomocí předpínací výztuže, čímž se zajistí jejich stabilita. Po dokončení vahadel bude konstrukce spuštěna pomocí hydraulických lisů na definitivní ložiska a bude zmonolitněna uzavírací spárou. Nesymetrické segmenty krajních polí budou zhotoveny na pevné skruži a následně budou spojeny volnými předpínacími kabely se zbylou částí konstrukce.



Obrázek 23 Podvarianta 4B - podélný řez

Nevýhodou této technologie jsou vysoké náklady na technologické vybavení a podobně jako postupné vysouvání jsou díky rychlosti výstavby ekonomicky výhodné až u několika set metrů dlouhých mostů estakádního typu. [5]

2.3 Výběr výsledné varianty

Jedním z cílů výsledné varianty je snížení stavební výšky a ponechání větší rezervy mezi niveletou železniční trati a spodní hranou nosné konstrukce. Tento cíl splňují varianty 2 a 3, most extradosed a síťový oblouk. Varianta 4 je vhodným typem pro dálniční mosty, v těchto okrajových podmínkách by však její výstavba byla velice komplikovaná a její hlavní výhody by bylo možné využít pouze při výrazném navýšení nivelety komunikace.

Jedná se o nepřístupnou překážku a důraz je kladen i na její rozsáhlé rekonstrukce a odstranění na konci životnosti s co nejnižším omezením železniční trati, ale i samotného provozu na dálnici. V tomto ohledu by byla vhodnější varianta dvou samostatných konstrukcí, každé pro jeden jízdní směr. Provoz by byl umožněn po jedné konstrukci, zatímco by druhá byla zdemolována a nahrazena novou. Následně by byl provoz převeden na nový most a zbývající část by byla nahrazena. Tento způsob by jednosvazný průřez neumožnil, při jeho demolici by musel být po celou dobu provoz na dálnici uzavřen a dle okrajových podmínek by bylo velice komplikované nalézt vhodnou objízdnou trasu.

Důležitým kritériem je technologie výstavby a jí způsobené výluky na trati. Pro rotaci jednosvazného průřezu je očekávána jediná celková noční výluka. Další výluky budou potřebné při montáži prefabrikovaných vzpěr, které omezí provoz na přilehlé polovině kolejiště po dobu přibližně jednoho týdne. Pro síťový oblouk jsou předpokládány noční výluky dvě, pro každou konstrukci zvlášť. Důležitou roli bude hrát nutnost mezilehlých podpor v kolejišti, kvůli kterým by musely být přidány další výluky. Konstrukce však bude budována za opěrou bez omezení provozu na trati a pracoviště bude bezpečnější.

Obloukový most s dolní mostovkou i extradosed most jsou esteticky vhodné do okolní ploché krajiny. Při porovnání by v daných okrajových podmínkách lépe působil síťový oblouk,

protože je složen ze subtilních prvků. Jednosvazná konstrukce mostu extradosed s šířkou téměř 30 metrů by s takto malou volnou výškou pod mostem mohla působit robustně a nepřírozně.

Z výše uvedených důvodů je pro tuto práci vybrána varianta 3, síťový oblouk s dilatačně odděleným vedlejším trémovým polem. Tato varianta má ze všech nejmenší stavební výšku a zároveň tvoří dominantu v ploché okolní krajině. Extrémně nízká stavební výška je při vzájemném křížení komunikací či překonávání vodních toků obrovskou výhodou, protože každé navýšení stavební výšky vede k nutnému zvýšení nivelety komunikace nebo snížení volné výšky pod mostem. Z toho důvodu je tento konstrukční systém vhodný a mohl by v budoucnu být častěji využíván v praxi. Další výhodou je, že nebude nutné použití sníženého VMP s výškou pouhých 6200 milimetrů, kvůli kterému by muselo být speciálně upraveno trakční vedení.

Křížení dálnice a železnice je vyjádřeno také spolupůsobením oceli typické pro železnici a betonu více spjatého s mosty pozemních komunikací. Z obou těchto komunikací bude obloukový most nepřehlédnutelný a bude poukazovat na významné křížení dálnice D35 a I. a III. železničního koridoru, důležitých prvků české i mezinárodní infrastruktury.

Nevýhodami této varianty jsou již uvedené rozšíření středního dělicího pásu a zmenšení šířky jedné z krajnic při napřímení nosné konstrukce. Velice důležitým faktorem bude možnost výstavby podélným vysouváním, která bude v rámci této práce vyšetřována. Pokud se vysouvání konstrukce nepodaří, bude nutné nalézt alternativní metodu pro výstavbu mostu.

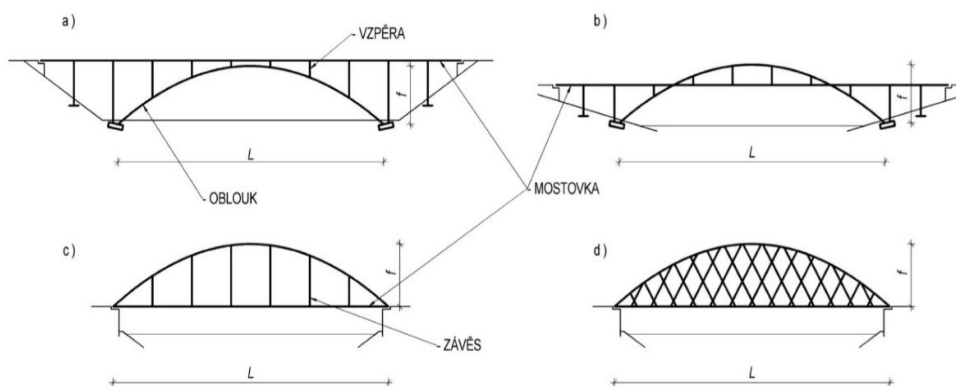
3 Rešerše

Tématem této rešerše jsou obloukové mosty s dolní mostovkou se zaměřením na porovnání jejich různého uspořádání závěsů. Nejprve je popsáno obecné působení obloukových konstrukcí, jejich základní parametry a typy. Druhá podkapitola rešerše se zabývá společnými vlastnostmi i rozdíly obloukových mostů s dolní mostovkou, mezi které se řadí síťový oblouk, který je předmětem této práce. Ve třetí podkapitole je zmíněn světový vývoj síťového oblouku a obecná definice tohoto typu mostu. Kapitola čtvrtá se zabývá podrobněji jednotlivými konstrukčními prvky síťového oblouku, ocelovým obloukem, předpjatou betonovou mostovkou a závěsy. V poslední kapitole rešerše jsou uvedeny síťové oblouky v České republice, včetně porovnání mostu se síťovým uspořádáním závěsů s podobným mostem se svislými závěsy.

3.1 Podstata obloukového působení

Hlavním znakem obloukových a klenutých konstrukcí je zakřivená střednice, která může mít tvar kružnice, elipsy nebo paraboly. Díky správně navrženému tvaru střednice je nejvýraznější složkou vnitřních sil v oblouku tlaková normálová síla. Klenutá konstrukce převádí komunikaci po přesypávce, zatímco oblouková po mostovce.

Dle polohy mostovky vzhledem k oblouku se rozlišují oblouky s horní, dolní a mezilehlou mostovkou. Spojení oblouku a mostovky je zprostředkováno dle typu mostu tlačeními vzpěrami nebo taženými závěsy.

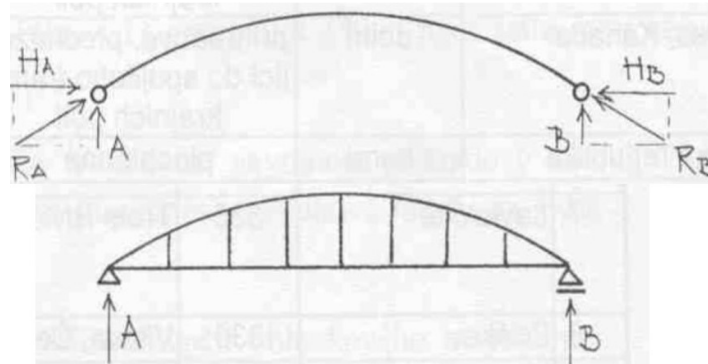


Obrázek 24 Typy obloukových mostů dle polohy mostovky [5]

Při svislém zatížení oblouku vznikají svislé i značné vodorovné reakce. Velikost této vodorovné složky je závislá na základních parametrech, kterými jsou rozpětí L a vzepětí f .

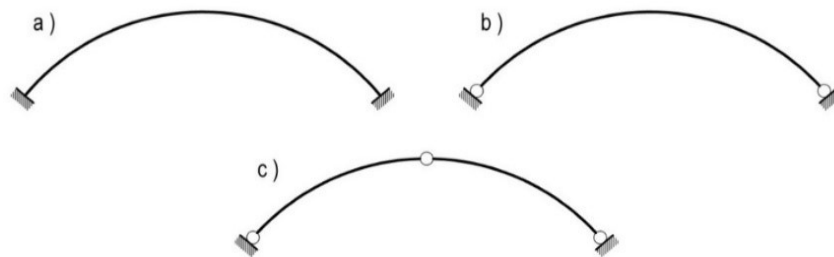
Čím je vzepětí menší, tím větší je vodorovná síla v oblouku. V literatuře je často používán odvozený parametr poměrné vzepětí f/L , který nabývá hodnot od $1/1$ do $1/15$ a liší se dle typu mostu. Velikost vodorovné obloukové síly lze získat ze smělosti oblouku L^2/f . [5]

Hlavním rozdílem mezi mosty s horní a dolní mostovkou je přenos vodorovné reakce z oblouku. Obloukový most s horní mostovkou působí jako pravý oblouk a do základů přenáší svislou i vodorovnou reakci, proto je nejvíce vhodný pro přemostění hlubokých údolí s dobrými základovými poměry. Obloukový most s dolní mostovkou využívá k přenesení vodorovné reakce z oblouku vlastní mostovku, která plní funkci táhla. Celá konstrukce působí na spodní stavbu, jako prostý nosník, pouze svislými reakcemi. [7]



Obrázek 25 Pravý oblouk a oblouk s táhlem [7]

Dle stupně statické neurčitosti se rozlišují třikrát staticky neurčité vetknuté oblouky, jednou staticky neurčité dvoukloubové oblouky a staticky určité trojkloubové oblouky.



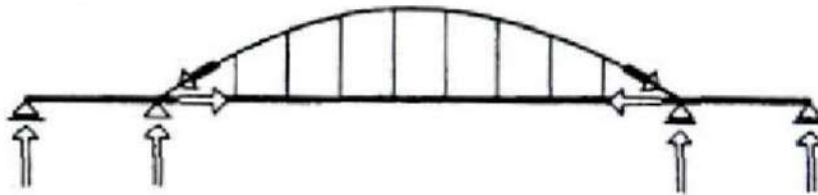
Obrázek 26 Typy oblouků dle statické neurčitosti [5]

U obloukové konstrukce nenastávají největší ohybové momenty při rovnoměrném zatížení na celé rozpětí. Méně příznivý stav je vyvolán zatížením umístěným pouze v jedné polovině pole. Při zatížení celého rozpětí mostu vznikají pouze maximální normálové síly.

3.2 Obloukové mosty s dolní mostovkou

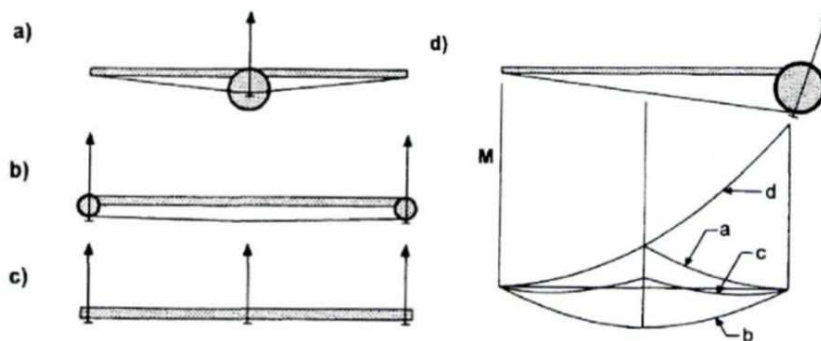
Pro obloukové mosty s dolní mostovkou je typické použití v plochem terénu například pro přemostění řek nebo při vzájemném křížení komunikací, kde je vhodné jejich použití pro nízkou stavební výšku a estetické působení v krajině. Konstrukce působí jako oblouk s táhlem. Táhlo přebírá vodorovnou sílu z oblouku a most působí na spodní stavbu jako prostý nosník. Proto nejsou citlivé na nerovnoměrné sedání základů a nevyžadují velmi dobré základové poměry jako obloukové mosty s horní mostovkou.

Důležitý rozdíl statického působení mezi obloukovým mostem s dolní mostovkou a prostě uloženým trámovým mostem je v hlavní složce vnitřních sil. U trámového mostu je hlavní složkou ohybový moment, kde horní část průřezu působí v tlaku, spodní část v tahu a rameno vnitřních sil nabývá konstantní hodnoty, která nemůže být větší než výška průřezu. Hlavní složkou vnitřních sil u obloukového mostu s dolní mostovkou jsou osové normálové síly. Oblouk působí v tlaku, mostovka přebírá funkci taženého táhla a mezi nimi jsou tažené prvky – závěsy. Teoretické rameno vnitřních sil dosahuje maxima uprostřed rozpětí a snižuje se směrem k podporám.



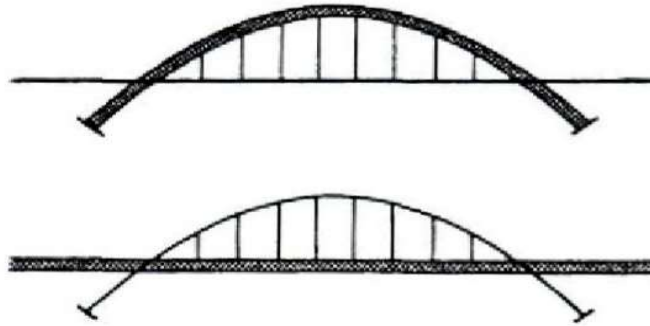
Obrázek 27 Statické působení oblouku s táhlem [4]

Obloukové mosty s dolní mostovkou se nejčastěji navrhují jako dva oblouky na krajích příčného řezu, mezi kterými mostovka působí jako prostý nosník. Výjimečně se vyskytuje jeden oblouk v ose mostu nebo tři oblouky, kde jsou dva na krajích a jeden uprostřed. Nejméně častý příklad je zavěšení v jedné rovině na kraji průřezu, kde je průřez kroucen i od zatížení vlastní tíhou. Toto uspořádání se objevuje pouze u lehkých konstrukcí lávek. [4]



Obrázek 28 Uspořádání rovin závěsů v příčném řezu [4]

U obloukových mostů mostovka spolupůsobí s obloukem a závěsy, čímž vytváří integrální systém, kde vnitřní síly závisí na geometrii, poměru tuhosti jednotlivých prvků a okrajových podmínkách. [4]



Obrázek 29 Různý poměr tuhosti oblouku a mostovky [4]

3.2.1 Druhy obloukových mostů s dolní mostovkou

V minulosti byly realizovány oblouky železobetonové, ale jejich betonáž byla velmi náročná, proto se nyní navrhuje oblouky ocelové, které se na stavbě svařují z jednotlivých montážních dílů. [5]

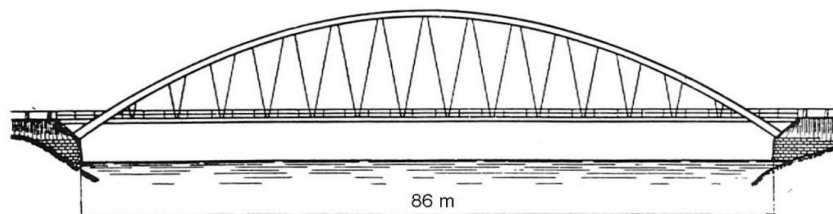
Velmi častý je výskyt tzv. Langerova trámů, což je tuhý parapetní ocelový nosník vyztužený netuhým obloukem se svislým uspořádáním závěsů. Používají se hlavně pro střední rozpětí 60 až 100 metrů. Jejich použití je možné u mostů silničních i železničních. Mostovka Langerova trámu je ocelová ortotropní nebo příčnicková spřažená s betonovou deskou mostovky.

U obloukových mostů s dolní mostovkou a tuhým obloukem se vyskytují různá uspořádání závěsů. Závěsy jsou ocelové tyčové nebo lanové prvky, které mohou mít svislé, šikmé nebo vzájemně se křížující uspořádání. [7]



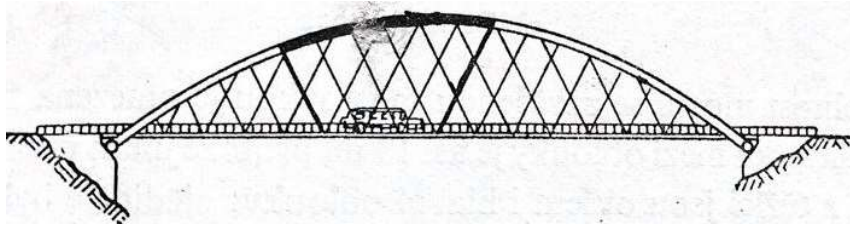
Obrázek 30 Typy uspořádání závěsů [7]

Prvním typem mostu používající šikmé závěsy je most Nielsenův, kde jsou dvojice závěsů pod úhlem přibližně 20° vedeny z pravidelně rozmístěných styčníků s mostovkou. Tímto typem uspořádání byl inspirován vynález oblouků síťových, jejichž závěsy se vzájemně křížují alespoň dvakrát.



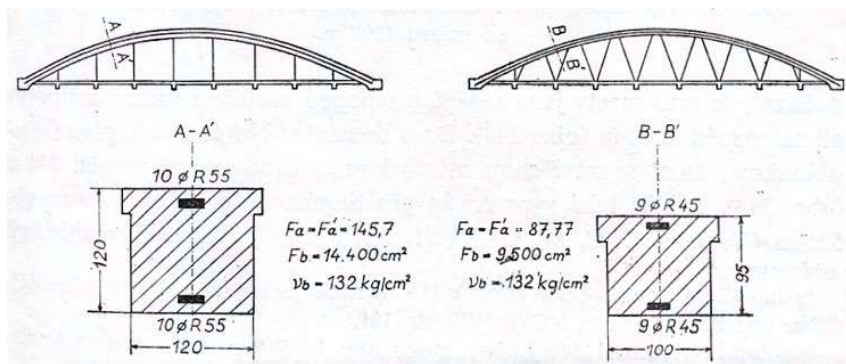
Obrázek 31 Uspořádání závěsů dle Nielsena [8]

Šikmé závěsy na rozdíl od svislých umožňují roznášení lokálního zatížení z mostovky na větší část oblouku. [9]



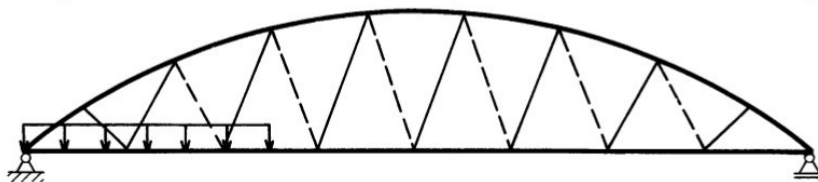
Obrázek 32 Roznos bodového zatížení šikmými závěsy [9]

Výhodou šikmého uspořádání je zajištění většího spolupůsobení oblouku a mostovky, vznikají menší ohybové momenty v oblouku i mostovce od proměnného zatížení, a naopak je větší část přenášena osovými normálovými silami. To umožňuje navržení menších průřezů a úsporu materiálu. [9]



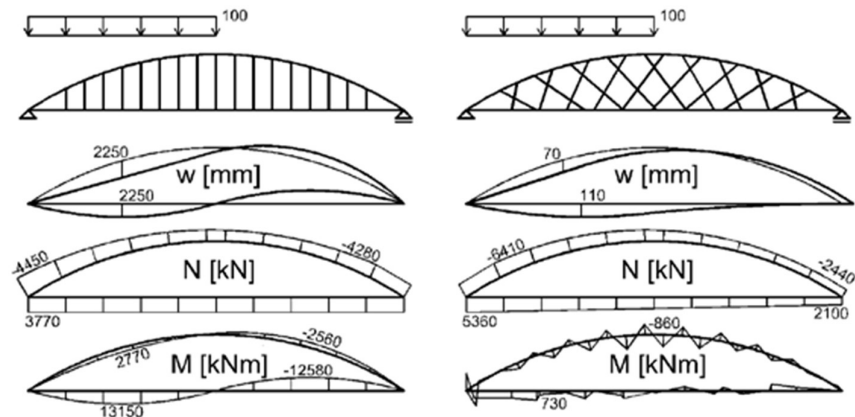
Obrázek 33 Porovnání velikosti průřezu dle uspořádání závěsů [9]

Problém šikmého uspořádání je relaxace závěsů při nerovnoměrném zatížení. Relaxace závěsu znamená, že jeho namáhání přechází z tahu do tlaku. Relaxaci se dá zabránit správným návrhem sklonů závěsů nebo dostatečnou vlastní tíhou mostovky. [8]



Obrázek 34 Relaxace závěsů vlivem nerovnoměrného zatížení

Nejdokonaleji uspořádané závěsy má síťový oblouk, jehož deformace jsou při správném návrhu velice malé a největší část zatížení je přenášena osovými silami na úkor nežádoucích ohybových momentů.



Obrázek 35 Rozdílné chování obloukových mostů s dolní mostovkou [10]

3.2.2 Stabilita oblouku proti vybočení

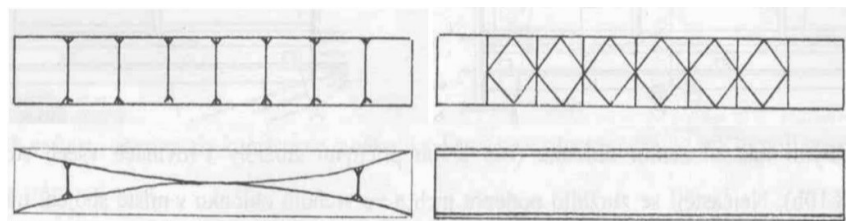
Oblouk je jako tlačенý prvek náchylný k vybočení v rovině i z roviny oblouku. Stabilitu lze posoudit pomocí vzpěrnostních součinitelů. Přesnější posudek lze provést pomocí teorie 2. řádu s uvážením geometrických imperfekcí se zatížením stabilitními kombinacemi.

Vzpěrná délka pro vybočení v rovině oblouku je závislá na osově vzdálenosti závěsů na oblouku. U plochých oblouků může nastat také jev zvaný prolomení oblouku.

Proti vybočení z roviny oblouku lze navrhnout různá opatření. Oblouk lze zajistit vodorovným ztužením mezi oblouky, které může být příhradové, například ve tvaru rombické soustavy, nebo rámové ve tvaru Vierendelova nosníku.

Další možností je vzájemné opření oblouků o sebe, které se používá nejčastěji u mostů s velkým rozpětím a velkou osovou vzdáleností rovin závěsů. Oblouky jsou v šikmých příkloněných rovinách a jejich pásy se mohou prolínat nebo pouze přibližovat, aby mohla být vodorovná ztužidla kratší a tužší. Při návrhu je třeba dbát na dodržení průjezdného průřezu díky zešíkmení rovin závěsů.

Posledním způsobem jsou oblouky volně stojící, které nejsou ztuženy. U tohoto typu oblouků musí mít průřez dostatečnou tuhost proti vybočení z roviny oblouku. [7]



Obrázek 36 Způsoby zajištění stability proti vybočení z roviny oblouku [7]

3.2.3 Technologie výstavby

3.2.3.1 Výstavba na pevné skruži

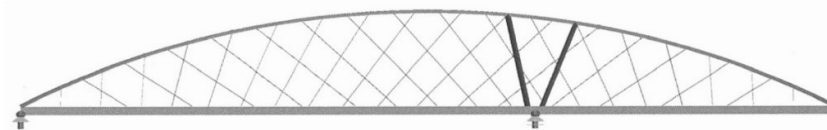
Pokud okrajové podmínky umožňují výstavbu na pevné skruži, jedná se o nejjednodušší způsob výstavby. Pevná skruž se skládá z dočasných pilířů typu PIŽMO a soustavy podélných a příčných nosníků. Pro větší rozpětí bez mezilehlých podpěr mohou být použity příhradové vazníky



Obrázek 37 Pevná skruž mostu v Trinci-Balinách [11]

3.2.3.2 Podélné vysouvání

Konstrukce je zhotovena za jednou z krajních opěr a následně pomocí tažného či tlačného zařízení postupně vysouvána do finální polohy. Závěsy mají velmi malou vzpěrnou únosnost, proto je vhodné konstrukci vyztužit dočasnými tužšími prvky. Pro snížení namáhání lze použít dočasné mezilehlé podpory nebo lehký ocelový nos.



Obrázek 38 Dočasné výztuhy síťového oblouku během výstavby [8]

Pro vysouvání obloukové konstrukce s dolní mostovkou je více vhodný Langerův trám s ocelovými parapetními nosníky a spřaženou betonovou mostovkou, která je dobetonována až ve finální poloze. Při vysouvání se manipuluje pouze s poměrně lehkým ocelovým skeletem.

3.2.3.3 Zaplavování

Pro mosty přes řeky nebo jiné vodní plochy je možné použít tuto metodu. Most je zhotoven na nábřeží a pomocí lodí přeplaven do finální polohy. K vyzvednutí se použijí lodní jeřáby s vysokou únosností. Podmínkou je dobré lodní vybavení a hluboké říční koryto. Tato metoda byla zvažována při stavbě Trojského mostu, ale koryto řeky nebylo dostatečně hluboké a nebyla dostupná vhodná plavidla. [8]



Obrázek 39 Technologie zaplavování u Providence bridge v USA [8]

3.3 Vývoj síťového oblouku

Zakladatelem síťového oblouku je norský profesor Per Tveit, který vymyslel nový typ uspořádání závěsů u obloukových mostů s dolní mostovkou. Síťový oblouk je definován šikmým uspořádáním závěsů, jež se vzájemně alespoň dvakrát křížují. Za předchůdce síťového oblouku lze považovat Nielsenův most s šikmými závěsy, které se kříží maximálně jednou.

Poprvé tento typ konstrukce představil Per Tveit ve své diplomové práci na universitě v Trontheimu v roce 1955. Návrhu síťového oblouku se věnuje celou profesní kariéru, a hlavně díky němu se tento typ mostu začal rozšiřovat do celého světa.

První síťový oblouk navržený Perem Tveitem byl dokončen v roce 1964 v Norsku ve městě Steinkjer. Rozpětí mostu je 79,75 metrů a byl zde použit ocelový oblouk trojúhelníkového průřezu.



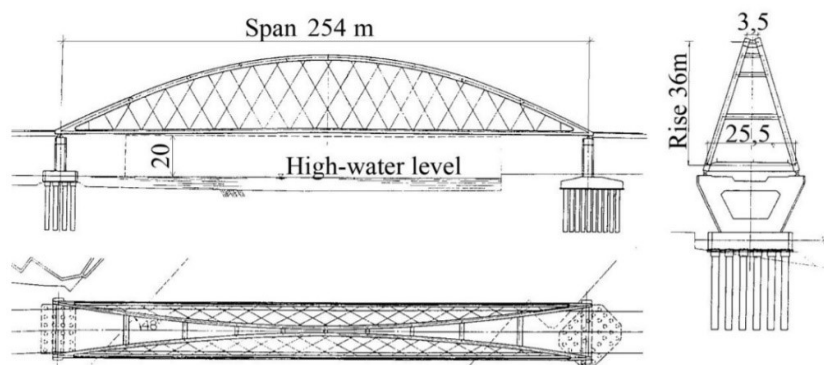
Obrázek 40 Steinkjer bridge v Norsku [8]

Tento typ mostu je ve světě poměrně nový a začal se rozšiřovat až na přelomu tisíciletí s rozvojem výpočetní techniky, bez které je výpočet velice náročný. Nejvíce rozšířený je v Evropě a mnoho mostů se nachází v USA a Japonsku.



Obrázek 41 Síťové oblouky ve světě [8]

Profesor Masao Naruoka přenesl myšlenku síťového oblouku do Japonska, kde se tento most nesprávně nazývá most Nielsenův, přestože u Nielsenova mostu se závěsy nikdy více než jednou nekřížily. Tento typ mostů v Japonsku zaznamenal velký rozmach a je jich postaveno několik desítek. Typickým znakem je stejný sklon všech závěsů a oblouky jsou často přikloněny k sobě s použitím krátkých vodorovných ztužidel.



Obrázek 42 Shinhamadera bridge v Japonsku [8]

První síťový oblouk v USA byl postaven v Providence ve státě Rhode Island v roce 2007. Tento dálniční most s rozpětím 122 metrů převádí přes řeku 4 jízdní pruhy v každém směru. Most má kvůli velké šířce převáděné komunikace mostovku tvořenou ocelovými příčnicí. Tři síťové oblouky jsou vzájemně propojeny příhradovými ztužidly. Most byl sestaven na nábřeží 20 kilometrů od místa stavby a do finální polohy byl doplaven po řece a následně vyzvednut na pilíře.



Obrázek 43 Providence bridge v USA [12]

Nejstíhlejší most se síťovým obloukem Brandanger bridge se nachází v Norsku, s rozpětím 220 metrů se řadí také mezi největší síťové oblouky na světě. Největší síťový oblouk na světě je Bugrinski bridge v Rusku s rozpětím 380 metrů. [12]



Obrázek 44 Brandanger bridge [12]

3.4 Konstrukční prvky síťového oblouku

3.4.1 Mostovka

U síťových oblouků je mostovka podporována závěsy v malých osových vzdálenostech. Proto v mostovce vznikají poměrně malé ohybové momenty v podélném směru, které mohou být při velké osové vzdálenosti oblouků menší než ohybové momenty v příčném směru.

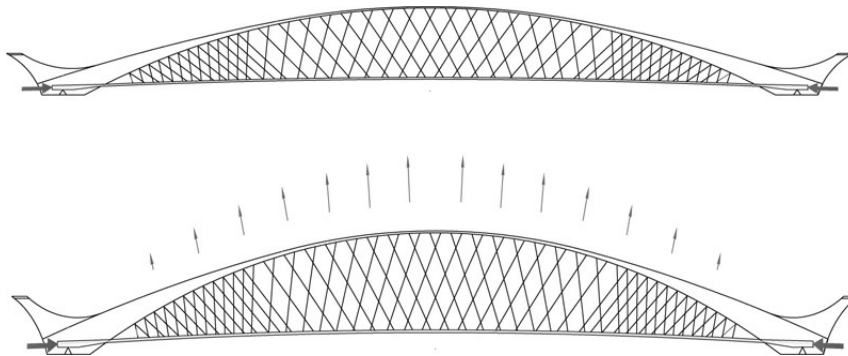
Nejjednodušším typem je dle [8] betonová mostovka. Oproti ocelové má vyšší vlastní tíhu, která oblouk stabilizuje a závěsy mají nižší tendenci relaxovat. Při větším rozpětí je však vyšší vlastní tíha nežádoucí a navrhuje se mostovka ocelová.

Použití betonové mostovky se doporučuje při maximální osové vzdálenosti oblouků 15-18 metrů. Pokud je osová vzdálenost oblouků větší, je vhodnější použít ocelové příčníky. Při osové vzdálenosti do 10 metrů lze mostovku navrhnout bez příčného předpětí. Při větším rozpětí výrazně narůstá nutná tloušťka železobetonové desky, proto je vhodné přidat předpětí i v příčném směru.

Betonová mostovka může být desková s rovným podhledem nebo vylehčená příčnými žebry. Pro zmenšení deformací a ztužení nadpodporové oblasti se navrhuje železobetonový nebo předpjatý koncový příčník. [8]

Krajní táhla mostovky jsou centricky předpjata předpínacími kabely, které se kotví v zárodcích oblouků. Předpínací síla přebírá vodorovnou reakci z oblouku a tvoří tlakovou rezervu v mostovce, proto by v konstrukci neměli vznikat trhliny. Oproti ocelové ortotropní nebo příčnickové mostovce jsou u předpjaté betonové mostovky výrazně nižší nároky na údržbu.

Vnesením předpínací síly do mostovky vzniká sekundárními účinky zdvih oblouku. Vznikají ohybové momenty v oblouku i mostovce, které působí s opačným znaménkem proti ohybovým momentům od stálého zatížení. Předpětí a následný zdvih oblouku vyvolá také větší tahové normálové síly v závěsech.



Obrázek 45 Vliv předpětí mostovky na ostatní části konstrukce [13]

Betonáž mostovky probíhá nejčastěji v kompletním příčném řezu, proto musí být do bednění osazeny mimo betonářskou a předpínací výztuž také zárodky oblouků, spodní profily s úchyty závěsů i lícové prefabrikáty říms.

Aby byla krajní táhla mostovky co nejvyšší, nenavrhuje se u tohoto typu mostu klasická celoplošná izolace a železobetonová římsa. Krajní táhla jsou celá součástí nosné konstrukce a jsou chráněna pouze přímo pochozí stěrkovou izolací.

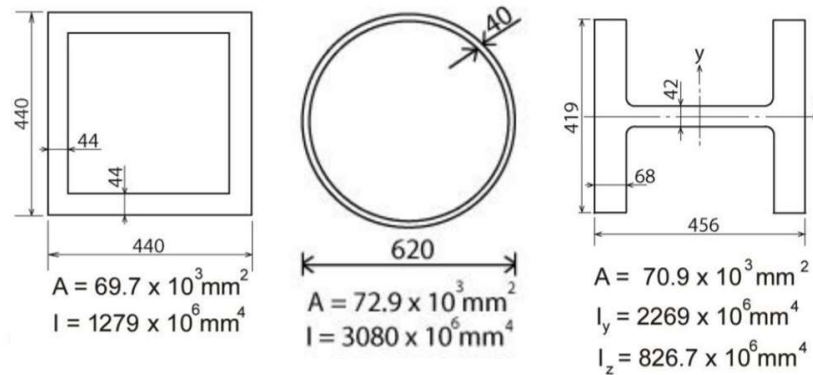
3.4.2 Ocelový oblouk

3.4.2.1 Průřez oblouku

Nejčastějším případem je plnostěnný svařovaný obdélníkový průřez. Při zmenšování dolní pásnice lze vytvořit průřez lichoběžníkový nebo trojúhelníkový. Další možností je průřez kruhový nebo otevřený z profilu H nebo obráceného U.

Největším problémem u uzavřených průřezů je jejich svařování, průřez je neprostupný a lze ho svařovat pouze z vnější strany. Kruhové průřezy se používají u mostů větších rozpětí pro jejich lepší aerodynamické vlastnosti. Otevřený průřez má nejjednodušší detaily přípojů závěsů a nejméně svarů, na druhou stranu má oproti uzavřenému průřezu menší moment setrvačnosti.

[8]



Obrázek 46 Průřezy ocelového oblouku [8]

3.4.2.2 Tvar střednice oblouku

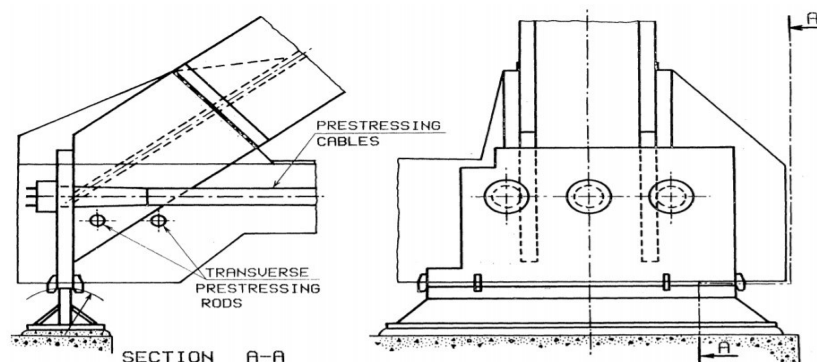
Tvar střednice by měl být navržen tak, aby v největší možné míře eliminoval ohybové namáhání průřezu a přenášel co největší část zatížení prostřednictvím tlakové normálové síly.

Při svislém uspořádání závěsů je vhodnou křivkou parabola druhého stupně. Pro síťový oblouk působí lépe střednice ve tvaru kružnice. Bylo zjištěno, že pro hladší průběh momentů v oblouku u podpor je ještě výhodnější, když se poloměr v krajních částech rozpětí sníží na přibližně 80% původního poloměru. Tento tvar se přibližuje tvaru části elipsy, kterou zvolil pro svůj návrh Per Tveit při návrhu síťového oblouku ve své diplomové práci.

Ideální poměr vzepětí a rozpětí se pohybuje od 0,15 do 0,17. [8]

3.4.2.3 Zárodek oblouku

Zárodek oblouku je část, která je při použití betonové mostovky vkládána do bednění a zajišťuje vetknutí oblouku do mostovky. V zárodku se nacházejí otvory pro kotvení podélné a případné příčné předpínací výztuže. Příčné předpětí v této oblasti zajišťuje lepší roznos tlakové síly do celého příčného řezu.



Obrázek 47 Zárodek síťového oblouku [8]

Zárodek přenáší vodorovnou reakci z oblouku do mostovky a je v něm velmi nepříznivá napjatost. Pro zvýšení odolnosti lze zárodek probetonovat vysokopevnostním betonem nebo přidat ocelové výztuhy.



Obrázek 48 Zárodek mostu ve Svinarech [14]

3.4.3 Závěsy

Nejdůležitějším požadavkem na závěsy je možnost jejich rektifikace, bez které by systém nemohl správně fungovat. Toho lze dosáhnout různými způsoby maticových spojů. Nejlepším systémem je spojka s dvojím závitem, ve které se při otáčení závěs zkracuje či prodlužuje.

Určitou nevýhodou síťového uspořádání závěsů je cena, která je úměrně vysoká počtu spojů s obloukem, mostovkou a celkovým počtem závěsů. Naopak výhodou vysokého počtu závěsů je bezpečnost celého systému. Při posuzování přetržení závěsů vychází síťový oblouk velmi dobře a až při velkém počtu přetržených závěsů konstrukce selhává.

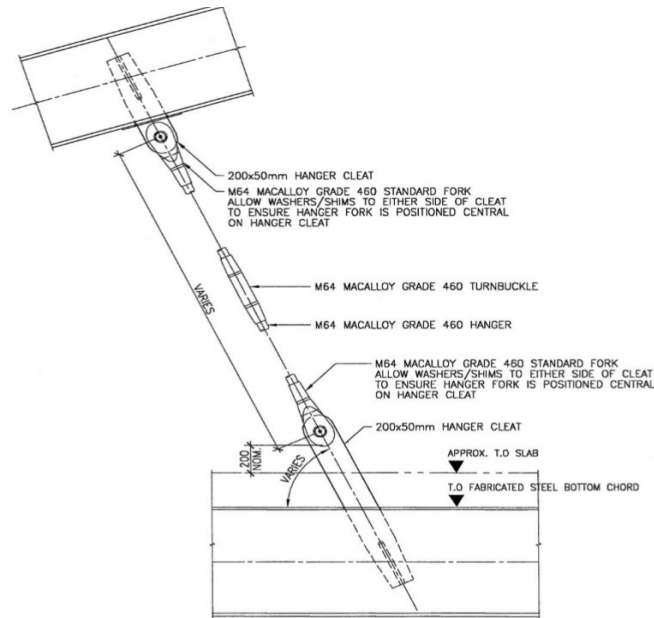
Závěsy mohou být tyčové nebo lanové prvky, které odolávají výhradně tahovému namáhání. K oblouku i mostovce jsou připevněny kloubově a nepřenáší žádné ohybové momenty. Profily jednotlivých závěsů se pohybují od 30 do přibližně 150 milimetrů dle velikosti mostu. [8]

3.4.3.1 Přípoje k oblouku a mostovce

Pro budoucí rekonstrukce je vhodné, aby byly jednotlivé závěsy vyměnitelné. Nejvhodnější je použití čepových spojů.

Při velkém počtu závěsů je výhodné do mostovky zabetonovat ocelový nosník profilu U nebo H, na který se jednotlivé styčnickové plechy zárodků závěsů připevní svarem. Druhou možností je vkládat do bednění samostatné zárodky do jejich přesné pozice a v té je stabilizovat betonářskou výztuží. To je vzhledem k počtu závěsů u síťového oblouku časově náročné.

Přípevnění závěsu k oblouku je provedeno svarovým spojem styčnickového plechu kotvícího přípravku se spodní pásnicí. Je třeba dbát na vhodný tvar, aby bylo dosaženo co nejlepší únavové kategorie detailu.



Obrázek 49 Závěs s čepovými přípoji a rektifikační spojkou [8]

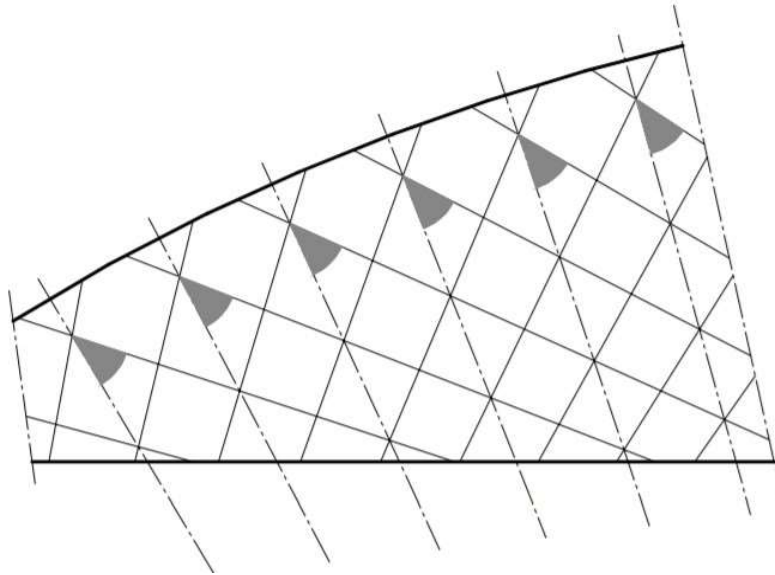
3.4.3.2 Uspořádání závěsů

Sít'ové uspořádání závěsů prokazuje své zlepšené vlastnosti hlavně při nerovnoměrném zatížení, kdy se působení závěsů přibližuje působení stojiny a oblouk s mostovkou působí jako horní a dolní pásnice. Výsledkem jsou až desetinásobně menší deformace od proměnného zatížení na polovině rozpětí pole. Sít'ovým uspořádáním lze uspořit materiál mostovky a oblouku, které lze díky menším ohybovým momentům navrhnout subtilnější. Malou osovou vzdáleností závěsů se výrazně sníží i vzpěrná délka pro vybočení oblouku ve svislé rovině.

Sít'ového uspořádání lze dosáhnout více způsoby. Nejjednodušším z nich je ekvidistantní uspořádání s konstantním vzájemným sklonem závěsů a mostovky. Dále je možné tento úhel snižovat o konstantní hodnotu. Toho lze dosáhnout pomocí dvou ohnisek, ze kterých jsou vedeny úsečky směrem k oblouku. Je možné navrhnout uspořádání, kde je konstantní vzdálenost průsečíků závěsů se střednicí mostovky nebo konstantní vzdálenost mezi závěsy a střednicí oblouku. [8]

Staticky nejvhodnější je radiální uspořádání závěsů. Body křížení jednotlivých závěsů směřují radiálně do středu oblouku. Nejprve je důležité stanovit počet závěsů a podle toho rozdělit oblouk na jednotlivé dílky. Při malém počtu závěsů není jejich fungování správné. Počet závěsů je však nutné omezit i horní hranicí pro ekonomičnost návrhu. Doporučený počet

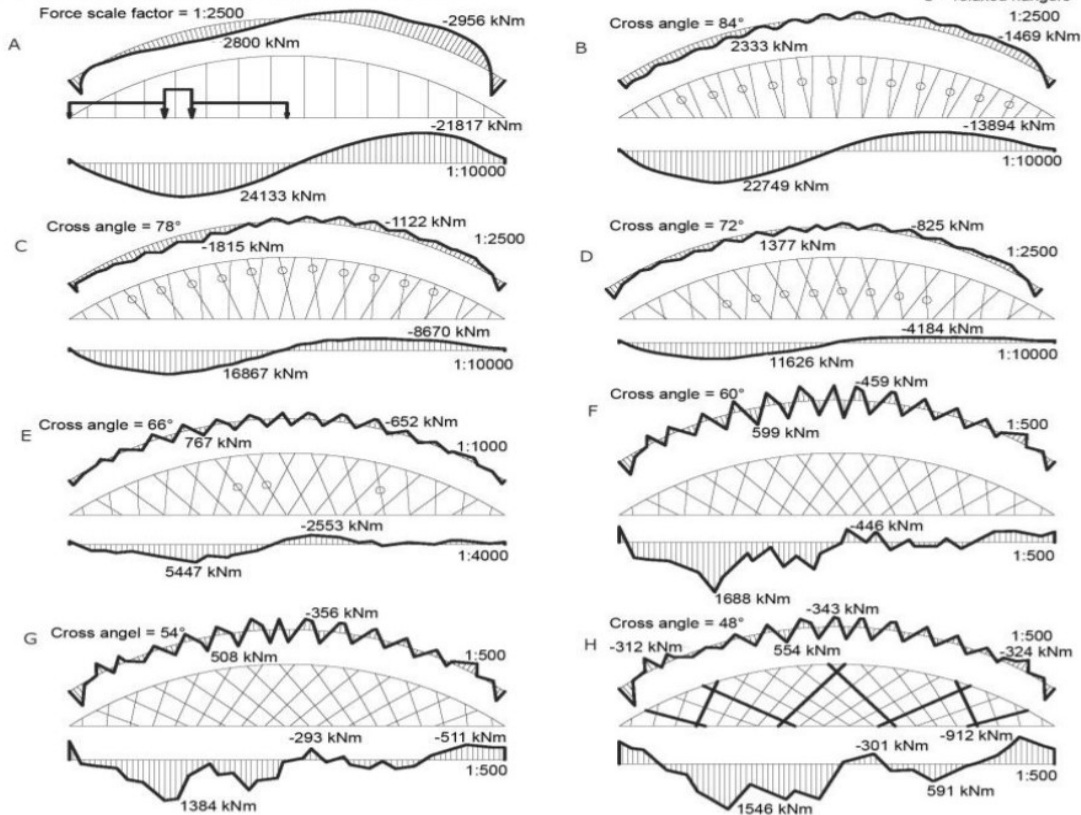
závěsů je rovný délce rozpětí vynásobené koeficientem 0,36-0,48. Počet závěsů musí být pro zajištění symetrie podle středu rozpětí sudé číslo. [15]



Obrázek 50 Radiální návrh síťového uspořádání [15]

Dalším parametrem je úhel křížení závěsů. Dle [15] se ukázal nejvhodnější úhel křížení závěsů v rozmezí od 30° do 42°.

Bending moments in tied arches



Obrázek 51 Ohybové momenty v závislosti na úhlu křížení závěsů s obloukem [15]

3.4.3.3 Ochrana závěsů proti nárazu

Závěsy u síťového oblouku jsou subtilní prvky a při nárazu vozidla hrozí jejich přetržení. Přestože je závěsů velké množství a konstrukce zajišťuje bezpečnost i při ztrátě několika z nich, je potřeba závěsy chránit před nárazem.

Nejčastějším způsobem je použití běžného mostního ocelového svodidla v dostatečné vzdálenosti od závěsů. Možné je také použití betonového svodidla typu New Jersey nebo speciální ocelové zábrany trubkového či jiného ocelového průřezu.



Obrázek 52 Ochrana závěsů trubkovým profilem

3.4.3.4 Rektifikace závěsů

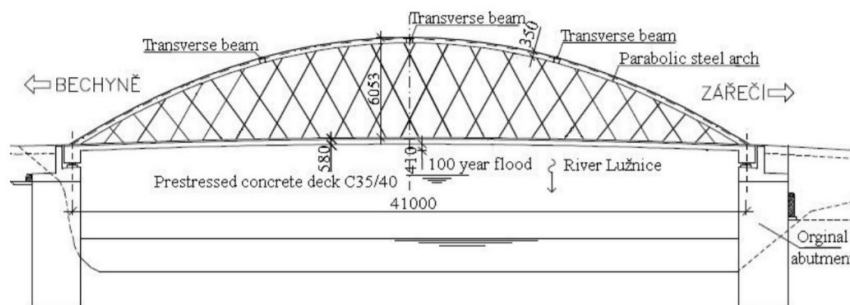
Síťový oblouk je vnitřně mnohokrát staticky neurčitá konstrukce a závěsy se vzájemně ovlivňují, napnutí jednoho závěsu způsobí odlehčení jiných závěsů, proto je třeba provádět napínání ve více krocích v přesně daném pořadí na vypočtené předpínací síly.

3.5 Síťové oblouky v České republice

3.5.1 Most v Bechyni-Zářečí

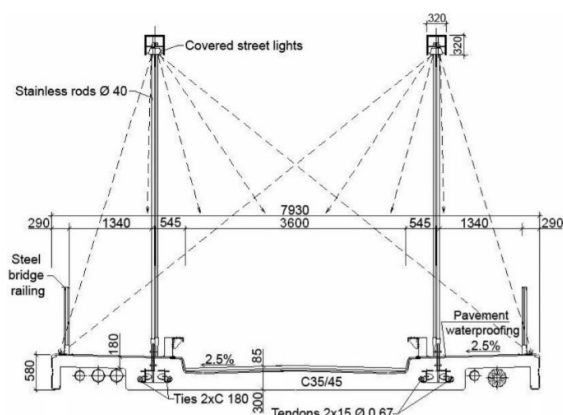
V roce 2004 byl postaven první síťový oblouk v České republice v Zářečí, místní části obce Bechyně na Táborsku. Tento obloukový most nahradil starý ocelový příhradový most z roku 1883. [16]

Pro rozpětí mostu 41 metrů a volnou šířku převáděné komunikace 3,6 metru byl zvolen obloukový most s dolní mostovkou. Dva oblouky s osovou vzdáleností 4,69 metrů byly navrženy ve tvaru paraboly druhého stupně a jejich vzepětí 6 metrů odpovídá přibližně 1/7 rozpětí. Z obou vnějších stran jsou vykonzolovány chodníky široké 1,3 metru. Pod těmito konzolami jsou vedeny inženýrské sítě.



Obrázek 53 Most v Zářečí - podélný řez [12]

Oblouky jsou pro zvýšení stability proti vybočení z roviny oblouku propojeny rámovými ztužidly v polovině a ve čtvrtinách rozpětí. Oblouky i ztužidla jsou vyrobeny z oceli pevnostní třídy S355. Průřez oblouků je ve tvaru obráceného U a má rozměry 320x320 milimetrů s tloušťkou stěn 30 milimetrů.



Obrázek 54 Most v Zářečí - příčný řez [12]

Mostovku tvoří podélně předpjatá betonová deska, která je díky síťovému uspořádání závěsů velice štíhlá. Pod vozovkou je její tloušťka 250–300 milimetrů. Krajiní táhla pod závěsy mají tloušťku 500 milimetrů a chodníkové konzoly 180 milimetrů. V krajních táhlech mostovky jsou vedeny dva 15lanové předpínací kabely. Jejich těžiště odpovídá těžišti betonového průřezu. Kabely jsou kotveny do zárodku oblouku. V příčném směru působí mostovka jako železobetonová deska. Římsy byly betonovány zároveň s nosnou konstrukcí a jejich pohledovou plochu tvoří lícové prefabrikáty. Pro uložení mostovky na ložiska slouží koncový příčník.

Tyčové závěsy v síťovém uspořádání jsou z korozivzdorné oceli a mají průměr 40 milimetrů. Přípoje k oblouku a mostovce byly navrženy speciálně pro tento most. Spojení s obloukem je řešeno přivařenými plechy s otvorem, kterým se tyč protáhne a z vrchní strany se zajistí přišroubováním matky. Spojení s deskou je zajištěno zabetonováním ocelového profilu do táhla, z kterého vyčnívají jednotlivé zárodky závěsů.

U síťového oblouku je velice důležitá rektifikace sil v závěsu, která je zde umožněna speciálním spojem s dvěma závěsy, jež se při utahování přibližují k sobě a tím závěs zkracují a předpínají. Závěsy jsou chráněny proti nárazu vozidla 0,5 metru vysokými ocelovými zábranami.



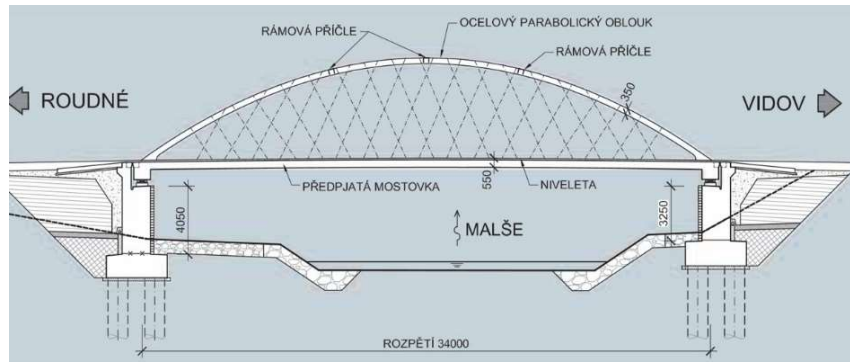
Obrázek 55 Most v Zářečí [17]

Výstavba byla provedena na skruži s velkými příhradovými nosníky, do řeky nezasahovala žádná mezilehlá podpora skruže. Most byl budován na hydraulických lisech s 0,5 metrovým nadvýšením a po dokončení byl spuštěn do finální polohy. Ocelové oblouky byly rozděleny na 3 montážní díly které byly svařeny na staveništi, následně byly přivařeny vodorovná ztužidla. Po montáži závěsů a předpětí mostovky proběhla rektifikace závěsů. [12]

3.5.2 Most v Roudném

Podobně jako most v Zářečí i tento most nahrazuje původní obloukový příhradový most z roku 1892, který nevyhovoval aktuálním požadavkům a v roce 2009 byl nahrazen novým síťovým obloukem. Nový most převádí silnici třetí třídy přes řeku Malši a jeho rozpětí je 34 metrů. Komunikace je navržena v kategorii 7,5/50 a je doplněna chodníky o šířce 1,25 metru, které se nacházejí na konzolách na vnější straně závěsů.

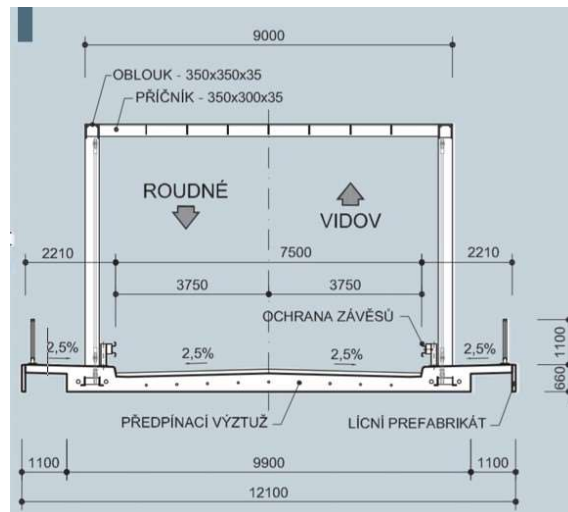
Most je svým vzhledem a konstrukčním řešením velice podobný síťovému oblouku v Zářečí. Dvojici ocelových oblouků od sebe vzdálených 8,65 metrů spojují tři vodorovná rámová ztužidla. Průřez oblouku tvoří taktéž obrácený svařovaný U profil o rozměrech 350x350 milimetrů s tloušťkou stěn 35 milimetrů. Vzepětí ocelových oblouků je 6,05 metrů a poměrné vzepětí je přibližně 1/6, což je více než u mostu v Zářečí.



Obrázek 56 Most v Roudném - podélný řez [18]

Mostovka z betonu C35/45-XF2 je předepnuta pouze v podélném směru, obsahuje dva 19lanové kabely v každém krajním táhle a devět 5lanových kabelů v desce mostovky. Výška táhel je 620 milimetrů a mostovka je ve střechovitém sklonu s maximální tloušťkou 450 milimetrů. V příčném směru působí mostovka jako železobetonová. S rostoucí osovou vzdáleností oblouků se zvětšuje tloušťka mostovky, což se ukazuje při porovnání s mostem v Žářečí.

Závěsy síťového uspořádání jsou z tyčí z korozivzdorné oceli pevnostní třídy S240 o průměru 50 milimetrů. Připojení k mostovce a oblouku je provedeno čepovými spoji. Rektifikace je umožněna pomocí závitového spoje v dolní části závěsů. Do táhla byla zabetonována dvojice úhelníků, k niž jsou přivařeny zárodky závěsů. Ochranu závěsů zde tvoří ocelová mostní svodidla. [18]



Obrázek 57 Most v Roudném - příčný řez [18]

Způsob výstavby je zde totožný jako u mostu v Žářečí. Použity byly věže PIŽMO a příhradové nosníky Peiner. Betonáž mostovky probíhala v kompletním příčném řezu, včetně

zabetonování zárodků oblouků a závěsů. Nosná konstrukce byla celoplošně pokryta stěrkovou izolací a na chodnicích je tato izolace přímo pochozí. [19]



Obrázek 58 Most v Roudném během výstavby [19]

3.5.3 Mosty v Třinci-Balinách

Soumostí mimoúrovňového propojení silnice II/468 a průmyslové zóny Baliny v Třinci obsahuje 2 síťové oblouky o rozpětí 73,5 metrů, které doplňují dvě nájezdové rampy a vše je propojeno srdcovkou v jeden statický a dilatační celek. Hlavním důvodem pro realizaci tohoto soumostí bylo odstranění stávajícího úrovňového křížení s dvojkolejnou tratí Českých drah a tří vleček. Mimo to investor požadoval, aby soumostí tvořilo reprezentativní bránu při vjezdu do města Třinec. Most SO 201 převádí čtyřpruhovou komunikaci přes dvojkolejnou železniční trať a tři železniční vlečky. Most SO 202 přemostňuje silnici druhé třídy II/468 a převádí přes ni pouze dvoupruhovou komunikaci, ke které se přidávají v srdcovce další dva pruhy z nájezdových ramp.

S ohledem na velmi stlačenou stavební výšku byl pro obě hlavní pole soumostí zvolen obloukový most s dolní mostovkou. Na vnější straně oblouků jsou po obou stranách zřízeny revizní chodníky o šířce 0,75 a 1,5 metru. Oba mosty mají shodný konstrukční systém, který se liší pouze dimenzí prvků oblouku, mostovky a závěsů.

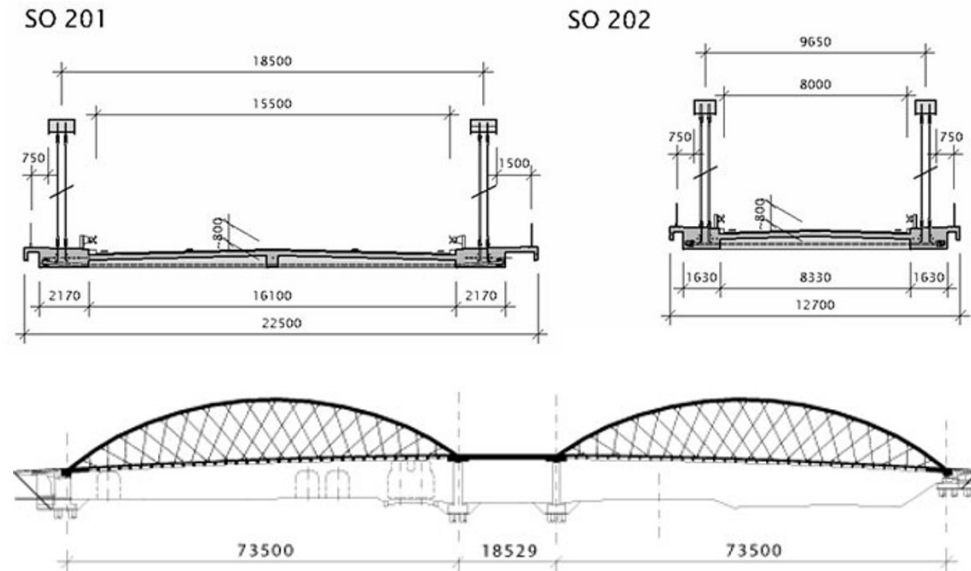


Obrázek 59 Most v Trinci-Balinách [11]

Oblouky jsou vyrobeny z oceli S355NL a jejich osová vzdálenost je u širšího mostu 18,5 metrů a u užšího 9,65 metrů. Celosvařovaný obdélníkový průřez má u širšího mostu rozměry 1150x650 milimetrů a u užšího je šířka zmenšena na 950 milimetrů. Oblouky jsou vetknuty do mostovky a nejsou vodorovně ztuženy. Stabilitu proti vybočení z roviny zajišťuje samotná tuhost ocelového průřezu. Zárodek oblouku není opatřen svislou výztuhou.

Díky použití síťového uspořádání závěsů je stavební výška pouze 800 milimetrů. Mostovku podporuje 36 tyčových závěsů z oceli S460, které mají u obou mostů stejné uspořádání a jejich průměr je 60 milimetrů u širšího mostu a 52 milimetrů u užšího. Spojení závěsů s obloukem a mostovkou zajišťují čepové spoje. Do mostovky jsou zabetonovány dvojice U profilů, které obsahují zárodky závěsů. Ochranu závěsů proti nárazu zde tvoří ocelové svodidlo.

Mostovka je zhotovena z betonu C35/45-XF2 a její tloušťka je 225 milimetrů. Betonové táhlo u širšího mostu má rozměry 2170x900 milimetrů a je předepnuto čtyřmi 27lanovými kabelem. Užší most obsahuje táhla o rozměru 1630x900 se třemi 27lanovými kabelem. Širší most je navíc doplněn o podélné žebro v ose komunikace. Toto žebro šířky 500 milimetrů je předepnuto jedním 27lanovým kabelem. Na rozdíl od mostů v Roudném a Zářečí jsou tyto mosty předepnuty i v příčném směru pomocí žebor šířky 550 milimetrů v osové vzdálenosti 2 metry, kterými jsou vedeny předpínací kabelem.



Obrázek 60 Most v Trinci-Balinách - podélný a příčný řez [20]

Výstavba byla provedena na pevné skruži. Betonáž probíhala ve dvou fázích, nejprve probíhala betonáž mostovky a poté byly dobetonovány subtilní římsy s lícovými prefabrikáty. Pro svaření oblouků byly zřízeny montážní bárky u každého spoje. Celkem byl každý oblouk rozdělen na 5 dílů. Srdcovka byla betonována a předepruta jako poslední, do té doby oblouky působily samostatně a tomu muselo odpovídat i uspořádání ložisek. Po spojení v srdcovce se most začal chovat jako jeden statický a dilatační celek a po změně uspořádání neobsahoval ani jedno pevné ložisko.



Obrázek 61 Most v Trinci-Balinách během výstavby [20]

Na každý závěs byl osazen tenzometr a bylo sledováno jejich napětí v různých fázích výstavby. Závěsy se vzájemně ovlivňují, proto bylo pořadí osazování a napínání závěsů definováno v projektové dokumentaci. Rektifikace závěsů byla provedena až po dokončení vozovek. [20]

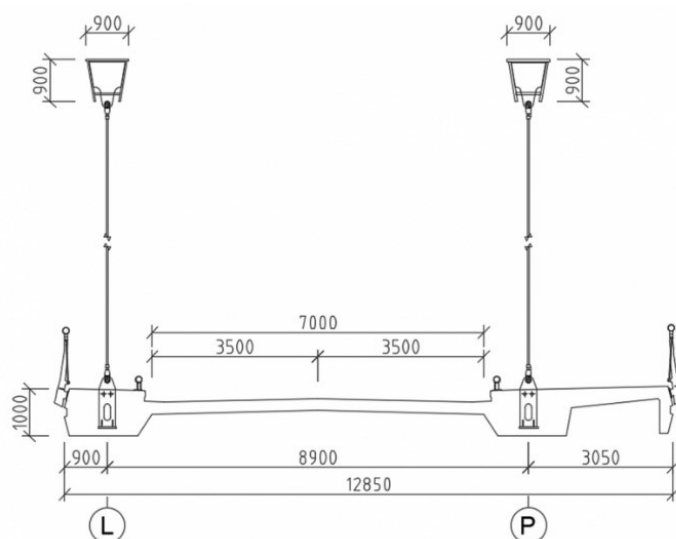
3.5.3.1 Porovnání s mostem ve Svinarech

Tento most není síťovým obloukem, ale jako jeden z mála obloukových mostů má předpjatou betonovou mostovku. Jelikož má podobné rozpětí jako síťový oblouk v Trinci-Balinách, je zde velice zajímavé porovnání konstrukčních prvků s ohledem na rozdílné uspořádání závěsů.



Obrázek 62 Svinarský most přes řeku Orlici

Most se nachází v městské části Hradce Králové, ve Svinarech. Přes řeku Orlici převádí pozemní komunikaci s volnou šířkou 7 metrů a jeden chodník šířky 2,5 metru. Původní ocelový příhradový most z roku 1907 byl v havarijním stavu a po diagnostickém průzkumu bylo rozhodnuto, že se jeho oprava nevyplatí a bude nahrazen novým mostem.



Obrázek 63 Svinarský most - příčný řez [14]

Ocelové oblouky se střednicí ve tvaru paraboly druhého stupně mají lichoběžníkový uzavřený svařovaný průřez výšky 900 milimetrů a šířky horní pásnice 900 milimetrů. Materiál

je stejně jako u mostu v Třinci-Balinách ocel S355NL. Oblouky jsou volně stojící bez vodorovného ztužení, jejich zárodek však obsahuje svislé výztuhy. Teoretické vzepětí oblouků je 11 metrů a poměrné vzepětí odpovídá přibližně 1/7.

Táhla mostovky o výšce 1000 milimetrů a šířce přibližně 1800 milimetrů jsou předepnuta šesti 19lanovými kabely. Samotná mostovka tloušťky 250 milimetrů je podélně předepnuta 7lanovými kabely pravidelně rozmístěnými po jednom metru. V příčném směru podporují mostovku železobetonová žebra, která jsou rozmístěna s osovou vzdáleností 3 metry. [21]



Obrázek 64 Svinarský most - spodní pohled na mostovku

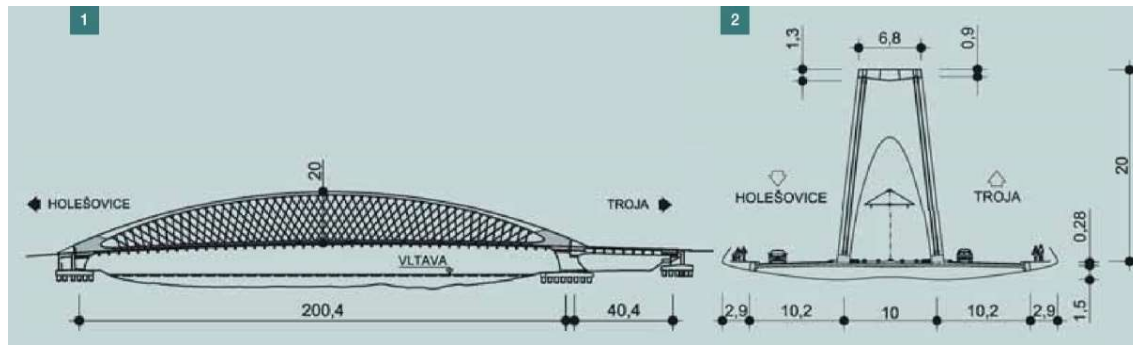
Závěsy jsou ve svislém uspořádání po 3 metrech, vždy nad příčným žebrem. Jedná se o certifikovaná tyčová táhla z oceli S460 o průměru 48 a 56 milimetrů. Zárodky závěsů byly zabetonovány do mostovky, na rozdíl od předchozích síťových oblouků, každý zvlášť. Ochrana závěsů je navržena jako trubkový profil o průměru přibližně 140 milimetrů.

Výstavba mostu probíhala na pevné skruži, v korytě řeky byly vybudovány bárky podporující ocelové nosníky. Most byl betonován v kompletním příčném řezu, v bednění byly připraveny zárodky oblouků a závěsů. [14]

Z porovnání je patrné, že u mostu v Třinci-Balinách je dosaženo díky síťovému uspořádání závěsů výrazně menší výšky průřezu oblouku a plochy předpínací výztuže táhla mostovky. Přestože se mostovka velice podobá té u mostu v Třinci-Balinách, jejich způsob předepnutí je rozdílný. Jelikož není koncový příčník předepnutý, neumožňuje roznos předpínací síly z krajních táhel do celého příčného řezu v oblasti mezi podporami. Proto je u tohoto mostu nutné podélně předepnout i samotnou desku mostovky.

3.5.4 Trojský most

Nový sdružený most přes Vltavu spojuje Holešovice s Trojou a je součástí komplexu Blanka. Převádí dva tramvajové pásy a čtyřpruhovou komunikaci. Most byl navržen s ocelovým obloukem, dolní předpjatou betonovou mostovkou a dvěma rovinami síťově uspořádaných závěsů. Mezi rovinami závěsů se nacházejí tramvajové pásy a na vnějších stranách jsou symetricky 4 jízdní pruhy a chodníky na samostatných ocelových konzolách.



Obrázek 65 Trojský most - podélný a příčný řez [22]

Tato konstrukce je v mnoha ohledech unikátní a vyžádala si detailní statickou, dynamickou a stabilitní analýzu na mnoha složitých výpočetních modelech. Celková šířka mostu je 35,25 metrů. Hlavní pole přes řeku má rozpětí 200,4 metrů a od vedlejšího pole je dilatačně odděleno. Obě konstrukce působí na spodní stavbu jako prosté nosníky. Svým rozpětím je 8. největší síťový oblouk na světě. Vedlejší pole přes inundační území má rozpětí 40,4 metru a bylo navrženo jako předpjatá monolitická trámová konstrukce, jejíž prefabrikované předpjaté příčníky jsou stejné jako ty v hlavním poli.

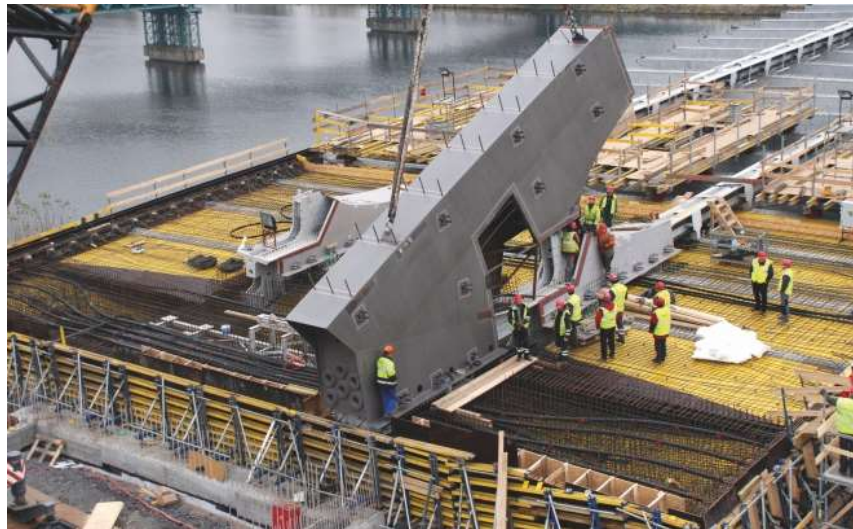


Obrázek 66 Trojský most – společný pilíř hlavního a vedlejšího pole [23]

Hlavní pole působí jako prostě uložený oblouk s táhlem. Ocelový oblouk má vzepětí pouhých 20 metrů a s poměrným vzepětím 1/10 patří mezi nejtíhlejší oblouky na světě. Horní plocha oblouku má kružnicový tvar s konstantním poloměrem, dolní plocha má tvar složeného

kružnicového oblouku, čímž je zajištěno, že se výška průřezu směrem k zárodkům zvětšuje. Ve střední části je oblouk tvořen komorovým průřezem o šířce 6,9 metru a výšce 0,9 až 1,3 metru. Jeho šířka se zvětšuje směrem k podporám a přibližně ve čtvrtinách rozpětí se rozděluje na dva samostatné průřezy. Tloušťka jeho stěn je od 40 do 80 milimetrů.

Zárodky oblouku jsou extrémně namáhané. Přenášejí obrovskou vodorovnou sílu z plochého oblouku do táhla a jsou v nich kotveny předpínací kabely. Proto bylo rozhodnuto o jejich vyplnění vysokopevnostním betonem třídy C80/95, který umožnil plynulý roznos napětí v zárodku a podkotevních oblastech.



Obrázek 67 Trojský most - pohled na zárodek před betonáží mostovky [23]

Mostovka je zavěšena na oblouku pomocí tyčových závěsů průměru 76 až 105 milimetrů v síťovém uspořádání. K mostovce jsou připevněny v osových vzdálenostech přibližně 1,4 metru, což zaručuje rovnoměrnější rozložení zatížení a snížení lokálních namáhání oblouku a mostovky. Velký počet závěsů zajišťuje také vysokou bezpečnost, most je schopen udržet stabilitu i při přetržení několika závěsů.



Obrázek 68 Trojský most - pohled na závěsy [23]

Táhlo oblouku společně s deskou mostovky přenáší vodorovnou sílu z oblouku a je silně předepnuté. V každém z táhel se nachází šest 37lanových kabelů. Samotná deska mostovky je předepnuta v podélném směru. V osové vzdálenosti 4 metry jsou rozmístěny prefabrikované předpjaté příčníky z betonu C60/75-XF2, které zajišťují únosnost v příčném směru.



Obrázek 69 Trojský most při montáži ocelových oblouků [23]

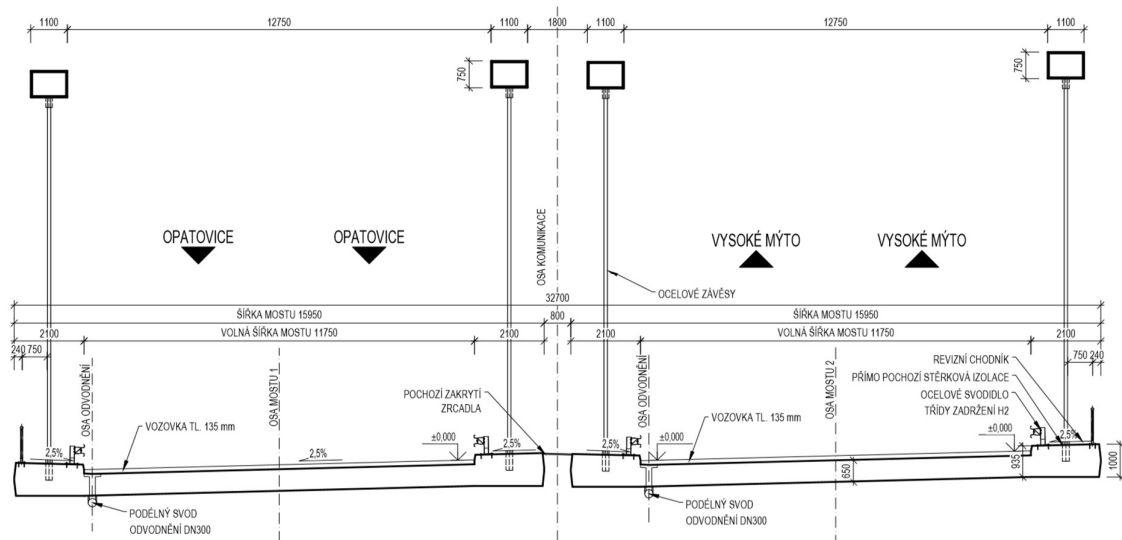
Výstavba začínala zbudováním dočasných podpor v korytě řeky, na něž se postupně vysunula podpůrná ocelová příhradová konstrukce s prefabrikovanými příčníky mostovky. Po vysunutí se začala postupně betonovat mostovka a následně táhla. Po dokončení betonové konstrukce mostovky proběhla bloková montáž ocelového oblouku a instalace tyčových závěsů. Vedlejší pole bylo stavěno na pevné skruži. [22; 23]

4 Předběžná globální analýza

4.1 Návrh síťového oblouku

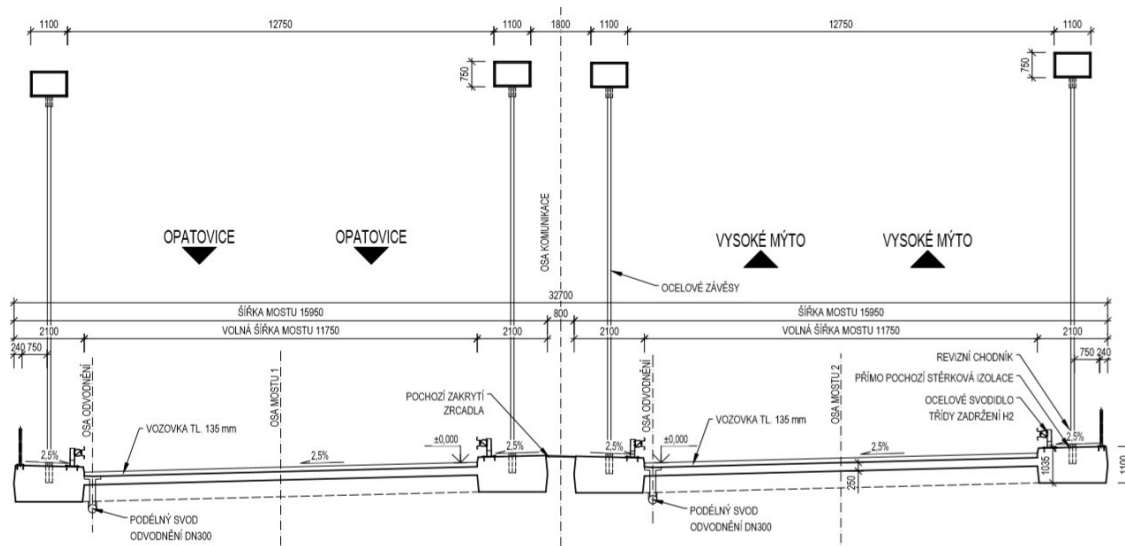
Konstrukce je totožná pro oba jízdní směry a jelikož jsou konstrukce vzájemně staticky nezávislé, bude posuzována pouze jedna z nich. Bakalářská práce se zabývá pouze návrhem hlavního pole se síťovým obloukem, vedlejší pole není předmětem práce. V této předběžné globální analýze jsou navrženy dvě varianty lišící se typem betonové mostovky.

Varianta A je navržena jako plná podélně i příčně předpjatá deska. Plná deska má vyšší vlastní váhu, ale zároveň má vyšší. Tloušťka desky mostovky je navržena 650 milimetrů a táhlo má proměnnou výšku od 935 milimetrů do 1000 milimetrů.



Obrázek 70 Varianta A - plná deska

Varianta B je tvořena mostovkou tloušťky 250 milimetrů, která je doplněna příčnými žebry o rozměru 700x500 milimetrů v osové vzdálenosti 2,5 metru. Táhlo mostovky má proměnnou výšku od 1035 milimetrů do 1100 milimetrů. V příčném směru jsou předepnuta pouze žebra. Výhodou je téměř o čtvrtinu nižší vlastní tíha nosné konstrukce. Její hlavní nevýhodou je náročnost provádění speciálního bednění na míru konstrukce a tím zvýšená cena.



Obrázek 71 Varianta B - deska s žebry

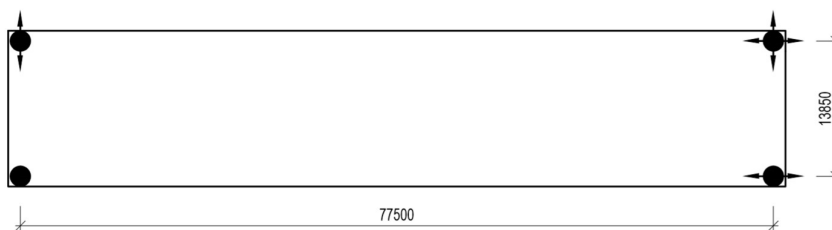
Rozdíly mezi mostovkami obou variant jsou obecně platné pro porovnání deskových a trémových mostů. Pro kratší rozpětí, jako mají mosty v Zářechí či v Roudném, je nižší pracnost významnější než množství ušetřeného materiálu a snížená vlastní tíha. U mostů s delším rozpětím je již ušetřená cena za materiál významná, což lze pozorovat na mostech v Třinci a ve Svinarech, které mají vylehčenou mostovku. U Trojského mostu s rozpětím přes 200 metrů je vylehčení mostovky kvůli snížení vlastní tíhy nezbytné. Pro rozpětí 77,5 metrů jsou navrženy obě varianty, aby bylo možné tento předpoklad prokázat a zjistit, jaké je chování obou z nich při vysouvání konstrukce.

4.1.1 Ostatní části mostu

Předmětem této bakalářské práce je pouze návrh nosné konstrukce síťového oblouku. V této kapitole jsou stručně popsány další části, které jsou důležitou součástí mostní konstrukce.

4.1.1.1 Uložení nosné konstrukce

Pro obě nosné konstrukce je navrženo následující uspořádání ložisek. Uspořádání ložisek musí umožnit dilataci nosné konstrukce. Předpokládá se s návrhem hrncových ložisek.



Obrázek 72 Navržené uspořádání ložisek

4.1.1.2 Spodní stavba

Spodní stavba bude tvořena dvěma stěnovými železobetonovými opěrami a společným pilířem pro obě nosné konstrukce. Opěry jsou navrženy s rovnoběžnými křídly. Pro zadržení svahů u kolejiště a u silnice III. třídy je navržen svah z armované zeminy. S ohledem na výšku násypu je navržena železobetonová přechodová deska.

4.1.1.3 Založení mostu

Založení mostu je předpokládáno na skupině železobetonových vrtaných pilot průměru 1200 milimetrů délky 12-16 metrů. U opěr jsou navrženy dvě řady po 6 pilotách a další 2-3 piloty pod každým křídlem s výjimkou dlouhého křídla u opěry ve směru Opatovice nad Labem. Společné pilíře hlavního a vedlejšího pole jsou založeny na skupině 15 pilot.

Vzhledem ke složitosti založení mostu i okolního vysokého násypu není v této práci založení řešeno a konkrétní počty pilot by bylo nutné stanovit podrobným výpočtem. Dalším důvodem je skutečnost, že síťový oblouk působí na spodní stavbu jako prostý a rovnoměrné i nerovnoměrné sedání nemá vliv na vnitřní síly v nosné konstrukci.

4.1.1.4 Mostní svršek a vybavení

Vozovka na mostě je tvořena třívrstevným asfaltovým souvrstvím, pod kterým je položena izolace z natavovaných asfaltových pásů. Celková tloušťka souvrství je 135 milimetrů.

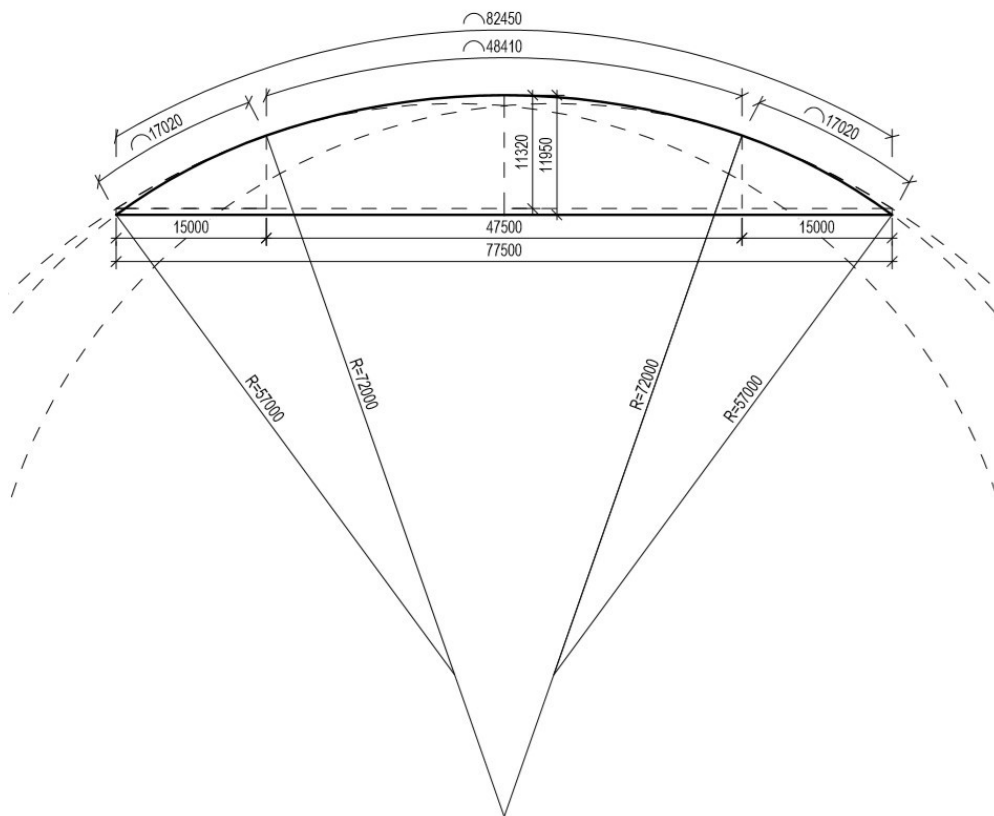
Most neobsahuje typické římsy oddělené od nosné konstrukce celoplošnou izolací. U tohoto typu mostů je navržena římsa součástí nosné konstrukce, čímž je vhodně zvětšena její výška i moment setrvačnosti. Římsa je chráněna přímo pochozí stěrkovou izolací a k nosné konstrukci se po utěsnění kanálků předpínací výztuže doplní pouze betonová obruba, pod kterou je ukončena izolace vozovkového souvrství a navazuje na ni stěrková izolace římsy. Příčný sklon říms se navržen 2,5%.

Na vnějších stranách mostních konstrukcí jsou navržena zábradlí výšky 1,1 metru, která jsou nad kolejištěm doplněna ochranou proti dotyku trakčního vedení. Zábradlí na vnitřní straně je vynecháno v oblasti síťových oblouků, kde je navrženo pochozí zakrytí zrcadla. Vzhledem k tomu, že síťové oblouky nemají římsy pro vedení chrániček, jsou tyto chráničky vedeny pod zakrytým pochozím zrcadlem a jsou kotveny k bočním stranám táhel mostovky. Chráničky tedy budou přístupné z vrchu, což je při případných opravách a změnách ve vedení kabelů výhodné, protože nebude nutné složitě přistupovat k chráničkám z kolejiště. Chráničky jsou po přechodu na vedlejší pole převedeny do vnitřní římsy mostu 2.

4.1.2 Optimalizace střednice a uspořádání závěsů

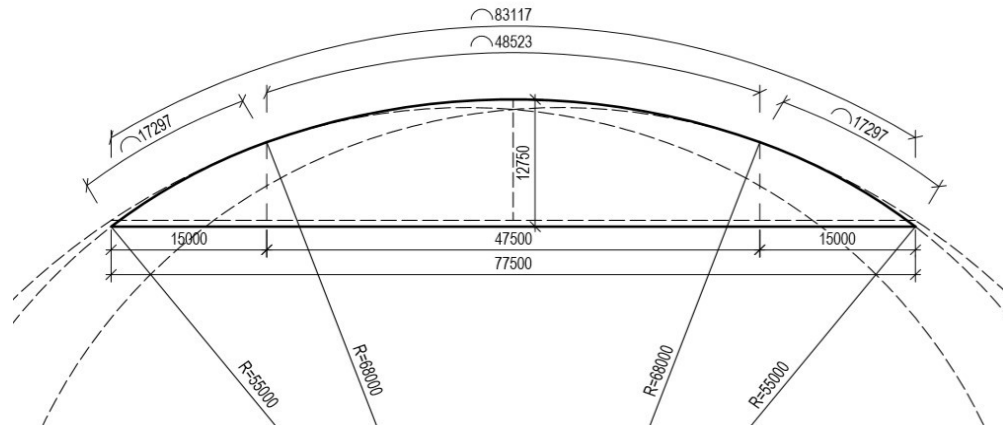
Z informací získaných během rešerše je zjištěno, že pro most se síťovým obloukem je nevhodnější tvar střednice kružnicový oblouk, jehož krajní části mají od přibližně 1/5 rozpětí zmenšený poloměr na 80% původního poloměru. [15]

V přesném návrhu je nejprve vynesena oblouk s konstantním poloměrem 72 metrů s teoretickým vzepětím 11,32 metrů. Tento oblouk je z každé strany ukončen 15 metrů od osy uložení a se společnou tečnou je připojen další kružnicový oblouk s poloměrem 57 metrů. Díky zmenšení poloměru se změnilo teoretické vzepětí na hodnotu 11,95 metrů, což odpovídá 0,154 násobku rozpětí. Dle [8] je vhodným poměrem mezi vzepětím a rozpětím 0,15-0,17.



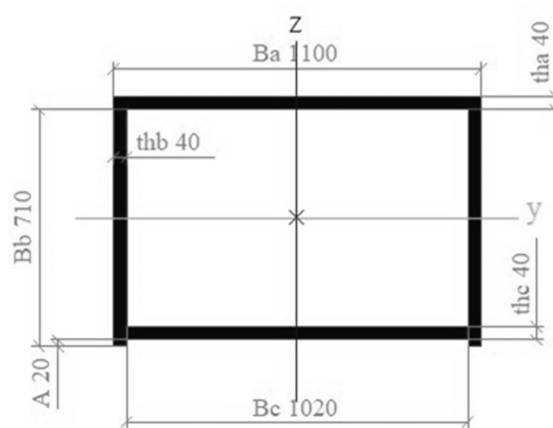
Obrázek 73 Návrh střednice složeného kružnicového oblouku

Pro porovnání je stejným způsobem navržena střednice s větším vzepětím. První oblouk má poloměr 68 metrů a krajní části do 15 metrů od osy uložení mají poloměr 55 metrů. Teoretické vzepětí 12,75 metru odpovídá 0,165 násobku rozpětí a poměrné vzepětí je téměř 1/6.



Obrázek 74 Návrh střednice pro vzepětí 12,75 metrů

Oblouk je navržen jako uzavřený svařovaný obdélníkový průřez o rozměrech 1100x750 milimetrů s tloušťkou stěny 40 milimetrů. Předběžný návrh neobsahuje příčnou výztuhu zárodku ani vodorovné ztužení mezi oblouky, které lze dodatečně navrhnout, pokud by posouzení oblouku nevyhovělo.

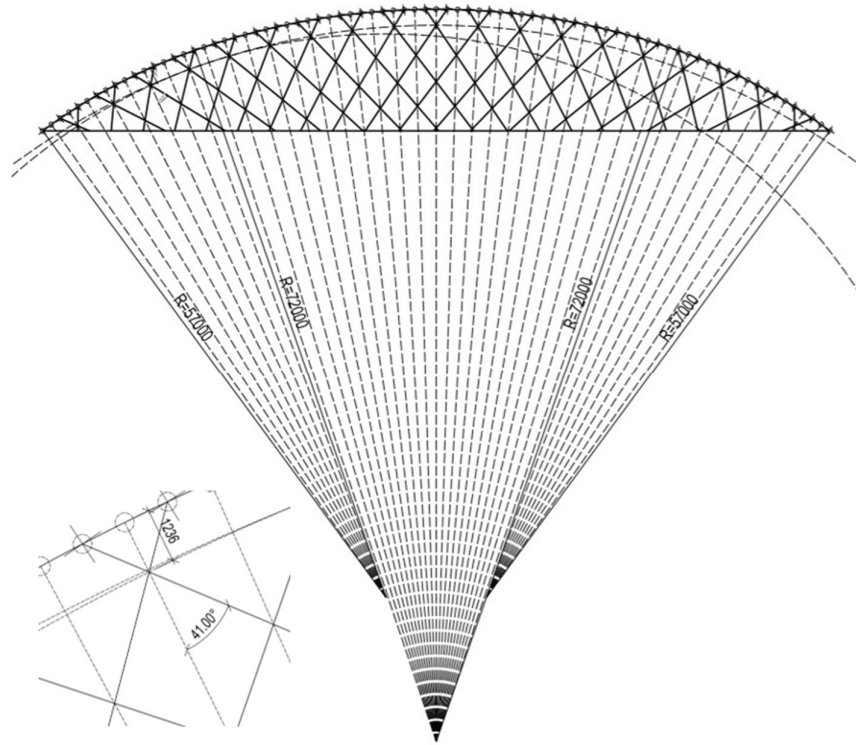


Obrázek 75 Průřez oblouku

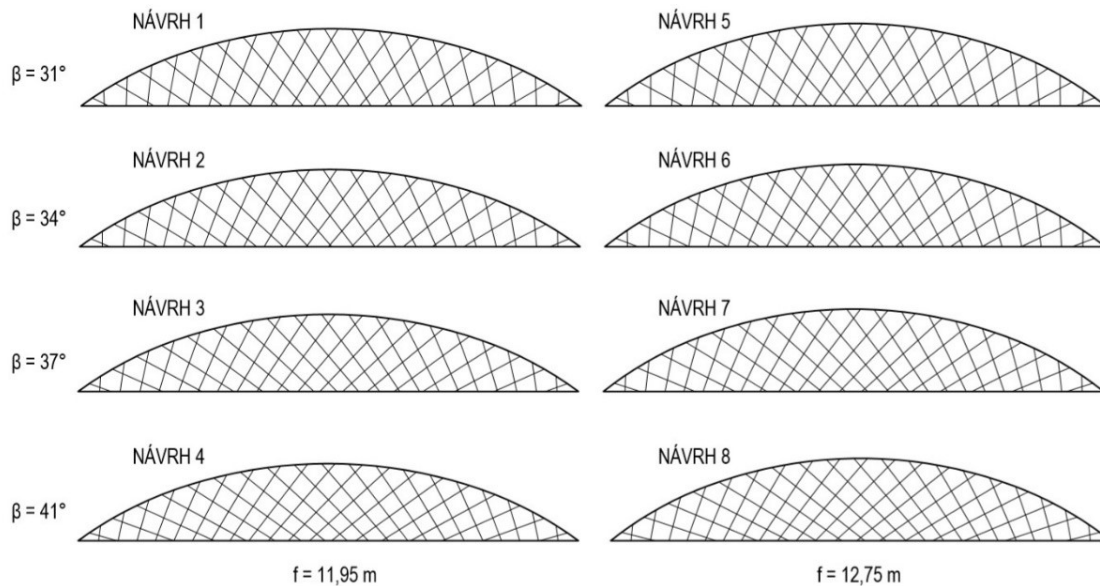
Závěsy jsou provedeny z tyčových rektifikovatelných táhel firmy MacAlloy s čepovými spoji na obou koncích. Protože jsou u síťového oblouku všechny závěsy namáhány přibližně stejnou tahovou normálovou silou, je průměr u všech závěsů shodně 60 milimetrů. [24]

Přípevnění závěsů k oblouku je navrženo pomocí styčnickových plechů. Pro připojení k mostovce je vzhledem k počtu závěsů navržena dvojice nosníků profilu UPE 240 pro každé táhlo, ke kterým budou přivařeny zárodky závěsů. Tyto nosníky budou na staveniště dopraveny po dílech o délce přibližně 10 metrů a budou vloženy do bednění a zajištěny do správné polohy betonářskou výztuží.

Návrh uspořádání závěsů je proveden radiální metodou. Každý oblouk je rozdělen na 39 rovnoměrných dílků a obsahuje 38 závěsů. Dílky jsou dlouhé přibližně 2 metry dle velikosti vzepětí oblouku. Úhel křížení závěsů je navržen variantně 31°, 34°, 37° a 41°.



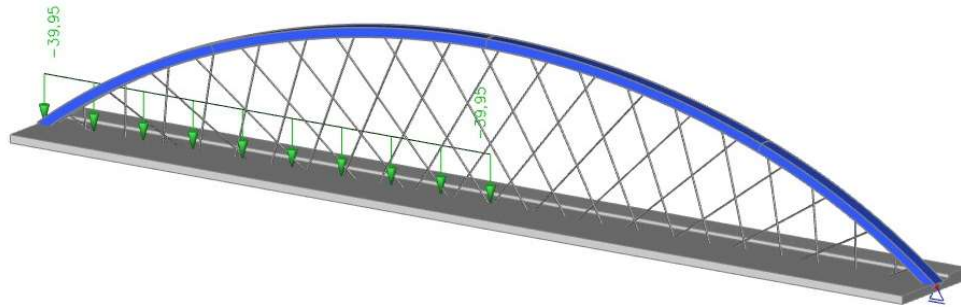
Obrázek 76 Princip návrhu uspořádání závěsů



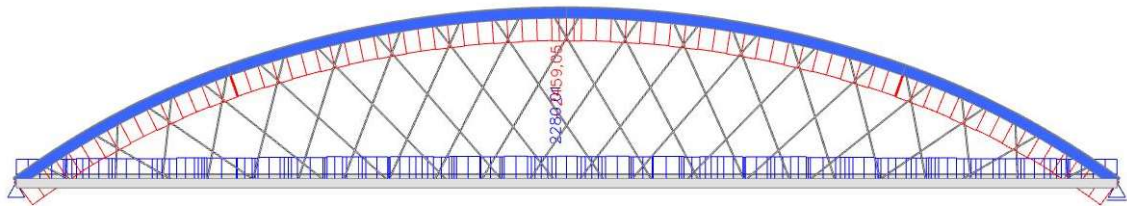
Obrázek 77 Varianty uspořádání závěsů dle vzepětí f a úhlu křížení β

4.1.2.1 Porovnání návrhů

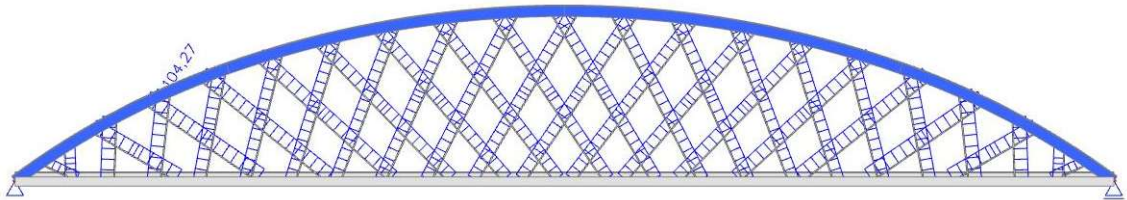
Porovnání je provedeno pomocí 2D prutového modelu s průřezem odpovídajícím polovině mostovky. Pro porovnání je vybráno rovnoměrné zatížení od modelu LM1 včetně zatížení chodníků, v jednom případě na celé délce pole a v druhém pouze na polovině rozpětí. Pro vzetpětí 11,95 metrů je provedeno porovnání pro všechny čtyři navržené úhly křížení a vzetpětí 12,75 metrů je porovnáno pouze s nevhodnější variantou úhlu křížení.



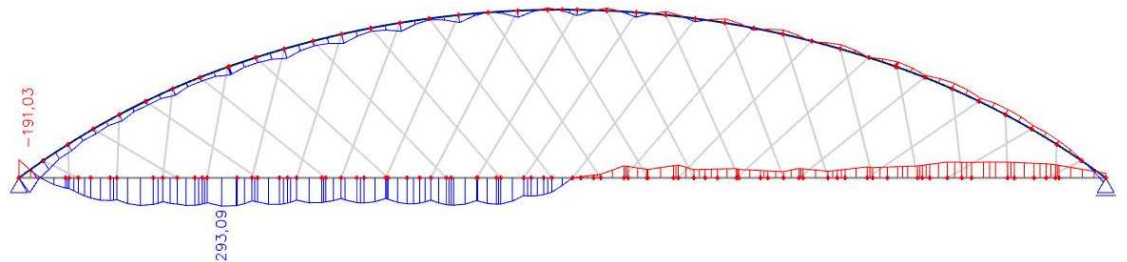
Obrázek 78 Schéma 2D prutového modelu



Obrázek 79 Návrh 1 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN]



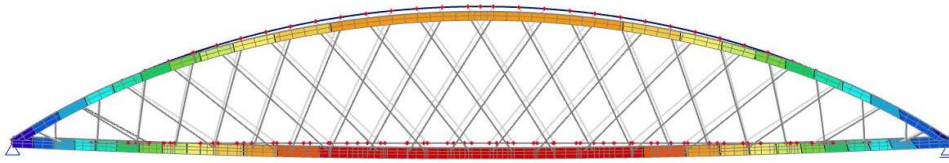
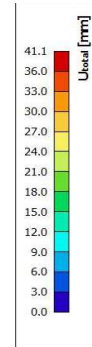
Obrázek 80 Návrh 1 - normálové síly v závěsech [kN]



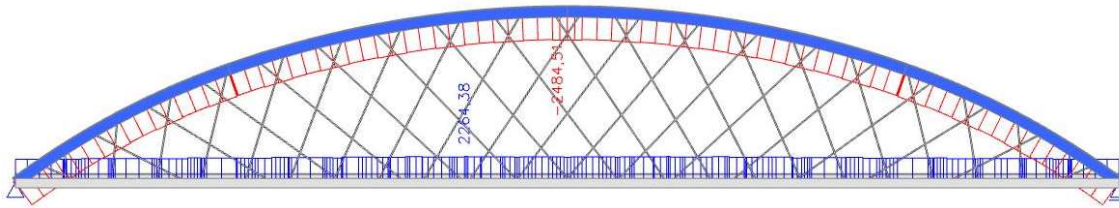
Obrázek 81 Návrh 1 - ohybové momenty od zatížení poloviny pole [kNm]

3D přemístění

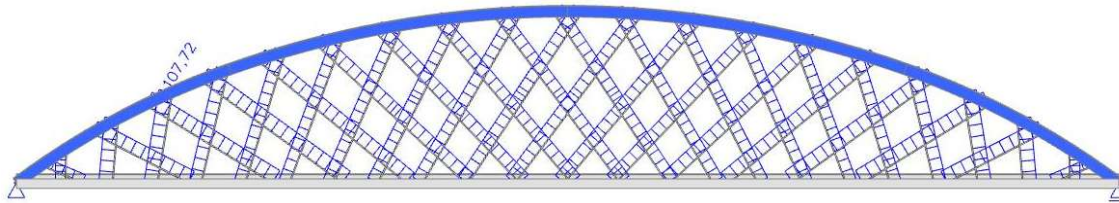
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: Z51
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



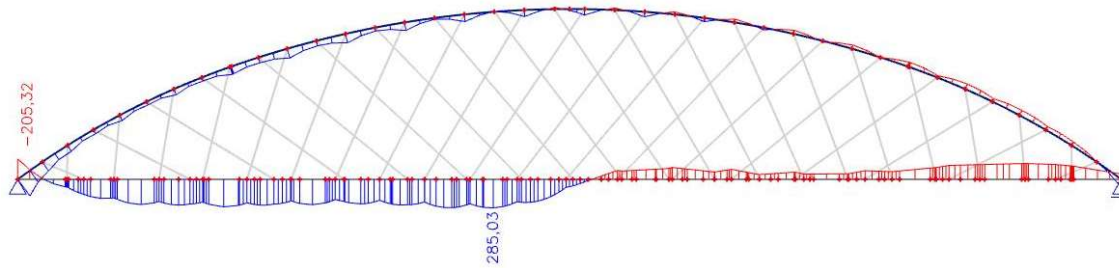
Obrázek 82 Návrh 1 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy



Obrázek 83 Návrh 2 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN]



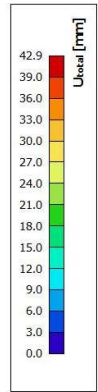
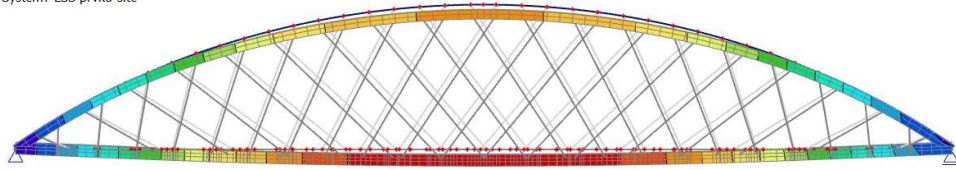
Obrázek 84 Návrh 2 - normálové síly v závěsech [kN]



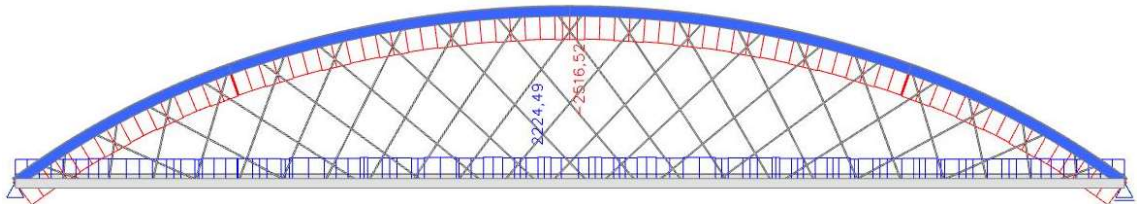
Obrázek 85 Návrh 2 - ohybové momenty od zatížení poloviny pole [kNm]

3D přemístění

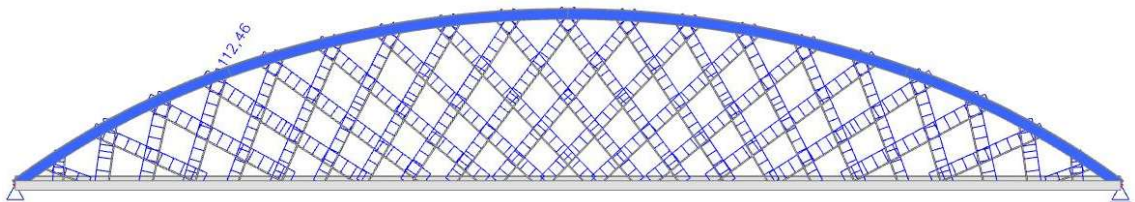
Hodnoty: Ulozet
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



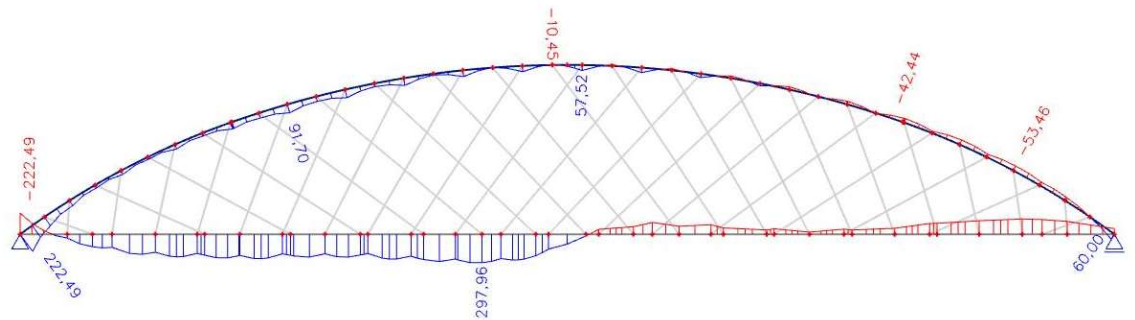
Obrázek 86 Návrh 2 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy



Obrázek 87 Návrh 3 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN]



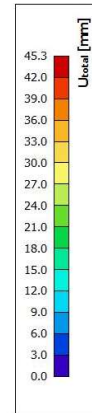
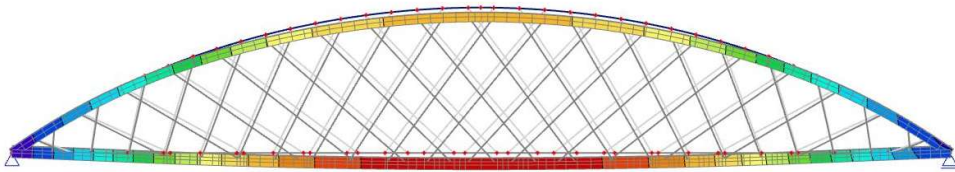
Obrázek 88 Návrh 3 - normálové síly v závěsech [kN]



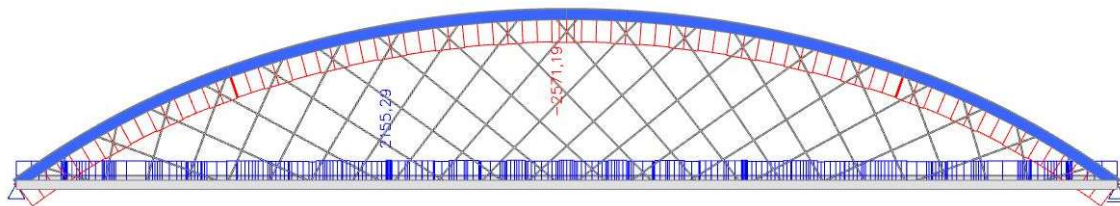
Obrázek 89 Návrh 3 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]

3D přemístění

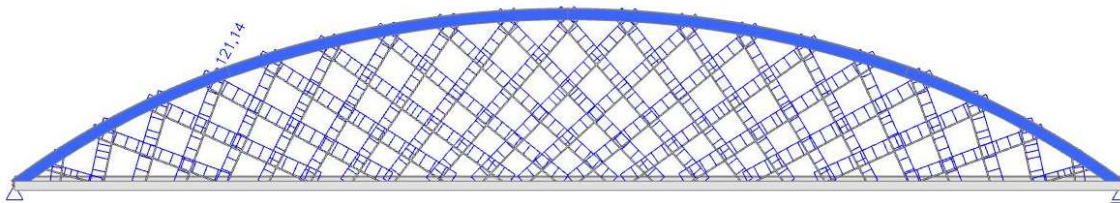
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



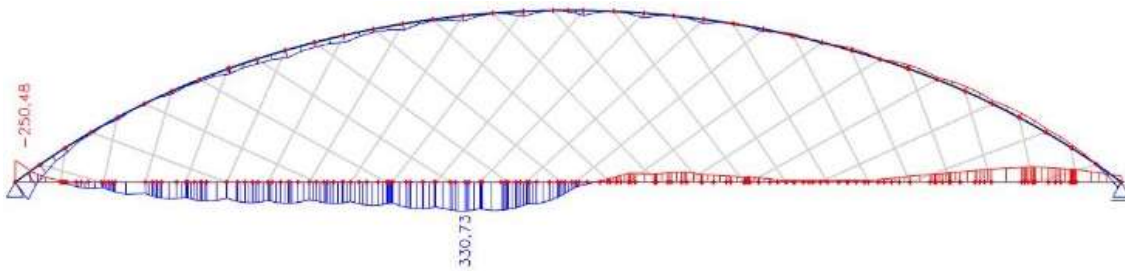
Obrázek 90 Návrh 3 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy



Obrázek 91 Návrh 4 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN]



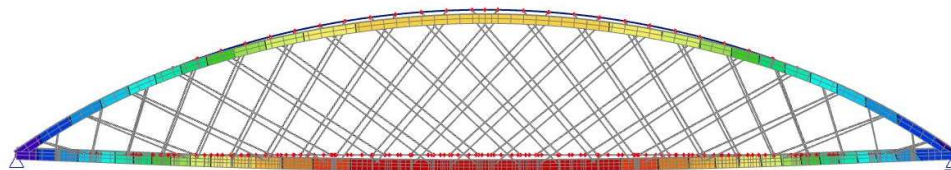
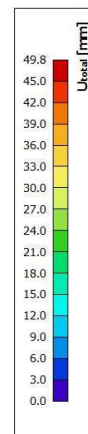
Obrázek 92 Návrh 4 - normálové síly v závěsech [kN]



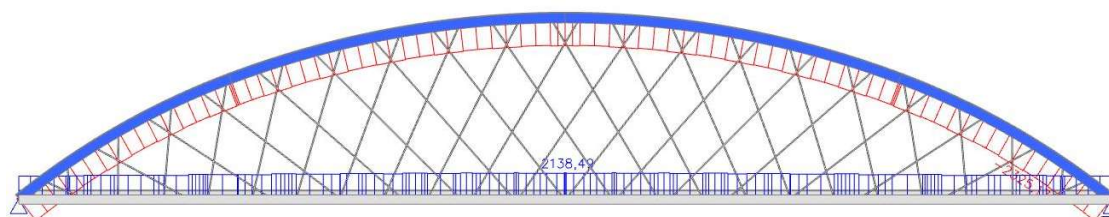
Obrázek 93 Návrh 4 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]

3D přemístění

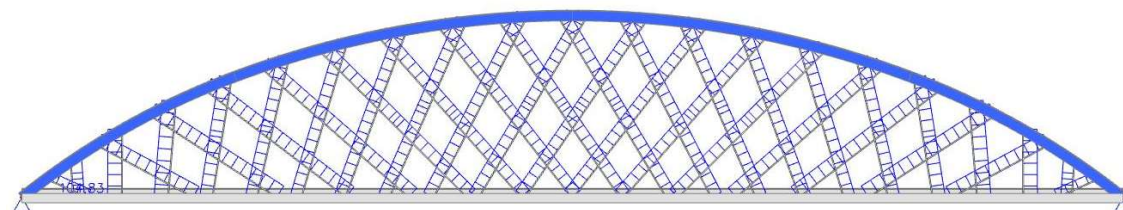
Hodnoty: U_{total}
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě



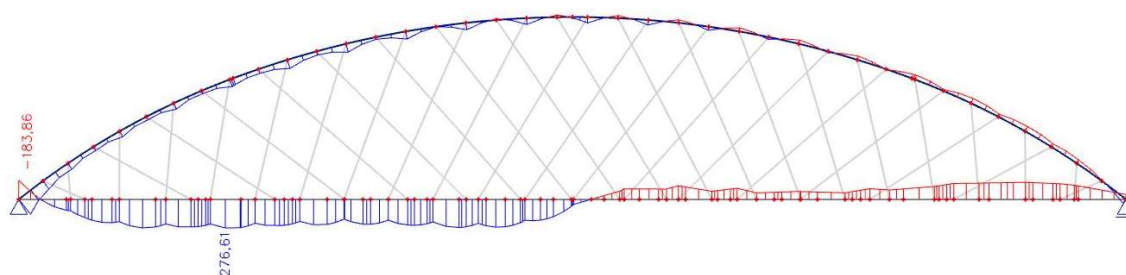
Obrázek 94 Návrh 4 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy



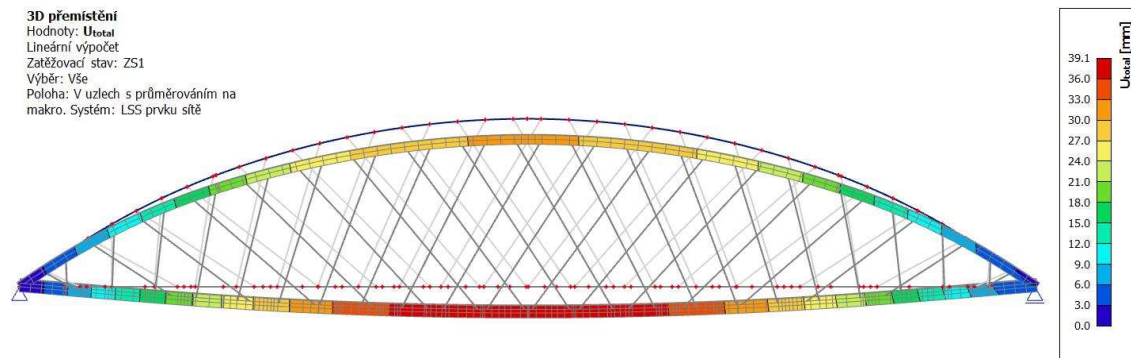
Obrázek 95 Návrh 5 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN]



Obrázek 96 Návrh 5 - normálové síly v závěsech [kN]



Obrázek 97 Návrh 5 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]



Obrázek 98 Návrh 5 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy

4.1.2.2 Vyhodnocení návrhů

Navržené varianty jsou na základě zkoumaných veličin porovnány v následující tabulce. Z výsledků jsou vyhodnoceny určité zákonitosti chování síťového oblouku.

Tabulka 1 Porovnání variant dle uspořádání závěsů a teoretického vzepětí

Číslo návrhu	Teoretické vzepětí f [m]	Úhel křížení závěsů β [°]	UDL na celé rozpětí			Vlastní tíha	UDL na polovině rozpětí	
			Oblouk	Mostovka	Závěsy	Deformace	Oblouk	Mostovka
			N_{max} [kN]	N_{max} [kN]	N_{max} [kN]	U_{total} [mm]	M_{max} [kNm]	M_{max} [kNm]
1	11,95	31	-2459,06	2280,01	104,27	41,1	191,03	293,09
2	11,95	34	-2484,51	2264,38	107,72	42,9	205,32	285,03
3	11,95	37	-2516,52	2224,49	112,46	45,3	222,49	297,96
4	11,95	41	-2571,19	2155,29	121,14	49,8	250,48	330,73
5	12,75	31	-2325,19	2138,49	104,83	39,1	183,86	276,61

V první fázi je sledováno chování při stejném vzepětí u 4 různých úhlů křížení závěsů. Je patrné, že se zvyšujícím se úhlem závěsů vzniká v závěsech i oblouku větší normálová síla, naopak v mostovce se normálová síla zmenšuje. Nižší úhel křížení se projevuje i menšími průhyby od vlastní tíhy konstrukce.

Momenty v oblouku při zatížení na polovině rozpětí jsou také nejmenší při nejmenším úhlu křížení. Toto pravidlo se vždy nepotvrzuje u momentů v mostovce. Důvodem je, že na rozdíl od oblouku, na kterém jsou závěsy rozmístěny v pravidelných vzdálenostech, jsou na mostovce závěsy rozmístěny u každého uspořádání s jistou nepravidelností. Je žádoucí, aby maximální vzdálenosti mezi závěsy na mostovce byly na celém rozpětí co nejmenší, v ideálním případě všechny stejně velké. Toho však radiálním způsobem uspořádání nelze dosáhnout a pokud by byl rozdělen na pravidelné dílky oblouk i mostovka, závěsy by musely mít náhodné úhly křížení a nepůsobily by staticky stejně vhodně, jako při uspořádání radiálním.

Nejvhodnější se v porovnání ukázal úhel křížení 31°, mimo nejvyšší vnitřní síly a deformace je výhodou také nejmenší celková délka závěsů a z toho plynoucí nižší cena.

Při porovnání stejných úhlů křížení u různých vzepětí se potvrdilo pravidlo, že při větším vzepětí se snižuje vodorovná síla v táhle oblouku. Maximální normálová síla v závěsech se téměř neliší, hlavním rozdílem jsou moment a normálová síla v oblouku, které jsou při větším vzepětí výrazně nižší.

Je důležité nebrat v potaz pouze vnitřní síly. Při návrhu vyššího vzepětí se zvětšuje celková délka závěsů i délka oblouku. Na druhou stranu méně namáhaný oblouk může mít menší plochu průřezu. Pro přenesení síly v táhle se se zvětšující tahovou silou u nižšího vzepětí zvětšuje i nutná plocha předpínací výztuže.

S ohledem na výše uvedené porovnání je pro další postup vybrán návrh 5 se vzepětím 12,75 metrů a úhlem křížení 31° .

4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Jelikož mostovka neobsahuje celoplošnou izolaci a železobetonové římsy, je nosná konstrukce chráněna v některých částech pouze stěrkovou přímo pochozí izolací a je proto přímo vystavena vlivům vnějšího prostředí.

Nachází se ve střídavě mokřím a suchém prostředí a je vystavena postříkům obsahujícím chloridy. Z hlediska střídavého působení mrazu a rozmrazování je betonová část nosné konstrukce zařazena do stupně XF4, protože je vystavena rozmrazovacím prostředkům. Z těchto důvodů je navržen beton následujících parametrů:

C40/50-XC4-XD3-XF4

- charakteristická válcová pevnost v tlaku ve stáří 28 dní... $f_{ck} = 40$ MPa
- návrhová pevnost betonu v tlaku... $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 40/1,5 = 26,67$ MPa
- modul pružnosti... $E_{cm} = 35$ GPa
- střední hodnota pevnosti v tahu... $f_{ctm} = 3,5$ MPa [25]

4.2.2 Betonářská výztuž

B500B

- charakteristická mez kluzu... $f_{yk} = 500$ MPa
- návrhová mez kluzu... $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,78$ MPa

4.2.3 Předpínací výztuž

Podélné i příčné předpětí mostovky je navrženo jako dodatečné vnitřní předpětí se soudržností pomocí předpínacích lan s označením Y1860S7. Lano profilu 15,7 milimetru je složeno ze 7 drátů.

- plocha jednoho lana... $A_{pl} = 150 \text{ mm}^2$
- modul pružnosti... $E = 195 \text{ GPa}$
- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu... $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- charakteristická smluvní mez kluzu... $f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 0,88 \cdot 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$
- maximální povolené napětí v předpínací výztuži: [26]

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p,0,1k})$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1636,8)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(1488; 1473,12)$$

$$\sigma_{p,max} = 1473,12 \text{ MPa}$$

- maximální povolené napětí po zakotvení:

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,8 \cdot f_{p,0,1k})$$

$$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1636,8)$$

$$\sigma_{p,m0} = \min(1395; 1391,28)$$

$$\sigma_{p,m0} = 1391,28 \text{ MPa}$$

Kanálky z vinutého plechu jsou navrženy dle [27] v následujících rozměrech:

- kabely o 7 lanech s vnitřním průměrem 55 milimetrů a vnějším průměrem 62 milimetrů
- kabely o 12 lanech s průměry 75/82 milimetrů
- kabely o 15 lanech s průměry 80/87 milimetrů
- kabely o 19 lanech s průměry 90/97 milimetrů
- kabely o 22 lanech s průměry 100/107 milimetrů
- kabely o 25 a 27 lanech s průměry 110/117 milimetrů

Krycí vrstva předpínací výztuže je navržena dle [25]. Rozhodující je minimální vrstva z hlediska soudržnosti, kde se $c_{min,b}$ rovná vnitřnímu průměru kanálku, maximálně však lze uvažovat 80 milimetrů. Minimální krycí vrstva s ohledem na podmínky prostředí vychází méně než 80 milimetrů a není proto rozhodující.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{min} = \max\{80; 60 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

4.2.4 Ocel

Oblouk: S355

- mez kluzu... $f_y = 355$ MPa do tloušťky prvku 40 mm, $f_y = 335$ MPa pro prvky tloušťky více než 40 mm
- mez pevnosti... $f_u = 490$ MPa do tloušťky prvku 40 mm, $f_u = 470$ MPa pro prvky tloušťky více než 40 mm
- modul pružnosti... $E = 210$ GPa
- součinitel materiálu... $\gamma_{M0}, \gamma_{M1} = 1,0$ [28]

Závěsy od výrobce MacAlloy: S460N

- mez kluzu $f_y = 460$ MPa
- mez pevnosti $f_u = 610$ MPa [24]
- modul pružnosti... $E = 210$ GPa
- součinitel materiálu... $\gamma_{M0} = 1,0$

4.3 Zatížení

4.3.1 Stálé

Stálé zatížení se skládá z vlastní tíhy nosné konstrukce a ostatního stálého zatížení. Pokles podpor nemá vliv na vnitřní síly, protože konstrukce působí na spodní stavbu jako prostý nosník. Jedná se o vnitřně staticky neurčitou konstrukci a do stálého zatížení patří také primární a sekundární účinky předpětí.

4.3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce je automaticky počítána programem Scia Engineer 16.1. Pro potřeby předběžného návrhu předpínací výztuže a pro kontrolu byla vypočtena vlastní tíha na polovinu konstrukce, ve které byla zanedbána vlastní tíha závěsů.

Tabulka 2 Vlastní tíha přepočtená na liniové zatížení poloviny konstrukce

Konstrukční prvek	Objemová tíha [kN/m ³]	Plocha průřezu [m ²]	Koeficient délky prvku	Žebro [kN]	Počet žebor [ks]	Liniové zatížení [kN/m]
Plná deska	25,0	5,851	1,000	-	-	146,263
Deska s žebry	25,0	3,711	1,000	51,41	32	113,988
Oblouk	78,5	0,142	1,072	-	-	11,787
Celkem s plnou deskou						158,049
Celkem s deskou s žebry						125,775

4.3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Na mostě je navržena vozovka z asfaltového souvrství tloušťky 130 milimetrů a natavovaný asfaltový izolační pás (NAIP) tloušťky 5 milimetrů. Svodidla a zábradlí na vnějších

stranách mostů včetně ochranných prvků proti dotyku trakčního vedení i zatížení od pochozího zakrytí zrcadla jsou zjednodušeně odhadnuty shodně na 1 kN/m.

Pro ostatní stálé zatížení je uvažována pouze střední hodnota. Dolní a horní charakteristické hodnoty, které zahrnují vliv odchylek přesnosti tloušťky vrstvy izolace a asfaltového souvrství, nejsou uvažovány.

Tabulka 3 Ostatní stálé zatížení na polovinu konstrukce

Název prvku	Objemová tíha [kN/m ³]	Tloušťka vrstvy [m]	Plošné zatížení [kN/m ²]	Zatěžovací šířka [m]	Liniové zatížení [kN/m]
Asfaltové souvrství	24	0,130	3,120	5,875	18,330
NAIP	14	0,005	0,070	5,875	0,411
Svodidla	-	-	-	-	1,000
Zábradlí	-	-	-	-	1,000
Celkem ostatní stálé na polovinu mostu					20,741

4.3.2 Proměnné

Předběžná globální analýza je zjednodušená, zanedbáno je zatížení větrem a teplotou. Zatížení dopravou je zúženo pouze na sestavu grla obsahující charakteristickou hodnotu modelu LM1 a kombinační hodnotu zatížení revizních chodníků.

4.3.2.1 Zatížení dopravou

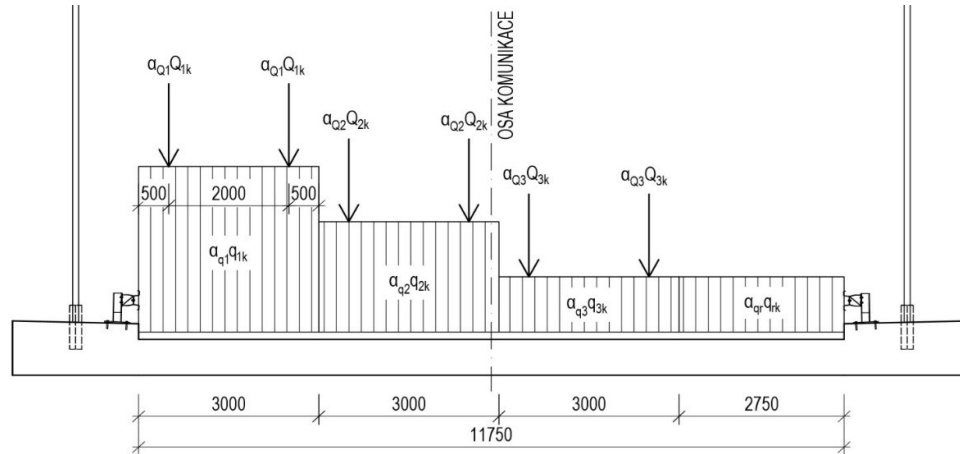
Volná šířka mostu je 11,75 metrů, vozovka je rozdělena na tři zatěžovací pruhy o šířce 3 metry a zbývající plochu šířky 2,75 metru. K modelu LM1 je přidáno zatížení revizních chodníků šířky 0,75 metru s kombinační hodnotou 3 kN/m². Chodníky se nacházejí na vnější straně závěsů po obou stranách mostu.

Šířka chodníků je zúžená v místě zárodku oblouku na přibližně 300 milimetrů, dle požadavků investora by byl tento lokální problém řešen například krátkou vyloženou konzolou, díky které by se v okolí zárodku rozšířila šířka chodníku na 750 milimetrů.

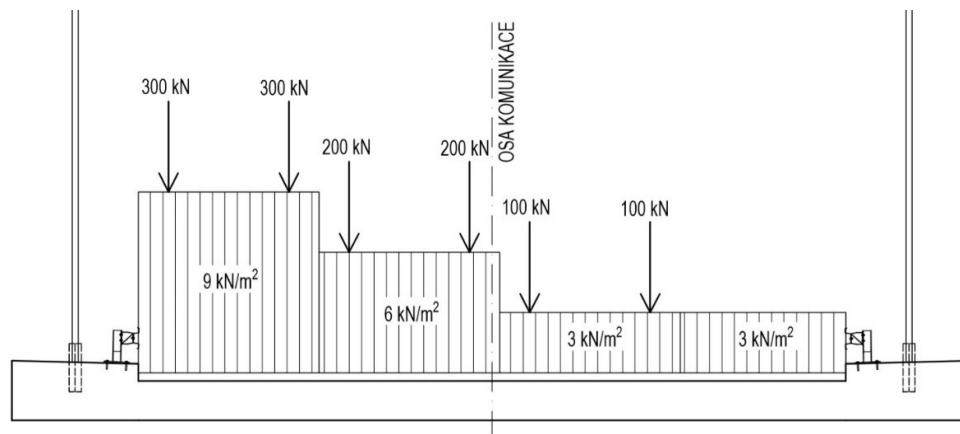
Tabulka 4 Zatížení dopravou – sestava grla [29]

Typ zatížení	Pruh	Zatížení Q_{ik} [kN] / q_{ik} [kN/m ²]	Regulační součinitel α_{Qi} / α_{qi}	Výsledná hodnota [kN] / [kN/m ²]
Dvojnáprava (TS)	1	300	1,0	300
	2	200	1,0	200
	3	100	1,0	100
	Zbývající plocha	0	1,0	0
Rovnoměrné (UDL)	1	9	1,0	9
	2	2,5	2,4	6
	3	2,5	1,2	3
	Zbývající plocha	2,5	1,2	3
Chodník	Šířka 0,75 m - kombinační hodnota sestavy grla			3

Uspořádání zatěžovacích pruhů modelu LM1 je graficky znázorněno na následujících schématech. Poloha zatěžovacích pruhů je uvažována ve dvou variantách tak, aby vyvolala pro daný posudek nejneprůzračnější účinek. První poloha je pro maximální zatížení jedné poloviny konstrukce.

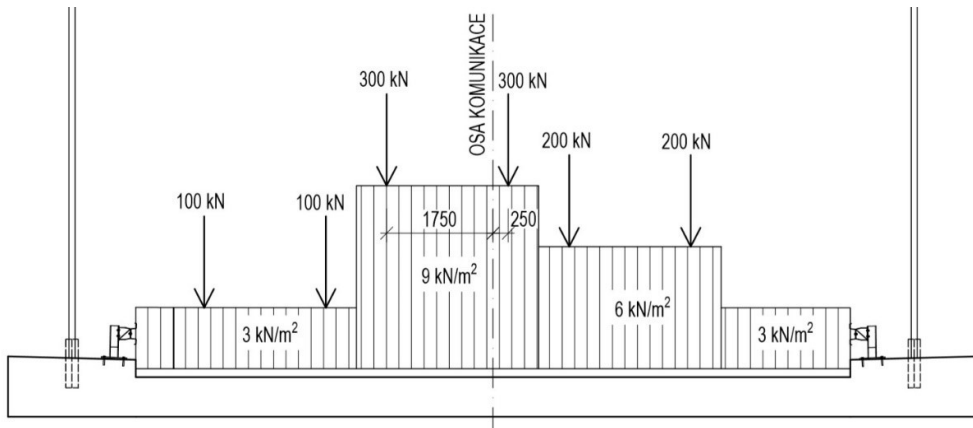


Obrázek 99 Model LM1



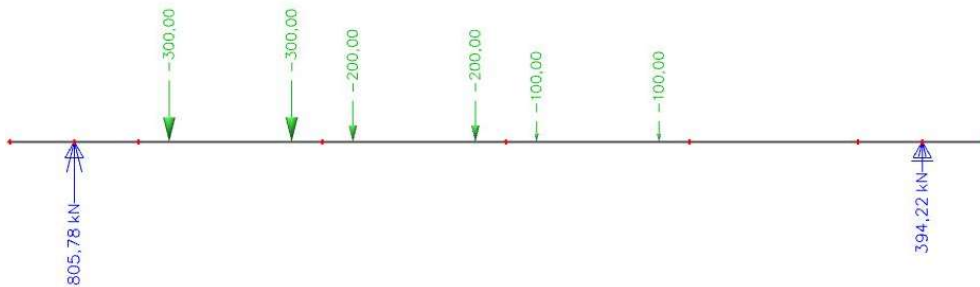
Obrázek 100 Zatížení modelem LM1 – maximální zatížení levého oblouku

Druhá poloha je určena kritériem pro vznik maximálního ohybového momentu, kdy střed nosníku pólí vzdálenost mezi výslednicí zatížení dvojnáprav a aritmeticky středním břemenem.

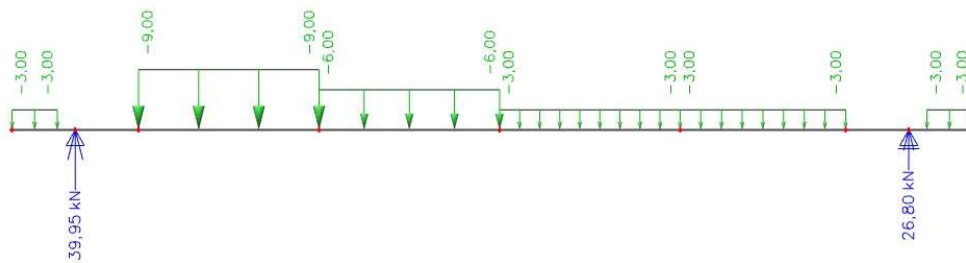


Obrázek 101 Zatížení modelem LM1 - maximální namáhání v příčném směru

Pro 2D modely, které byly využity k optimalizaci střednice, uspořádání závěsů a předběžný návrh předpětí je vypočten příčný roznos, kdy je model zatížení LM1 postaven v neúčinnější poloze vůči jedné polovině konstrukce. Reakce od dvojnáprav je přenesena jako jedna bodová síla velikosti 805,78 kN, pro podrobnější modely je rozdělena na dvojici sil poloviční hodnoty se vzdáleností 1,2 metru. Rovnoměrné zatížení včetně zatížení chodníků je rovné hodnotě reakce rozprostřené na běžný metr, tedy 39,95 kN/m.



Obrázek 102 Příčný roznos zatížení dvojnápravou (TS) modelu LM1



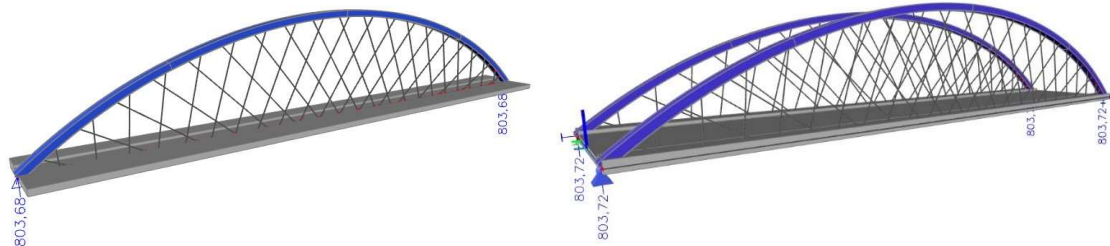
Obrázek 103 Příčný roznos LM1 - UDL včetně zatížení chodníků

4.4 Výpočet vnitřních sil

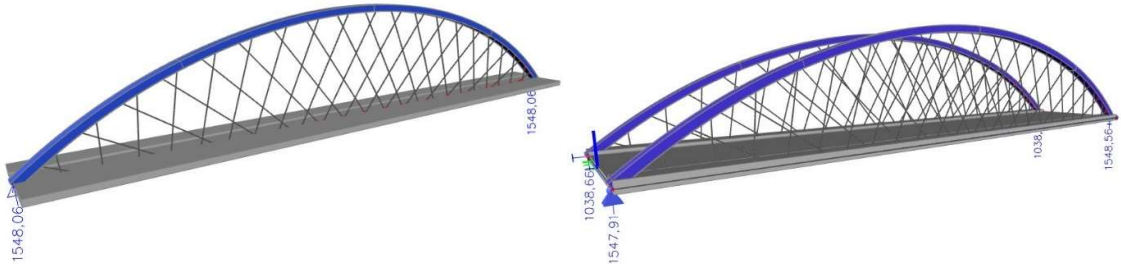
4.4.1 Výpočetní model

Pro pochopení prostorového působení konstrukce je pro obě varianty vytvořen prostorový model. Jednoduché 2D modely použité pro návrh střednice oblouku jsou ponechány pro eliminaci případných hrubých chyb ze špatného zadání veličin do 3D modelu. Konstrukce je modelována se zanedbáním příčného i podélného sklonu, obě táhla i oblouky jsou ve stejné výšce a mostovka je ve vodorovné rovině.

Pomocí následujících schémat je prokázáno, že svislé reakce od ostatního stálého zatížení a rovnoměrné složky sestavy gr1a jsou pro oba modely téměř totožné. Předpoklad příčného roznosu na polovinu konstrukce pro 2D model je ověřen a prokázán správným.



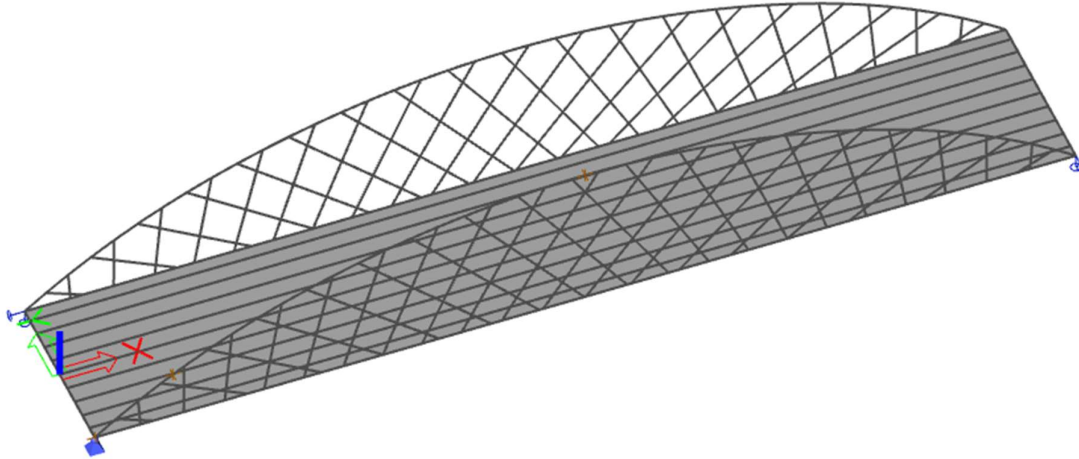
Obrázek 104 Varianta A - srovnání reakcí od ostatního stálého zatížení [kN]



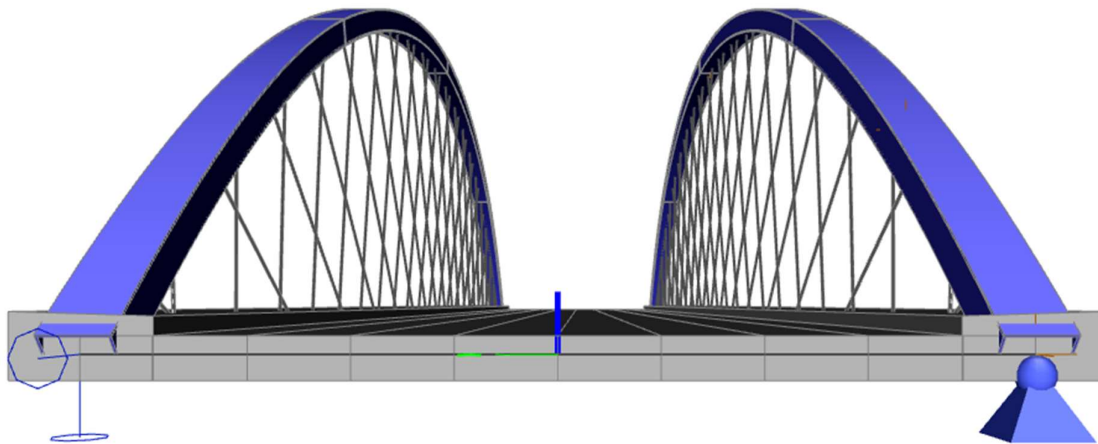
Obrázek 105 Varianta A - srovnání reakcí od rovnoměrné složky sestavy gr1a [kN]

4.4.1.1 3D model varianty A

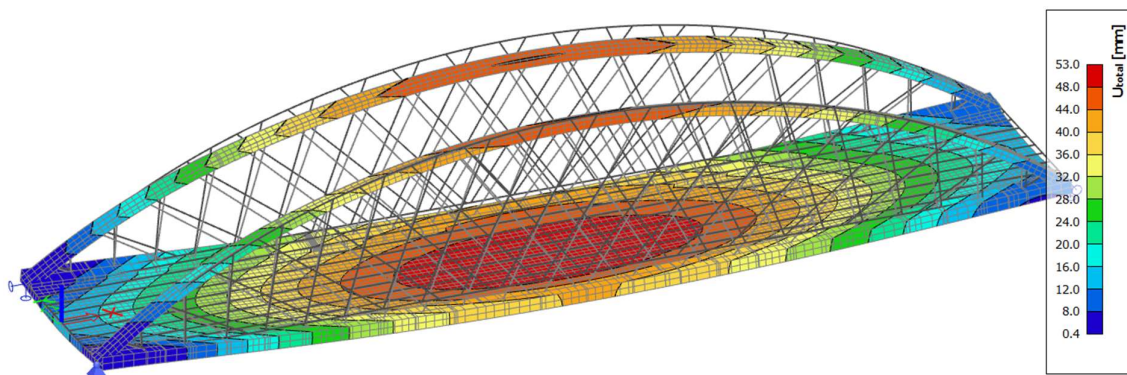
Oblouk, závěsy a táhla mostovky jsou modelovány jako pruty o odpovídajícím průřezu. Mezi táhly je pnutá mostovka, kterou tvoří několik rozdělených deskových prvků tloušťky 650 milimetrů. Rozdíl vlastní tíhy plynoucí z překrývajícího se táhla a krajní části mostovky je v tomto případě vyřešen definováním dalšího betonu C40/50 s nulovou hmotností, který je přiřazen 1,05 metru širokému krajnímu pruhu mostovky. Jednotlivé prvky jsou zarovnány pomocí excentricit ve svislém směru tak, aby střednice všech prvků odpovídaly celkovému těžišti mostovky.



Obrázek 106 3D model varianty A



Obrázek 107 Přední pohled na 3D model

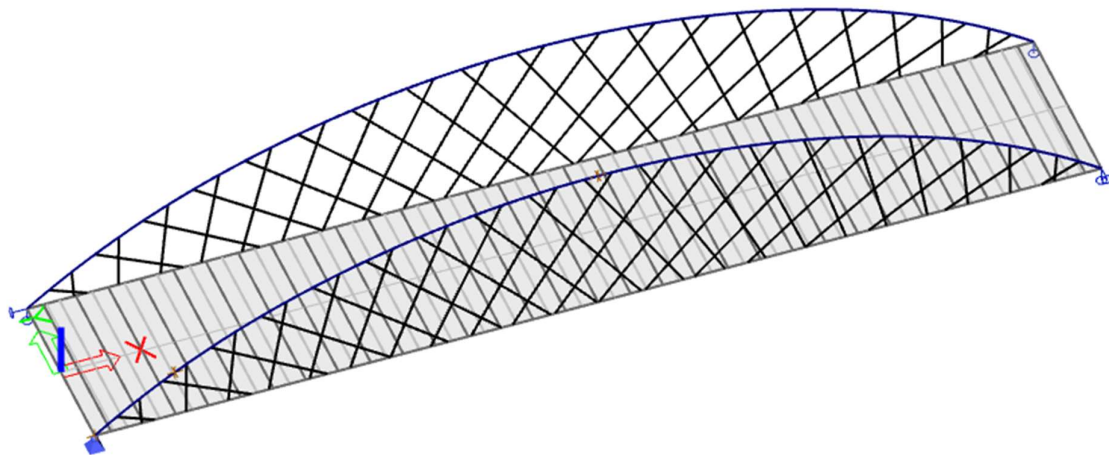


Obrázek 108 Prostorová deformace při kvazistálé kombinaci

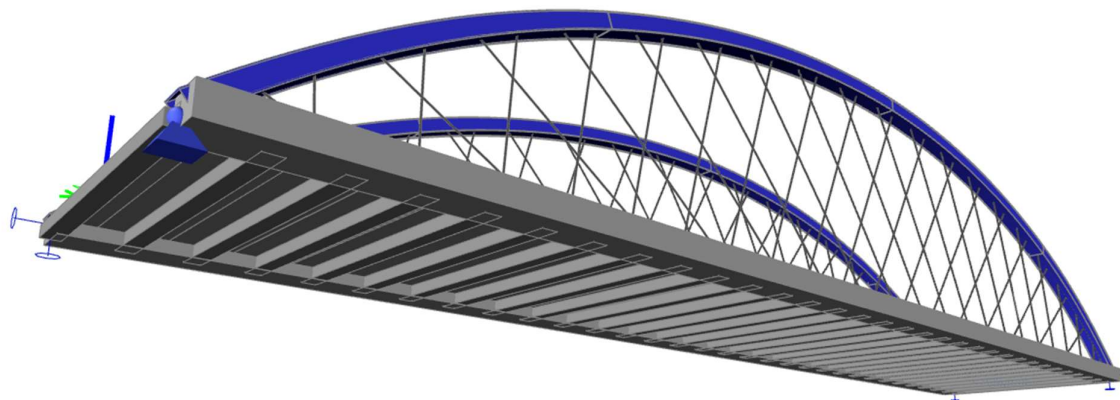
4.4.1.2 3D model varianty B

Pro variantu B byly modelovány oblouky, závěsy i táhla stejně jako u varianty A prutovými prvky. Mostovka byla tvořena deskovými prvky tloušťky 250 milimetrů, které byly rozděleny po 2,5 metrech a každému dílu bylo přiřazeno příčné žebro o odpovídajícím průřezu.

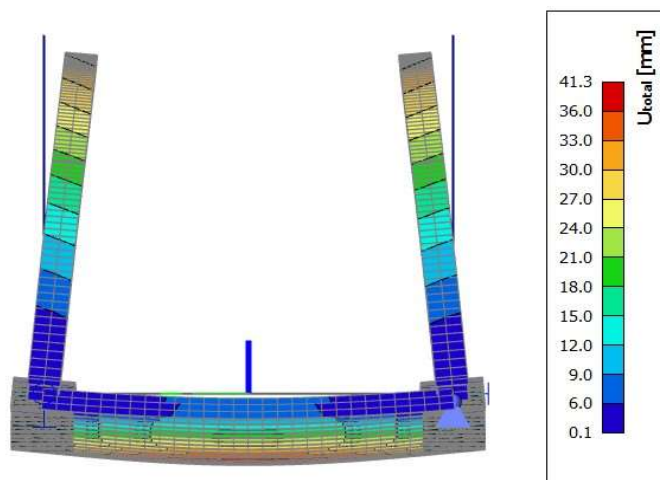
Prvky byly zarovnány pomocí excentricit tak, aby bylo zachováno těžiště celého průřezu mostovky. Rozdílná vlastní tíha byla řešena snížením objemové tíhy betonu krajních táhel v poměru objemu táhla ku objemu táhla s připočtením přečnívajících částí žeber.



Obrázek 109 3D model varianty B



Obrázek 110 Axonometrický pohled na 3D model



Obrázek 111 Deformace při kvazistálé kombinaci - chování volně stojících oblouků

polovině konstrukce. Zatížení dvojnápravou je v zatěžovacích stavech umístováno po 10% procentech rozpětí konstrukce.

Tabulka 5 Zatěžovací stavy

Typ zatížení	Popis	Název
Stálé	Vlastní tíha	VL.T.
	Ostatní stálé	OST.ST.
	Předpětí	PŘED.
Proměnné	Různá poloha sestavy gr1a - rovnoměrné zatížení UDL modelu LM1 včetně zatížení chodníků	UDL+CH 100%
		UDL+CH 0-50%
		UDL+CH 50-100%
		UDL 100% PŘÍČ.
	Různá poloha sestavy gr1a - zatížení dvojnápravou TS modelu LM1	TS 10%
		TS 20%
		TS 30%
		TS 40%
		TS 50%
		TS 60%
		TS 70%
		TS 80%
		TS 90%
		TS 50% PŘÍČ.

4.4.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly vytvořeny pomocí programu Scia Engineer 16.1. Pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti jsou ze zatěžovacích stavů vytvořeny dle polohy proměnného zatížení jednotlivé lineární kombinace. Obálky pro jednotlivé typy kombinací jsou vytvořeny pomocí skupin výsledků. Obálka je vytvořena pro základní kombinaci 6.10 a pro všechny kombinace pro mezní stav použitelnosti.

4.4.3.1 Mezní stav únosnosti

Pro mezní stav únosnosti je použita konzervativně základní kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace.

- základní kombinace 6.10.: $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ [30]

4.4.3.2 Mezní stav použitelnosti

Pro mezní stav použitelnosti jsou uvažovány kombinace kvazistálá, častá a charakteristická.

- kvazistálá: $\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$ [30]
- častá: $\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$ [30]
- charakteristická: $\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$ [30]

4.4.3.3 Součinitele spolehlivosti zatížení

Tabulka 6 Součinitele spolehlivosti zatížení [30]

Typ zatížení	Působení	Značka	Hodnota součinitele
Stálé	Příznivé	γ_{Gsup}	1,35
	Nepříznivé	γ_{Ginf}	1,00
Předpětí	-	γ_p	1,00
gr1a	Příznivé	γ_Q	1,35
	Nepříznivé	γ_Q	0,00
Ostatní proměnná	Příznivé	γ_Q	1,5
	Nepříznivé	γ_Q	0,00

4.4.3.4 Součinitele kombinace pro silniční mosty

Tabulka 7 Součinitele kombinace pro silniční mosty [30]

Zatížení	Typ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou, sestava gr1a	TS	0,75	0,75	0,00
	UDL	0,40	0,40	0,00
	Chodci	0,40	0,40	0,00

4.5 Mostovka

4.5.1 Předběžný návrh předpínací výztuže

Pro příčné i podélné předpětí je použito napětí v předpínací výztuži stanovené na základě odhadu ztrát předpětí ve všech důležitých časech dle následující tabulky. Podrobnější časově závislá analýza není předmětem této práce a tento odhad ztrát je značné zjednodušení.

Tabulka 8 Napětí v předpínací výztuži

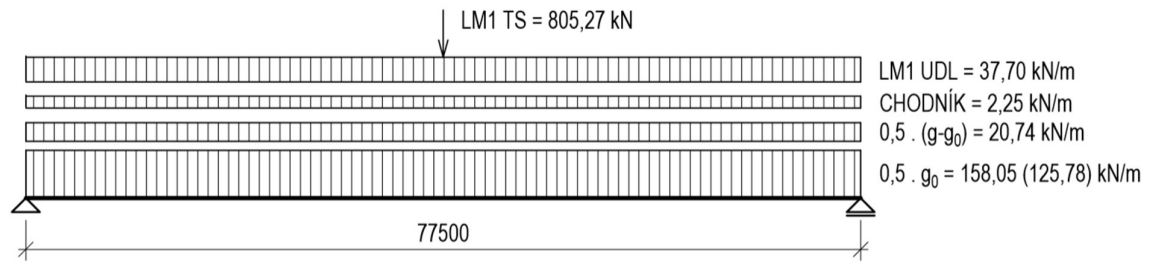
Posuzovaná doba	Čas t od betonáže [dny]	Odhadnuté ztráty předpětí	Napětí v předpínací výztuži [Mpa]
Napínání výztuže	5-10	0%	1460
Vnesení předpětí	5-10	5%	1387
Postupné vysouvání	30	10%	1314
Uvedení do provozu	150	15%	1241
Konec životnosti	36500	25%	1095

4.5.1.1 Podélné předpětí

Mostovka slouží jako táhlo oblouku a je namáhána převážně tahovou normálovou silou. Ohybový moment v podélném směru je poměrně malý.

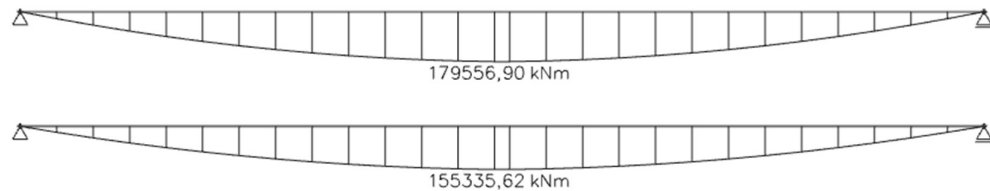
Tahová normálová síla pro předběžný odhad potřebného množství předpínací výztuže je získána pomocí zjednodušeného modelu prostého nosníku nahrazujícího polovinu obloukového mostu. Cílem předpětí je dosažení dekomprese při časté kombinaci zatížení. Model je zatížen s ohledem na vliv ohybového momentu charakteristickou kombinací zatížení, která vyvolá větší

vnitřní síly než kombinace častá. Návrh je proveden pro obě varianty, u kterých se liší vlastní tíha konstrukce.



Obrázek 114 Model pro předběžný návrh předpínací výztuže

Stálé zatížení je symetrické, polovina zatížení působí na polovinu konstrukce. Pro zatížení dopravou modelem LM1 jsou uvažovány hodnoty z příčného roznosu z kapitoly 4.3.2. Pro předběžný návrh jsou dvojnápravy sloučeny do jedné síly.



Obrázek 115 Výsledný moment - nahoře varianta A, dole varianta B

Výsledný moment v polovině rozpětí od tohoto zatížení je vydělen teoretickým vzepětím 12,75 metru a výsledkem je dvojice stejně velkých sil, kterými je tlaková síla v oblouku a tahová síla v mostovce v polovině rozpětí. Předběžný návrh předpětí poloviny konstrukce je proveden na maximální tahovou sílu v mostovce $N_{p,nut}$, která je vyvolána charakteristickou kombinací zatížení na konci životnosti.

$$N_{char} = \frac{M_{char}}{f}$$

$$N_{char,A} = \frac{179\,556,90}{12,75} = 14\,082,89 \text{ kN}$$

$$N_{char,B} = \frac{155\,335,62}{12,75} = 12\,183,19 \text{ kN}$$

Napětí v předpínací výztuži při napínání:

$$\sigma_{p,max} = 1460 \text{ MPa}$$

Napětí v předpínací výztuži v čase 100 let po dlouhodobých ztrátách předpětí:

$$\sigma_{p,t=100let} = (1 - 0,25) \cdot \sigma_{p,max}$$

$$\sigma_{p,t=100let} = (1 - 0,25) \cdot 1460 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,t=100let} = 1095 \text{ MPa}$$

Nutná plocha předpínací výztuže pro polovinu konstrukce:

$$A_{p,nut} = \frac{N_{char}}{\sigma_{p,100let}}$$

$$A_{p,nut,A} = \frac{N_{char,A}}{\sigma_{p,100let}} = \frac{14\,082,89}{1095} = 12\,861 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,nut,B} = \frac{N_{char,B}}{\sigma_{p,100let}} = \frac{12\,183,19}{1095} = 11\,126 \text{ mm}^2$$

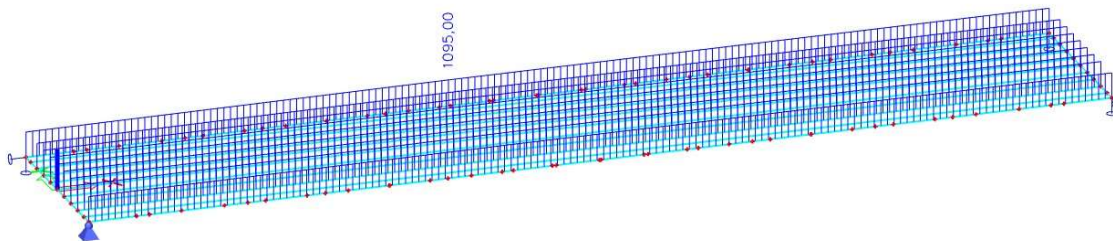
Nutný počet lan:

$$n_{p,nut} = \frac{A_{p,nut}}{A_{pl}}$$

$$n_{p,nut,A} = \frac{A_{p,nut,A}}{A_{pl}} = \frac{12\,861}{150} = 86 \text{ ks}$$

$$n_{p,nut,B} = \frac{A_{p,nut,B}}{A_{pl}} = \frac{11\,126}{150} = 74 \text{ ks}$$

Pro variantu A je navrženo 4x27 kabelů pro každé táhlo a pro variantu B 4x22, . Předpětí je do konstrukce vneseno pomocí funkcionality v programu Scia Engineer 16.1. Scia Engineer automaticky počítá napětí se ztrátami předpětí, veškeré parametry byly při zadávání nastaveny na velmi malé desetinné číslo, aby bylo výsledné napětí odpovídající zvolenému napětí dle odhadnutých ztrát předpětí.

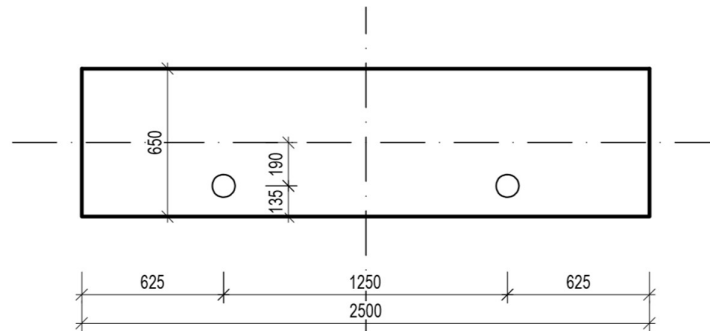


Obrázek 116 Napětí v předpínacích kabelech [MPa]

4.5.1.2 Příčné předpětí varianty A

Oproti návrhu podélného předpětí je u příčného předpětí rozhodující vliv ohybového momentu. Chování mostovky v příčném směru lze připodobnit k prostému nosníku, jehož podpory tvoří obě roviny závěsů. Příčné předpětí je u obou variant s ohledem na průběh ohybového momentu vedeno parabolicky, kdy maximální excentricita je uprostřed rozpětí tak, aby bylo dodrženo krytí předpínací výztuže. Při přechodu z mostovky do krajních táhl je předpětí vedeno v přímém směru. Příčné předpětí je pro obě varianty kotveno do vnější strany krajního táhla. Předpětí v příčném směru není vkládáno do výpočetního modelu v programu Scia Engineer 16.1.

Pro variantu A je vypočten maximální ohybový moment m_y vznikající při časté kombinaci zatížení. Pro předběžný návrh je vybrán 2,5 metru dlouhý úsek příčného řezu, na který je navržena předpínací výztuž.



Obrázek 117 Schéma desky mostovky v příčném směru

$$M_{y,\text{častá}} = 2,5 \cdot m_y = 2,5 \cdot 656,11 = 1\,640,275 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{p,100\text{let}} = 1\,095 \text{ MPa}$$

$$I_y = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 2,5 \cdot 0,65^3 = 0,057 \text{ m}^4$$

$$e_h = e_h = 0,325 \text{ m}$$

$$W_{y,h(d)} = \frac{I_y}{e_{h(d)}} = \frac{0,057}{0,325} = 0,176 \text{ m}^3$$

$$e_p = e_h - c_{nom} - \frac{\emptyset}{2} = 0,325 - 0,09 - 0,045 = 0,19 \text{ m}$$

$$A_c = b \cdot h = 2,5 \cdot 0,65 = 1,625 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{c,d} = -\frac{N_p}{A_c} - \frac{N_p \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{\text{častá}}}{W_{y,d}}$$

$$N_{p,\text{nut}} = \frac{M_{y,\text{častá}}}{\frac{W_{y,d}}{A_c} + e_p}$$

$$N_{p,\text{nut}} = \frac{1\,640,275}{\frac{0,176}{1,625} + 0,19} = 5\,498 \text{ kN}$$

$$A_{p,\text{nut}} = \frac{N_{p,\text{nut}}}{\sigma_{p,100\text{let}}} = \frac{5\,498}{1\,095} = 5\,020 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,\text{nut}} = \frac{A_{p,\text{nut}}}{A_{\text{lano}}} = \frac{5\,020}{150} = 34 \text{ ks}$$

Pro příčné předpětí varianty A jsou navrženy 19lanové kabely v osových vzdálenostech 1,25 metru. Na 2,5 metru dlouhý úsek připadají 2 kabely.

$$n_{p,\text{prov}} = 2 \cdot 19 = 38 \text{ ks}$$

$$A_{p,prov} = 38 \cdot 150 = 5\,700 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p,t=0} = 1\,387 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,t=100\text{let}} = 1\,095 \text{ MPa}$$

$$N_{p,t=0} = 5\,700 \cdot 10^{-3} \cdot 1\,387 = 7\,905 \text{ kN}$$

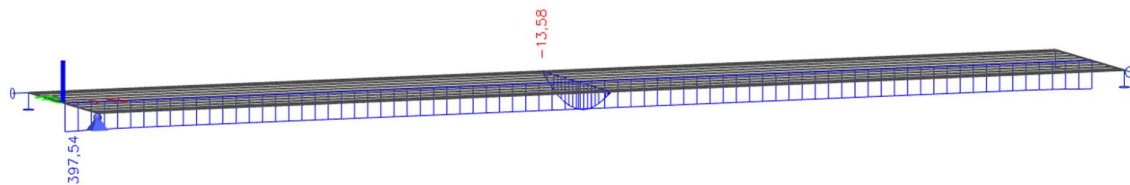
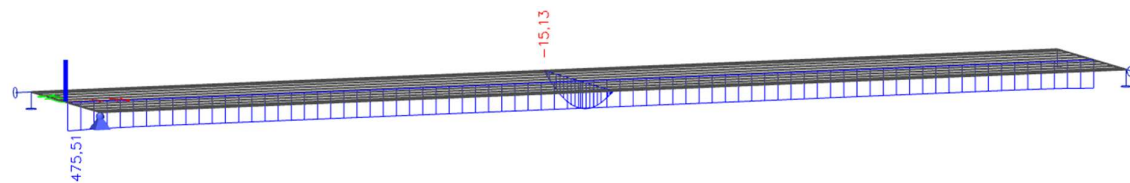
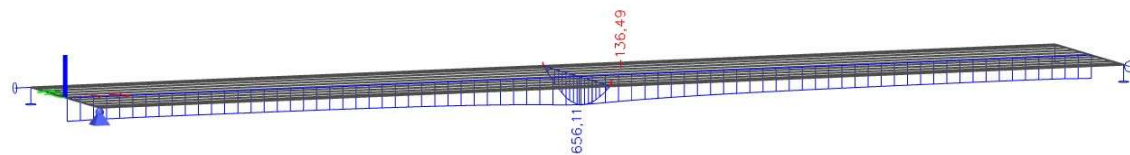
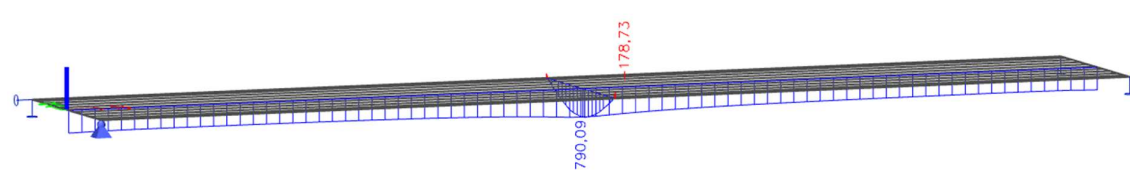
$$N_{p,t=100\text{let}} = 5\,700 \cdot 10^{-3} \cdot 1\,095 = 6\,241 \text{ kN}$$

$$M_{y,vl.t.} = 2,5 \cdot m_{y,vl.t.} = 2,5 \cdot 397,54 = 993,85 \text{ kNm}$$

$$M_{y,kvazi} = 2,5 \cdot m_{y,kvazi} = 2,5 \cdot 475,51 = 1\,144,275 \text{ kNm}$$

$$M_{y,\text{častá}} = 2,5 \cdot m_{y,\text{častá}} = 2,5 \cdot 656,11 = 1\,640,275 \text{ kNm}$$

$$M_{y,char} = 2,5 \cdot m_{y,char} = 2,5 \cdot 790,09 = 1\,975,225 \text{ kNm}$$

Obrázek 118 Vlastní tíha - m_y [kNm/m]Obrázek 119 Kvazistálá kombinace - m_y [kNm/m]Obrázek 120 Častá kombinace - m_y [kNm/m]Obrázek 121 Charakteristická kombinace - m_y [kNm/m]

Následně jsou posouzeny napětí v horních a dolních vláknech na konci životnosti.

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,kvazi}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -\frac{6\,241}{1,625} - \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} + \frac{1\,144,275}{0,176}$$

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -4,076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -\frac{N_{p,t=100let}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100let} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,kvazi}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -\frac{6\,241}{1,625} + \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} - \frac{1\,144,275}{0,176}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -3,604 \text{ MPa} \dots \text{dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,d,častá} = -\frac{N_{p,t=100let}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100let} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,častá}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,častá} = -\frac{6\,241}{1,625} - \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} + \frac{1\,640,275}{0,176}$$

$$\sigma_{c,d,častá} = -1,259 \text{ MPa} \dots \text{dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,h,častá} = -\frac{N_{p,t=100let}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100let} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,častá}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,častá} = -\frac{6\,241}{1,625} + \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} - \frac{1\,640,275}{0,176}$$

$$\sigma_{c,h,častá} = -6,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d,char} = -\frac{N_{p,t=100let}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100let} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,char}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,char} = -\frac{6\,241}{1,625} - \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} + \frac{1\,975,225}{0,176}$$

$$\sigma_{c,d,char} = 0,64 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, nedojde ke vzniku trhlin}$$

$$\sigma_{c,h,char} = -\frac{N_{p,t=100let}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100let} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,char}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,char} = -\frac{6\,241}{1,625} + \frac{6\,241 \cdot 0,19}{0,176} - \frac{1\,975,225}{0,176}$$

$$\sigma_{c,h,char} = |-8,32 \text{ MPa}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

Takto navržené předpětí dle předběžného výpočtu vyhovuje pro všechny kombinace na konci životnosti při posouzení mezního stavu použitelnosti, konkrétně omezení napětí a omezení šířky trhlin.

4.5.1.3 Příčné předpětí varianty B

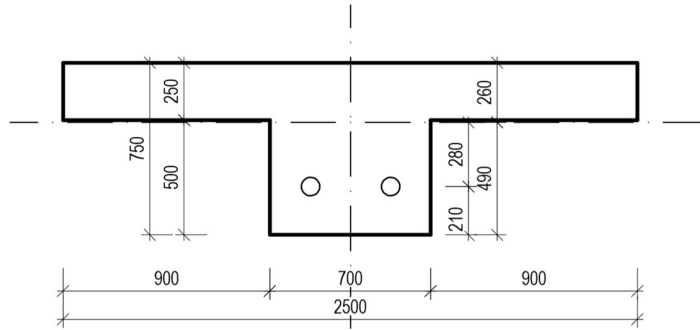
U varianty B je poměrně nízká vlastní tíha mostovky a oproti tomu má velký vliv proměnné zatížení dopravou. Proto je důležité ověřit, zda by při využití maximální možné excentricity nedošlo v době vnesení předpětí k tahovým napětím u horních vláken. Vzhledem

k postupu výstavby je jisté, že předpětí musí proběhnout dříve než vnesení ostatního stálého zatížení.

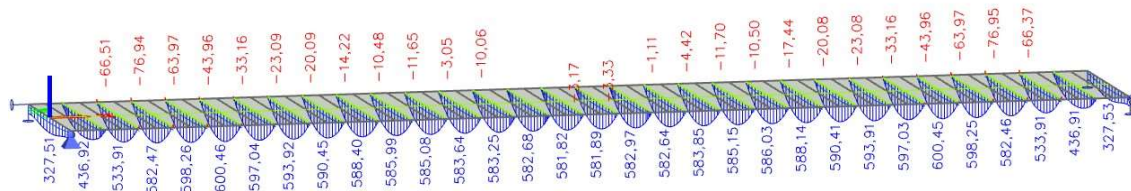
Nejprve je proveden výpočet efektivní šířky žebra dle [25]. V tomto případě spolupůsobí celá šířka desky.

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,9 + 0,1 \cdot 13,85 = 1,565 \text{ m} > b_1 = 0,9 \text{ m}$$

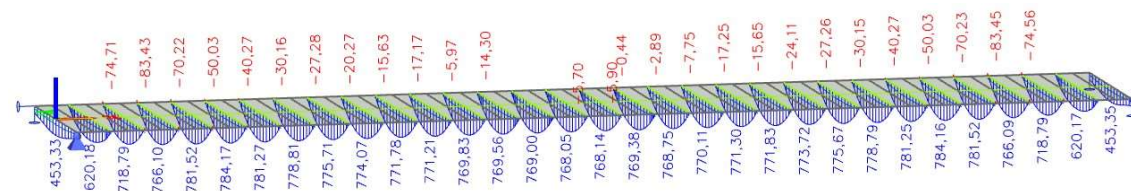
$b_1 < b_{\text{eff},1}$...spolupůsobí celá šířka desky



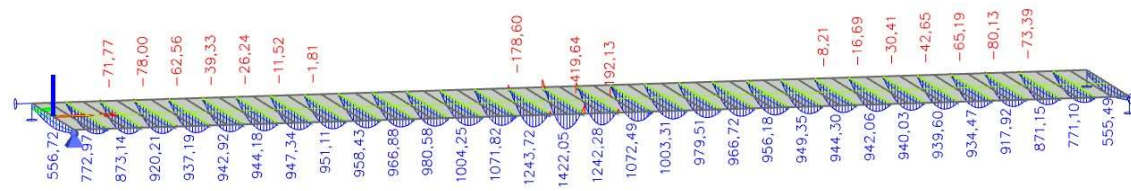
Obrázek 122 Schéma příčného žebra



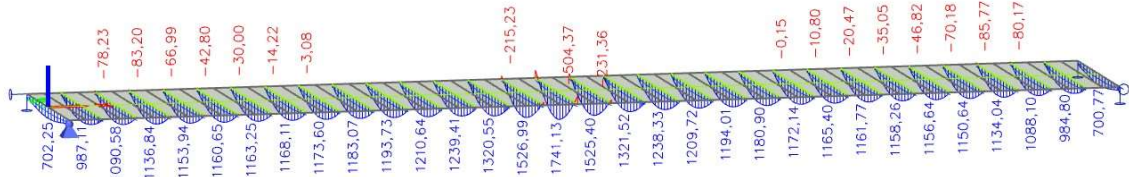
Obrázek 123 M_y od vlastní tíhy [kNm]



Obrázek 124 M_y od kvazistálé kombinace zatížení [kNm]



Obrázek 125 M_y od časté kombinace zatížení [kNm]

Obrázek 126 M_y od charakteristické kombinace zatížení [kNm]

Maximální možná excentricita s ohledem na dodržení krytí je 355 milimetrů. Při využití této excentricity však nebylo možné dosáhnout stavu, při kterém by nedocházelo k tahovému napětí u horních vláken při vnesení předpětí se zatížením pouze vlastní tíhou a zároveň by bylo vyloučeno tahové napětí u dolních vláken při časté kombinaci zatížení. Jediným možným řešením je snížení excentricity, které znamená i větší nutnou plochu předpínací výztuže. Složka napětí od normálové síly se tím zvětší, a naopak se sníží vliv ohybového momentu od předpětí, který vyvolává nežádoucí tahová napětí u horních vláken. Tento postup byl řešen iterací v programu Microsoft Excel. V této práci je uveden pouze postup s výslednou excentricitou a plochou předpínací výztuže.

Návrh je proveden dle příčného žebra uprostřed rozpětí, nad kterým je v nejúčinnější poloze pro příčný směr umístěno zatížení dvojnápravou modelu LM1.

$$M_{y,vl.t.} = 581,82 \text{ kNm}$$

$$M_{y,kvazi} = 768,05 \text{ kNm}$$

$$M_{y,častá} = 1\,422,05 \text{ kNm}$$

$$M_{y,char} = 1\,741,14 \text{ kNm}$$

$$I_y = 0,0421 \text{ m}^4$$

$$e_d = 0,49 \text{ m}$$

$$e_h = 0,26 \text{ m}$$

$$W_{y,d} = \frac{I_y}{e_d} = 0,0859 \text{ m}^3$$

$$W_{y,h} = \frac{I_y}{e_h} = 0,1619 \text{ m}^3$$

$$A_c = 0,975 \text{ m}^2$$

Pro jedno žebro je navrženo 2x12 předpínacích lan s excentricitou uprostřed rozpětí 280 milimetrů.

$$n_{p,prov} = 2 \cdot 12 = 24 \text{ ks}$$

$$A_{p,prov} = 24 \cdot 150 = 3\,600 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p,t=0} = 1\,387 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,t=100\text{let}} = 1\,095 \text{ MPa}$$

$$N_{p,t=0} = 3\,600 \cdot 10^{-3} \cdot 1387 = 4\,993,2 \text{ kN}$$

$$N_{p,t=100\text{let}} = 3\,600 \cdot 10^{-3} \cdot 1095 = 3\,942 \text{ kN}$$

$$e_p = 0,28 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,vl.t,d,t=0} = -\frac{N_{p,t=0}}{A_c} - \frac{N_{p,t=0} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,vl.t.}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,vl.t,d,t=0} = -\frac{4\,993,2}{0,975} - \frac{4\,993,2 \cdot 0,28}{0,0859} + \frac{581,82}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,vl.t,d,t=0} = -14,623 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c,vl.t,h,t=0} = -\frac{N_{p,t=0}}{A_c} + \frac{N_{p,t=0} \cdot e_p}{W_{y,h}} - \frac{M_{y,vl.t.}}{W_{y,h}}$$

$$\sigma_{c,vl.t,h,t=0} = -\frac{4\,993,2}{0,975} + \frac{4\,993,2 \cdot 0,28}{0,1619} - \frac{581,82}{0,1619}$$

$$\sigma_{c,vl.t,h,t=0} = -0,08 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \dots \text{dekomprese je splněna}$$

Následně jsou vypočtena napětí pro všechny kombinace MSP na konci životnosti.

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,kvazi}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -\frac{3\,942}{0,975} - \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} + \frac{768,05}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,d,kvazi} = |-7,95 \text{ MPa}| < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,kvazi}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -\frac{3\,942}{0,975} + \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} - \frac{768,05}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,h,kvazi} = -1,97 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,d,\text{častá}} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,\text{častá}}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,\text{častá}} = -\frac{3\,942}{0,975} - \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} + \frac{1\,422,05}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,d,\text{častá}} = -0,34 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,h,\text{častá}} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,\text{častá}}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,\text{častá}} = -\frac{3\,942}{0,975} + \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} - \frac{1\,422,05}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,h,\text{častá}} = -6,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,d,\text{char}} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} - \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} + \frac{M_{y,\text{char}}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,d,\text{char}} = -\frac{3\,942}{0,975} - \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} + \frac{1\,741,14}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,d,\text{char}} = 3,38 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, nedojde ke vzniku trhlin}$$

$$\sigma_{c,h,\text{char}} = -\frac{N_{p,t=100\text{let}}}{A_c} + \frac{N_{p,t=100\text{let}} \cdot e_p}{W_{y,d}} - \frac{M_{y,\text{char}}}{W_{y,d}}$$

$$\sigma_{c,h,\text{char}} = -\frac{3\,942}{0,975} + \frac{3\,942 \cdot 0,28}{0,0859} - \frac{1\,741,14}{0,0859}$$

$$\sigma_{c,h,\text{char}} = |-7,98 \text{ MPa}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

Takto navržené předpětí dle předběžného výpočtu vyhovuje pro všechny kombinace na konci životnosti při posouzení mezního stavu použitelnosti, konkrétně omezení napětí a omezení šířky trhlin. Podrobnější vyšetření by vyžadoval koncový příčník.

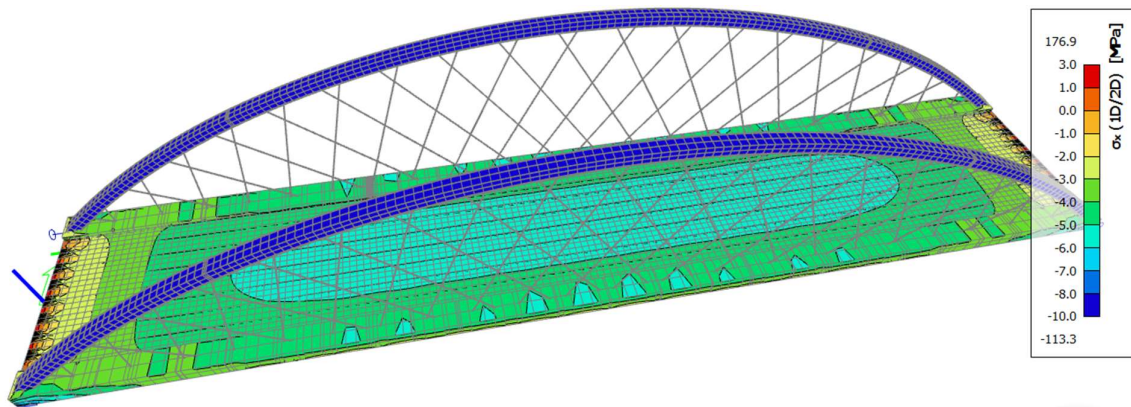
4.5.2 Posouzení mostovky

Mostovka je předběžně posouzena v mezním stavu použitelnosti na konci životnosti. Z hlediska omezení šířky trhlin je dle nepříznivého vlivu prostředí posouzena dekomprese při časté kombinaci zatížení.

Při posouzení bylo zjištěno, že předběžně navržená předpínací výztuž při časté kombinaci nevyhovuje a vznikají tahová napětí v dolních vláknech, které způsobuje vliv ohybového momentu. Tahovému napětí při časté kombinaci bylo zamezeno postupným přidáváním předpínací výztuže. Pro předběžné posouzení je ověřeno pouze splnění dekomprese v táhlech mostovky pro obě varianty.

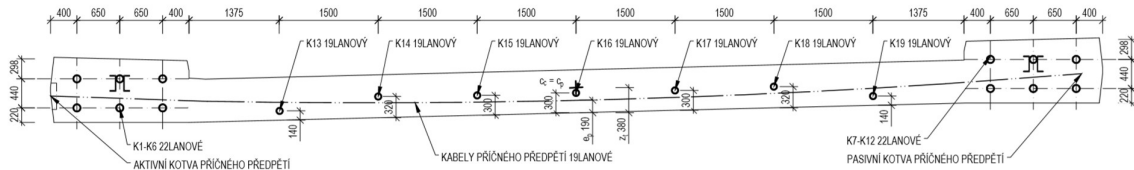
4.5.2.1 Varianta A

Díky prostorovému modelu konstrukce se ukázalo, že je vhodné rozdělit předpínací kabely z táhel i do samotné desky mostovky. Tím je dosaženo lepšího roznosu předpínací síly do celého příčného řezu. Vznikají pouze lokální tahová napětí, která jsou způsobena vnášením předpínací síly.

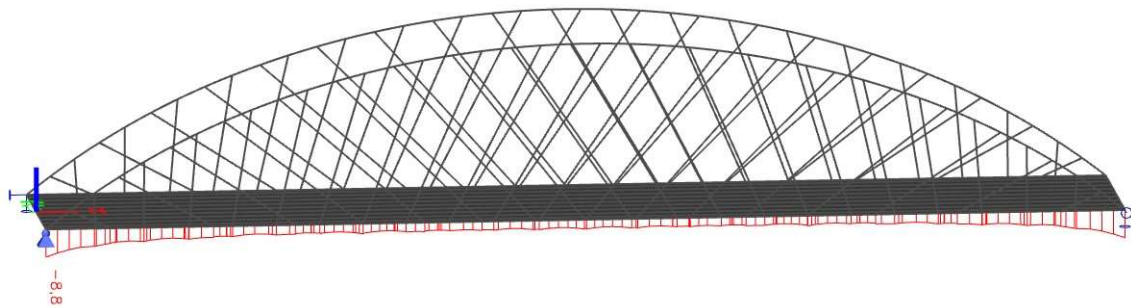


Obrázek 127 Kvazistálá kombinace - σ_x po rozložení kabelů do desky mostovky

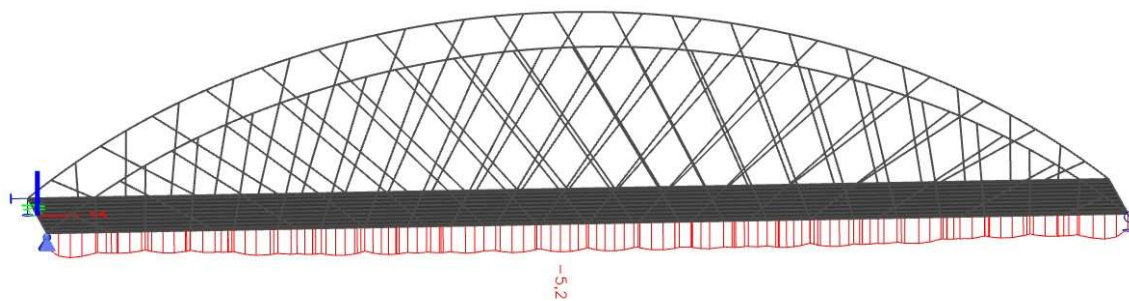
Pro posouzení mostovky je navrženo 6 22lanových kabelů v každém táhle a 7 19lanových kabelů v desce mostovky, kdy první kabel je v ose mostu a po obou stranách jsou přidány 3 kabely s osovou vzdáleností 1,5 metru. Poloha kabelů je upravena tak, aby celkové těžiště předpínací výztuže leželo v těžišti průřezu mostovky. V programu Scia Engineer byly mezilehlé kabely vkládány zjednodušeně průměrnou hodnotou 260 milimetrů od spodní hrany desky. V konstrukci však bylo nutné vyřešit kolizi podélného a příčného předpětí, díky které musely být kabely nevhodně rozděleny tak, aby bylo zachováno těžiště předpínací výztuže v těžišti celého betonového průřezu.



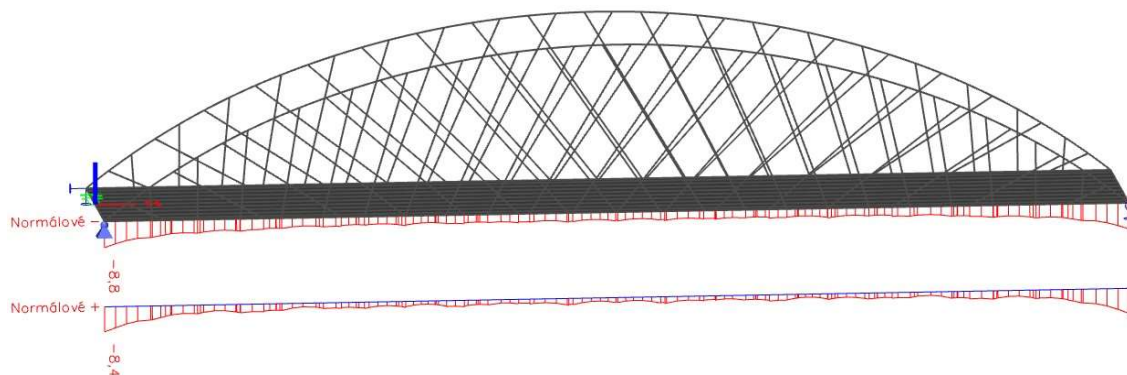
Obrázek 128 Schéma předpínací výztuže varianty A



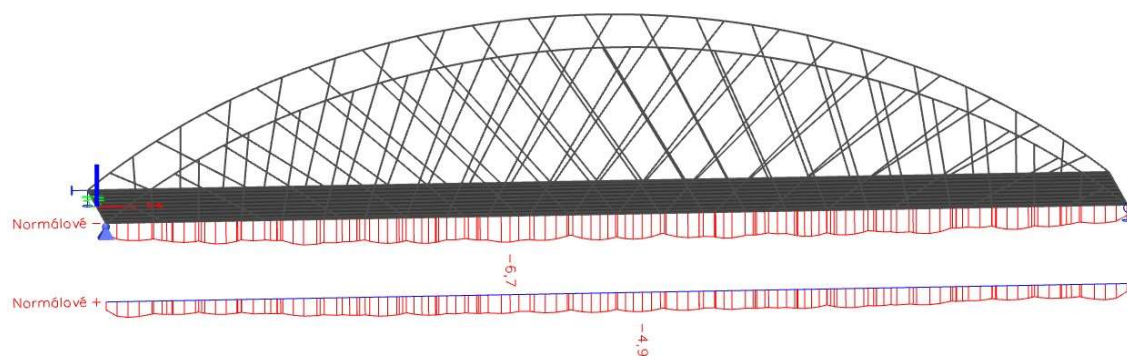
Obrázek 129 Kvazistálá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]



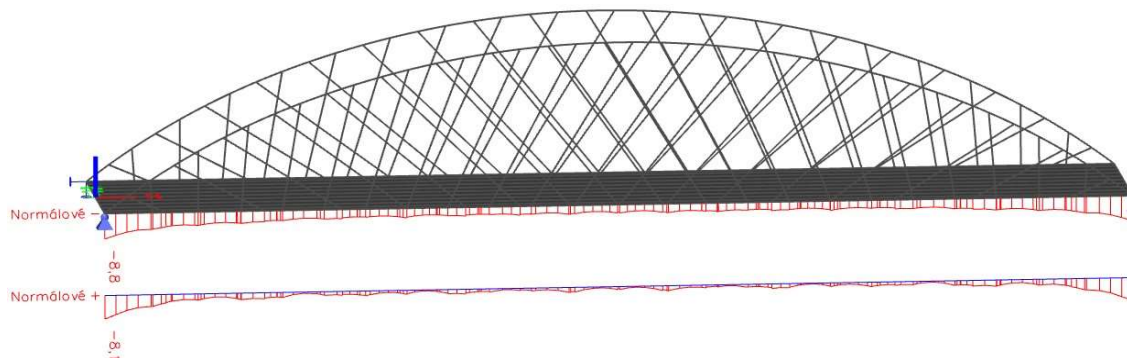
Obrázek 130 Kvazistálá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]



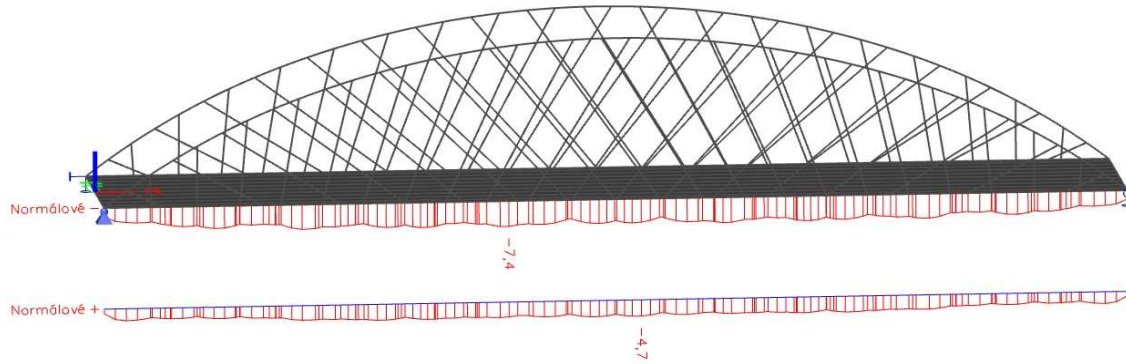
Obrázek 131 Častá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]



Obrázek 132 Častá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]



Obrázek 133 Charakteristická kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]

Obrázek 134 Charakteristická kombinace, horní vlákna - σ_s [MPa]

Z průběhů normálového napětí na více zatíženém táhle mostovky je patrné, že při kvazistálé a časté kombinaci nevzniká v žádném průřezu tahové napětí, čímž je splněna dekomprese. V tomto případě nevznikají tahová napětí ani při charakteristické kombinaci. Tlakové napětí splňuje požadavek na omezení napětí v betonu, konkrétně $0,45f_{ck}$ při kvazistálé kombinaci a $0,6f_{ck}$ při charakteristické kombinaci.

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -2,4 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,d,\text{častá}} = -1,1 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

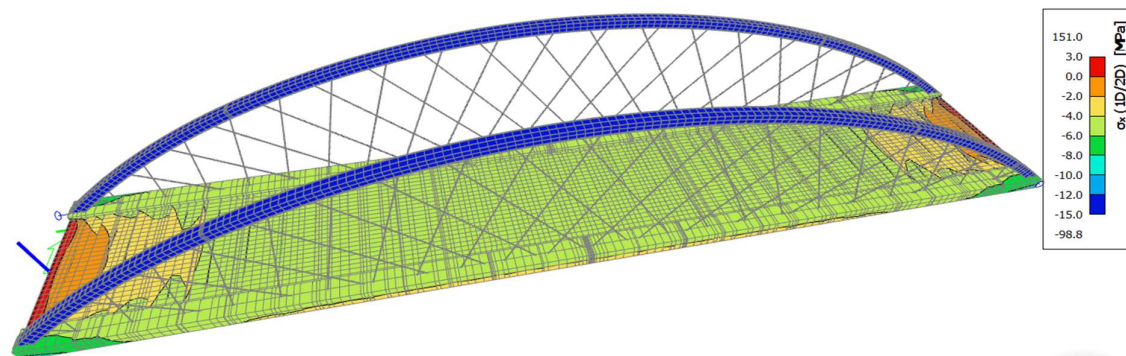
$$\sigma_{c,d,\text{char}} = -0,3 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, nedojde ke vzniku trhlin}$$

$$\sigma_{c,kvazi,\text{max-}} = |-8,7 \text{ MPa}| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c,\text{char},\text{max-}} = |-10,0 \text{ MPa}| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 24 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

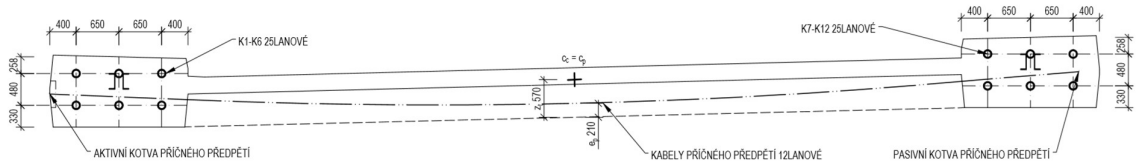
4.5.2.2 Varianta B

Pro tuto variantu by byl roznos tlakové síly do příčného řezu v oblasti mezi podporami zajištěn příčným předpětím koncového příčnicku. Samotnou desku mostovky, která je pnutá v malých osových vzdálenostech mezi příčnými žebry, by nebylo nutné předpínat. Pokud by se při podrobnější analýze nepodařilo pomoci příčného předpětí koncového příčnicku roznést tlakovou sílu od předpětí do této oblasti, bylo by nutné podélně předepnout i samotnou desku mostovky.

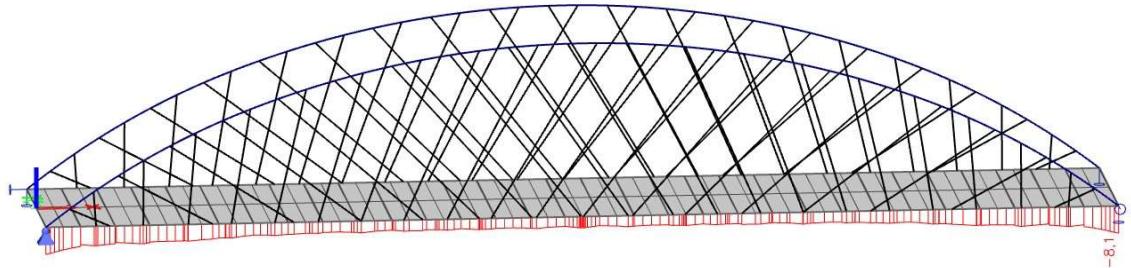


Obrázek 135 Kvazistálá kombinace - roznos předpínací síly

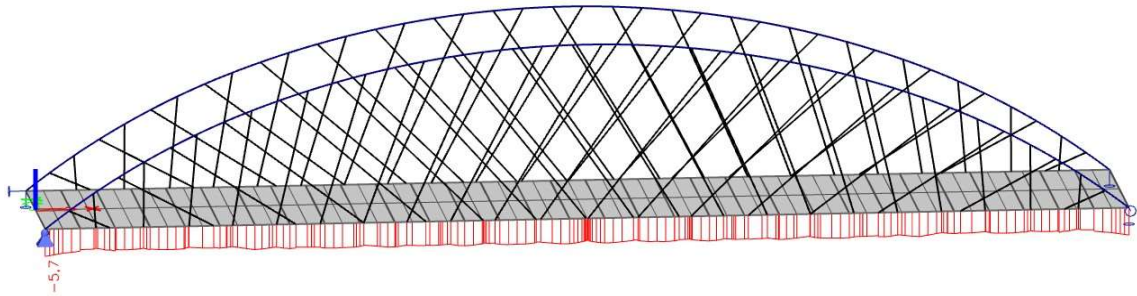
Pro dodržení dekomprese při časté kombinaci je nově navrženo pro každé táhlo 6 25lanových kabelů. V tomto případě oproti variantě s plnou deskou nevzniká problematická kolize s příčným předpětím.



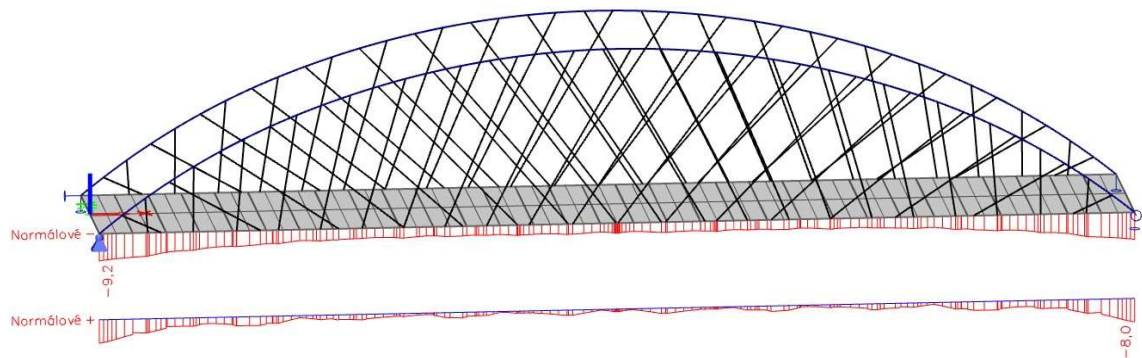
Obrázek 136 Schéma předpínací výztuže varianty B



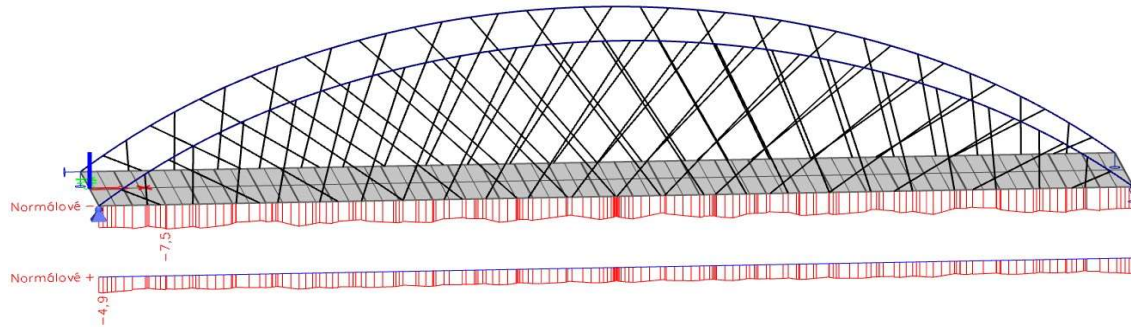
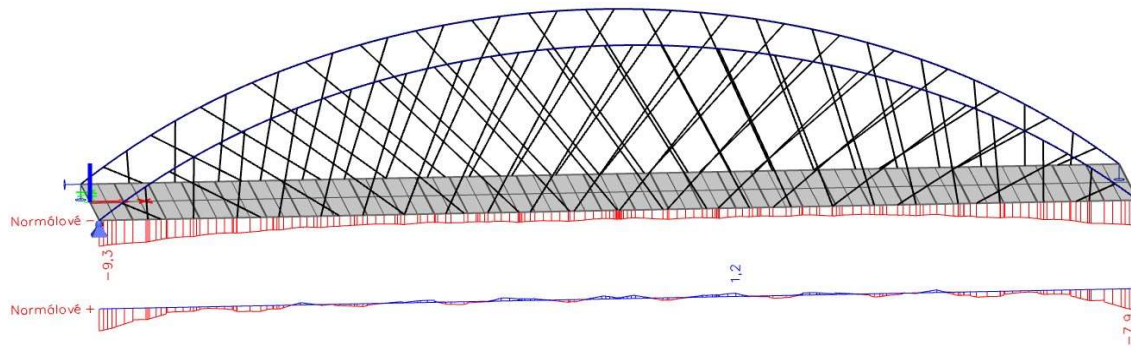
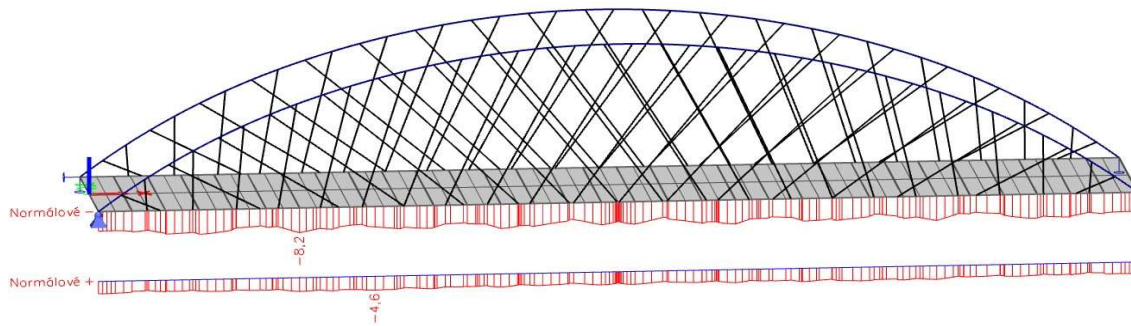
Obrázek 137 Kvazistálá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]



Obrázek 138 Kvazistálá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]



Obrázek 139 Častá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]

Obrázek 140 Častá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]Obrázek 141 Charakteristická kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa]Obrázek 142 Charakteristická kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]

Z průběhů normálového napětí na je patrné, že při kvazistálé a časté kombinaci nevzniká v žádném průřezu tahové napětí, čímž je splněna dekomprese. V charakteristické kombinaci je dosaženo tahových napětí v dolních vláknech, které nepřesahují pevnost betonu v tahu a nedojde tedy ke vzniku trhlin. Tlakové napětí v průřezu s rezervou splňuje hodnotu $0,45f_{ck}$ při kvazistálé kombinaci a $0,6f_{ck}$ při charakteristické kombinaci.

$$\sigma_{c,d,kvazi} = -2,8 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,d,častá} = -0,3 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, dekomprese je splněna}$$

$$\sigma_{c,d,char} = 1,2 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, nedojde ke vzniku trhlin}$$

$$\sigma_{c,kvazi,max-} = |-8,1 \text{ MPa}| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

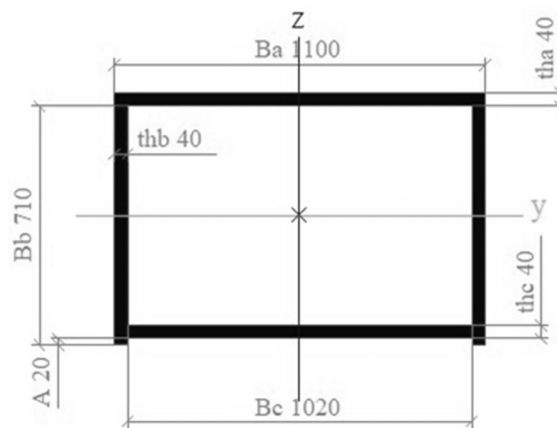
$$\sigma_{c,char,max-} = |-9,3 \text{ MPa}| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 24 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

4.6 Oblouk

Posouzení oblouků je provedeno konzervativně pro obě varianty se stejným průřezem, přesto že průřez varianty s vylehčenou deskou je méně namáhán a mohl by být navržen ekonomičtěji. Oblouk je posouzen v mezním stavu únosnosti, kdy rozhodujícím posudkem je interakce tlakové normálové síly a ohybového momentu. Pro předběžný návrh není oblouk posuzován v mezním stavu použitelnosti.

4.6.1 Průřezové charakteristiky a zatřídění průřezu

- plocha průřezu... $A = 0,1416 \text{ m}^2$
- moment setrvačnosti kolem osy y ... $I_y = 0,0125 \text{ m}^4$
- moment setrvačnosti kolem osy z ... $I_z = 0,0239 \text{ m}^4$
- plastický průřezový modul kolem osy y ... $W_{pl,y} = 0,0394 \text{ m}^3$
- plocha stěn rovnoběžných s osou z ... $A_{vz} = 0,0589 \text{ m}^2$
- charakteristiky pro zatřídění stěn... $c = 650 \text{ mm}$, $t = 40 \text{ mm}$
- charakteristiky pro zatřídění pásnic... $c = 1020 \text{ mm}$, $t = 40 \text{ mm}$
- ε pro ocel S 355... $\varepsilon = 0,81$



Obrázek 143 Průřez oblouku

Kritérium pro průřez 1. třídy pro tlačnou část uzavřeného průřezu: [28]

$$c/t \leq 33\varepsilon$$

$$650/40 \leq 33 \cdot 0,81$$

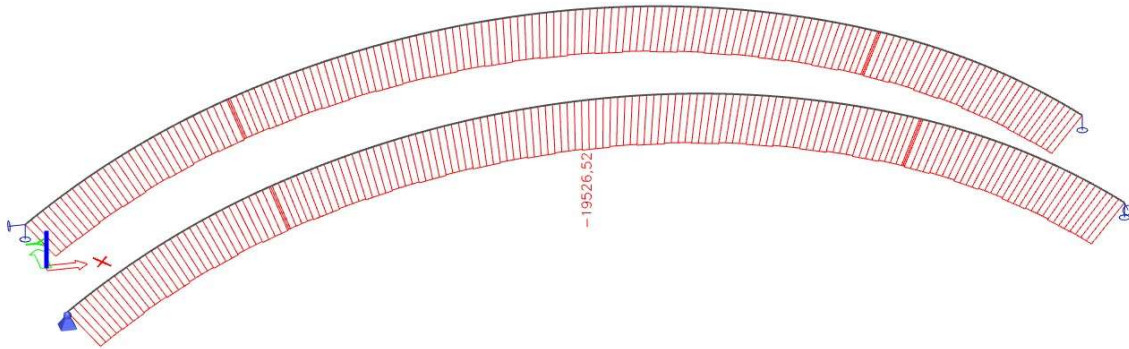
16,25 ≤ 26,73 ...stěny spadají do 1. třídy průřezu

$$1020/40 \leq 33 \cdot 0,81$$

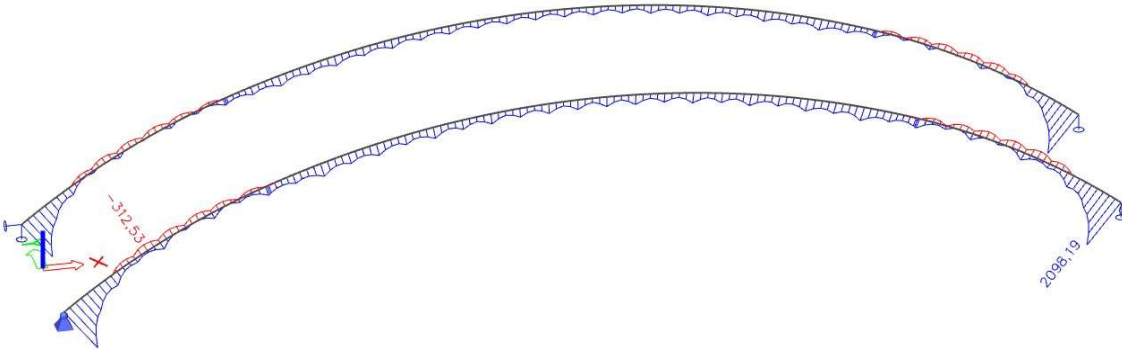
25,50 ≤ 26,73 ...pásnice spadají do 1. třídy průřezu

Oblouk je celkově zatříděn do 1. třídy průřezu, lze provést plastický výpočet.

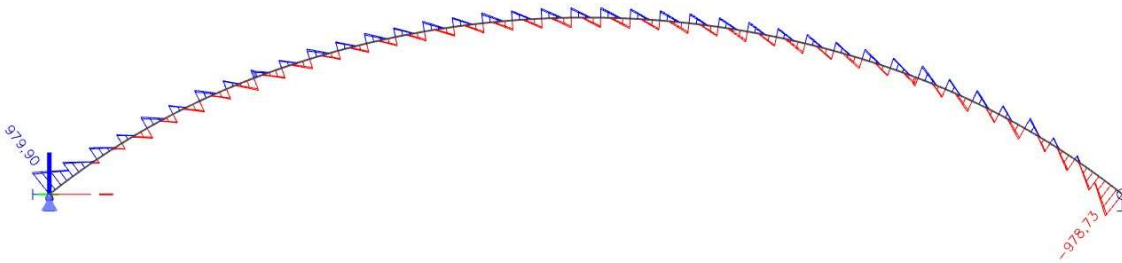
4.6.2 Návrhové vnitřní síly



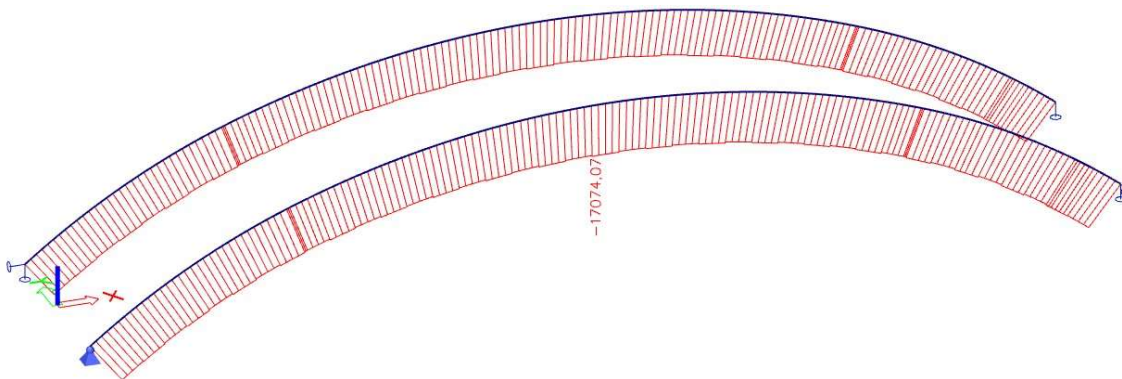
Obrázek 144 Varianta A – obálka N kombinace 6.10 [kN]



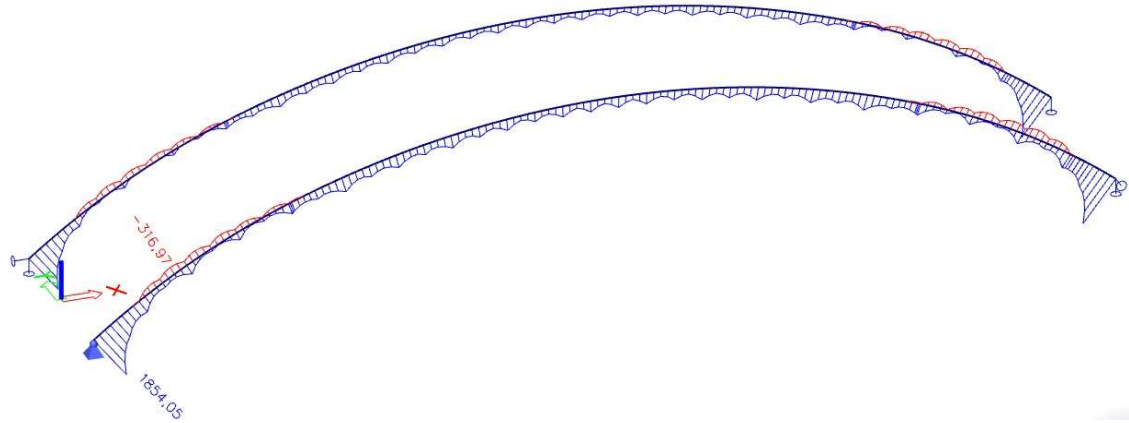
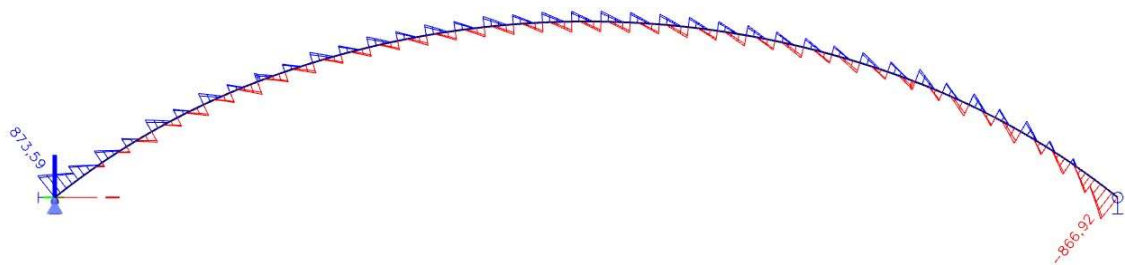
Obrázek 145 Varianta A – obálka M_y kombinace 6.10 [kNm]



Obrázek 146 Varianta A – obálka V_z kombinace 6.10 [kN]



Obrázek 147 Varianta B – obálka N kombinace 6.10 [kN]

Obrázek 148 Varianta B – obálka M_y kombinace 6.10 [kNm]Obrázek 149 Varianta B – obálka V_z kombinace 6.10 [kN]

Pro posouzení jsou v následující tabulce shrnuty extrémy normálových sil a ohybových momentů, které jsou použity v jednotlivých posudcích. Pro interakci ohybového momentu a normálové síly jsou z jednotlivých kombinací vyhledány čtyři případy pro nalezení nejnepříznivějšího namáhání. U posouvající síly je proveden pouze posudek na její absolutní extrém.

U obloukových mostů s dolní mostovkou, které mají střednici oblouku tvaru kružnice nebo paraboly vzniká extrémní záporný moment přibližně ve čtvrtině rozpětí. Díky zmenšení poloměru v krajních částech oblouku se tento extrém přesunul blíže ke krajním podporám.

Tabulka 9 Návrhové vnitřní síly N_{Ed} a $M_{y,Ed}$ (velikost)

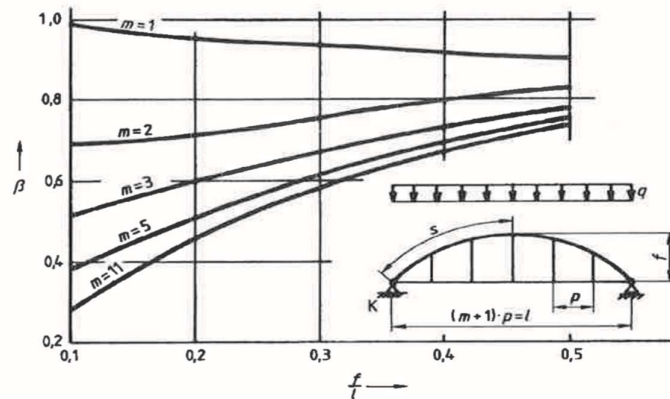
Poloha hledaného extrému	Varianta A		Varianta B	
	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]
Maximální kladný ohybový moment	-18145,79	2098,19	-15869,44	1854,05
Maximální záporný ohybový moment	-16770,86	-312,53	-14219,18	-316,97
Maximální normálová síla	-19526,52	324,57	-17074,07	276,19
Maximální moment při kombinaci vyvolávající maximální normálovou sílu	-19024,02	2028,12	-16584,24	1752,88

4.6.3 Vzpěrnostní součinitele

4.6.3.1 V rovině oblouku

Pomocí následujících parametrů je z grafu odečten součinitel vzpěrné délky β . [31]

- polovina délky oblouku... $s = 41,559$ m
- počet závěsů... $m = 38$
- vzdálenost mezi závěsy... $p = l/m = 1,987$ m
- poměrné vzepětí... $f/l = 0,1645$
- součinitel vzpěrné délky... $\beta = 0,31$



Obrázek 150 Graf pro výpočet součinitele vzpěrné délky [32]

V dalším kroku je získána kritická síla N_{cr} .

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot s} \right)^2 \cdot EI_y$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{0,31 \cdot 41,559} \right)^2 \cdot 2633,19$$

$$N_{cr} = 156,42 \text{ MN}$$

V několika dalších krocích je vypočten součinitel vzpěrnosti pro vybočení v rovině oblouku χ_y .

Oblouk je svařovaný uzavřený průřez spadající do skupiny se vzpěrnostní křivkou c. [28]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{0,1416 \cdot 355}{156,42}}$$

$$\bar{\lambda} = 0,567$$

$\alpha = 0,49$...součinitel imperfekce pro vzpěrnostní křivku c

$$\Phi = 0,5 \cdot \{1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \{1 + 0,49 \cdot (0,567 - 0,2) + 0,567^2\}$$

$$\Phi = 0,751$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,751 + \sqrt{0,751^2 - 0,567^2}}$$

$$\chi_y = 0,805$$

Posledním krokem je posouzení vzpěrné únosnosti.

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,805 \cdot 0,1416 \cdot 355}{1}$$

$$N_{b,Rd,y} = 40,457 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 19,526 \text{ MN}$$

$$N_{b,Rd,y} \geq N_{Ed}$$

$$40,457 \text{ MN} \geq 19,526 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$$

4.6.3.2 Z roviny oblouku

Pomocí následujících tabulek jsou získány součinitele β_1 a β_2 .

$$\beta_1 = 0,61 \dots \text{pro konstantní } I_z \text{ dle poměrného vzepětí } f/l$$

$$\beta_2 = 1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$$

$$\frac{q_H}{q} = 1 \dots \text{závěsy přenáší veškeré zatížení}$$

$$\beta_2 = 1 - 0,35 \cdot 1$$

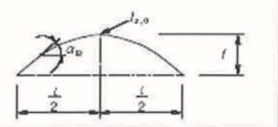
$$\beta_2 = 0,65$$

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

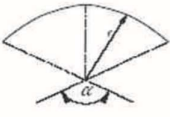
$$\beta = 0,61 \cdot 0,65 = 0,397$$

Tabulka 10 Součinitel β_1 [32]

f/l	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40
I_z konstantní	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
I_z proměnné $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86



Tabulka 11 Součinitel β_2 [32]

Zatížení	β_2	Poznámky
konzervativní (mostovka je upevněna na vrcholu oblouku)	1	 <p> q celkové zatížení q_H část zatížení přenášená závěsy q_{St} část zatížení přenášená stojkami </p>
prostřednictvím závěsů	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
prostřednictvím stojek	$1 - 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

V dalším kroku je získána kritická síla N_{cr} .

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot l} \right)^2 \cdot EI_z$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{0,397 \cdot 77,5} \right)^2 \cdot 5026,77$$

$$N_{cr} = 52,488 \text{ MN}$$

Stejně jako u vybočení v rovině oblouku je v několika dalších krocích vypočten součinitel vzpěrnosti pro vybočení z roviny oblouku χ_z .

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{0,1416 \cdot 355}{52,488}}$$

$$\bar{\lambda} = 0,979$$

$\alpha = 0,49$...součinitel imperfekce pro vzpěrnostní křivku c

$$\Phi = 0,5 \cdot \{1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \{1 + 0,49 \cdot (0,979 - 0,2) + 0,979^2\}$$

$$\Phi = 1,17$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,17 + \sqrt{1,17^2 - 0,979^2}}$$

$$\chi_z = 0,552$$

Posledním krokem je posouzení vzpěrné únosnosti.

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,552 \cdot 0,1416 \cdot 355}{1}$$

$$N_{b,Rd,z} = 27,77 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 19,526 \text{ MN}$$

$$N_{b,Rd,z} \geq N_{Ed}$$

$$27,77 \text{ MN} \geq 19,526 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$$

4.6.4 Únosnost v ohybu

Oblouk je navržen z uzavřeného průřezu. Nepodléhá tedy klopení a jedná se o prostou ohybovou únosnost. Průřez oblouku spadá do první třídy, proto je použit plastický průřezový modul. [28]

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \geq M_{y,Ed}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{0,0394 \cdot 355}{1}$$

$$M_{y,Rd} = 13,987 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed} = 2,098 \text{ MNm}$$

$$M_{y,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$13,987 \text{ MNm} \geq 2,098 \text{ MNm} \dots \text{vyhovuje}$$

Pro kontrolu je provedeno posouzení smykové únosnosti. Maximální posouvající síla V_{Ed} bezpečně splňuje podmínku pro malý smyk a lze její účinek na ohybovou únosnost zanedbat.

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}} \geq V_{Ed}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,0589 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1} = 12,064 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 0,98 \text{ MN}$$

$$0,5 \cdot 12,064 = 6,032 \text{ MN} \geq 0,98 \text{ MN} \dots \text{jedná se o malý smyk}$$

4.6.5 Interakce tlakové normálové síly a ohybového momentu

Tato interakce je posouzena pro stavy uvedené v kapitole 4.6.2. Výpočty jsou provedeny pomocí programu Microsoft Excel a zde je uvedena pouze nejhorší varianta, která nastává přímo v zárodku oblouku při maximálním momentu od kombinace vyvolávající maximální normálovou sílu.

Tlaková normálová síla je započtena včetně součinitelů vzpěru k ose y a z. Oblouk je namáhán pouze ohybovým momentem M_y v rovině oblouku. Díky neuvažování příčného zatížení větrem není oblouk zatížen momentem M_z . Uzavřené průřezy nepodléhají klopení a součinitel klopení χ_{LT} je tedy roven 1,0.

Součinitele interakce jsou získány dle [28] metodou 2 pro pravoúhlé duté průřezy 1. třídy, které nejsou náchylné ke zkroucení. Součinitel C_{my} se má uvažovat pro vybočení s posunem styčniců hodnotou 0,9.

$$C_{my} = 0,9$$

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \right) \\ C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \left(1 + (0,567 - 0,2) \frac{19,024}{40,457} \right) \\ 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{19,024}{40,457} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min(1,055; 1,237)$$

$$k_{yy} = 1,055$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 1,055$$

$$k_{zy} = 0,633$$

Posouzení interakce normálové síly a ohybového momentu:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{19,024}{40,457} + 1,055 \frac{2,028}{13,988} \leq 1$$

$$\frac{19,024}{27,77} + 0,633 \frac{2,028}{13,988} \leq 1$$

$$0,623 \leq 1 \dots \text{vyhovuje}$$

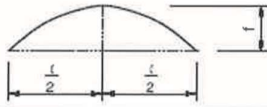


$$0,777 \leq 1 \dots \text{varianta A vyhovuje s využitím 77,7\%}$$

Jelikož posudku vyhovuje i nejneprůzračnější místo v zárodku oblouku, není nutné navrhovat v této oblasti ocelové výztuhy. Varianta B při stejném postupu vyhovuje s využitím 67,5%.

4.6.6 Prolomení oblouku

Prolomení oblouku je posouzeno dle [32]. Oblouk je v tomto případě oboustranně vetknutý a pomocí lineární interpolace je dle následující tabulky získán součinitel K.

Tabulka 12 Hodnoty součinitele K [32]

	f/l	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

$$f/l = 12,75/77,5 = 0,1645$$

$$K = 9,34$$

Pro celkové posouzení jsou dále potřebné parametry průřezu oblouku EA a EI_y které jsou získány z kapitoly 4.6.1.

$$1. \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} \geq K$$

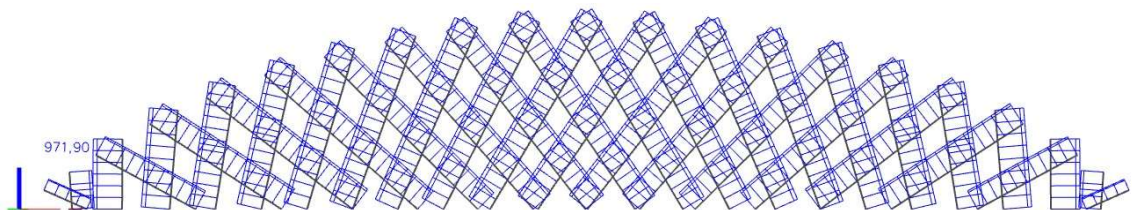
$$77,5 \cdot \sqrt{\frac{29736}{12 \cdot 2633}} \geq 9,34$$

$$75,18 \geq 9,34 \text{ ...vyhovuje, nedojde k prolomení oblouku}$$

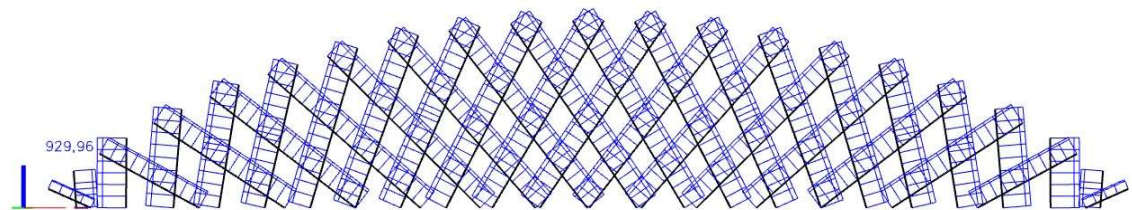
4.7 Závěsy

Závěsy jsou posouzeny jako tažené prvky dle [28], pro posouzení je potřebná pouze plocha průřezu, mez kluzu a maximální normálová síla při kombinaci 6.10. Normálové síly u síťového jsou ve všech závěsech velmi podobné a všechny jsou navrženy se shodným kruhovým průřezem o průměru 60 milimetrů.

4.7.1 Návrhové vnitřní síly



Obrázek 151 Varianta A - Normálová síla v závěsech od kombinace 6.10 [kN]



Obrázek 152 Varianta B - Normálová síla v závěsech od kombinace 6.10 [kN]

4.7.2 Posouzení

$$A = 2\,827,4 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \geq N_{Ed}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{2827,4 \cdot 460}{1,0} = 1\,300,6 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1\,300,6 \text{ kN} \geq N_{Ed,A} = 971,90 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 74,73\%$$

$$N_{pl,Rd} = 1\,300,6 \text{ kN} \geq N_{Ed,B} = 929,96 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 71,50\%$$

4.8 Porovnání variant

V rámci předběžné globální analýzy se prokázaly předpoklady uvedené v kapitole 4.1. Varianta s vylehčenou mostovkou má o téměř 1/4 nižší objem betonu a dle předběžného výpočtu i výrazně nižší počet předpínacích lan v příčném i podélném směru. Výhodou plné desky je její chování při lokálním zatížení, které roznáší pod úhlem 45 stupňů nejprve do své střednice a následně pod stejným úhlem do krajních táhel. Vylehčená mostovka přenáší zatížení přímo přes příčníky na menší délku krajních táhel, což způsobuje například velice podobné maximální namáhání závěsů u obou variant.

Pokud se během postupu výstavby neukáží výhody plné desky, je pro most tohoto rozpětí vhodnější varianta B. Lze odhadnout, že maximální hranice pro výhodnější použití plné desky díky jednoduchosti provádění se pohybuje v rozmezí rozpětí 40-50 metrů. Dalším problémem u plné desky je i problematická kolize příčného a podélného předpětí, proto je plná deska vhodná spíše pro mosty s menší osovou vzdáleností oblouků, která nevyžaduje návrh příčného předpětí.

Z 2D a 3D modelů bylo dosaženo téměř shodných výsledků vnitřních sil v závěsech a oblouku. Oproti tomu chování samotné mostovky by bylo při řešení s 2D modelem velice zjednodušující. 2D model není schopen řešit příčný směr mostu ani příčný roznos zatížení do příčného řezu. Ačkoliv nejsou všechny výhody 3D modelu v této práci využity, byl velice přínosný pro pochopení chování konstrukce.

Tabulka 13 Porovnání variant dle předběžných výpočtů

	Plná deska	Deska s žebry
Objem betonu	936,16 m ³	725,36 m ³
Počet lan podélného předpětí	397 ks	300 ks
Počet lan příčného předpětí	1178 ks	744 ks
Využití závěsů	74,73%	71,50%
Využití oblouku	77,70%	67,50%

5 Postup výstavby

V hlavní části této kapitoly je zkoumán vliv podélného vysouvání na konstrukci síťového oblouku. Kromě toho je navržena alternativní metoda výstavby, kterou by bylo možné předejít nepříznivému namáhání při podélném vysouvání.

5.1 Obecný postup

Navržené postupy výstavby jsou shodné až do dokončení spodní stavby a násypového tělesa. Nejprve proběhne vytyčení všech důležitých bodů pro zřízení hlubinných pilotových základů. Po vytyčení následuje zřízení ochranného plotu mezi staveništem a kolejištěm ve vzdálenosti 3 metry od os krajních kolejí, aby byl dodržen volný mostní průřez, který je pro staniční obvod právě 3 metry. Pro výkop základů budou na straně přilehlé ke kolejišti zaberaněny štětovicové stěny ve vzdálenosti 3,1 metru od os krajních kolejí, aby nedošlo k sesuvu výkopu a poškození kolejiště. Následně budou vrtány železobetonové piloty, dle geotechnických podmínek bude vhodné použití ochranných výpažnic. Vzhledem k vysoké hladině podzemní vody bude nutné její odčerpávání ze stavebních jam.

Ze základových desek budou ponechány přesahy prutů výztuže, na které bude navázáno při vyztužování dříků opěr a pilířů. Po dokončení betonáže dříků a křídel do požadované výšky budou následovat dokončovací práce spodní stavby. Nejprve bude zhotovena rubová drenáž opěr a následně bude aplikován nátěr proti vlhkosti.

Vzhledem k šikmosti překážky jsou hrany dříků opěr a základových pásů přilehlé ke kolejišti zkoseny, čímž je dosaženo větší rezervy mezi volným mostním průřezem a spodní stavbou mostu. Délka zkosené strany opěry je 900 milimetrů, což odpovídá běžně dostupným prvkům systémového bednění. Tato změna není ze statického hlediska vhodná pro samotnou opěru, na druhou stranu zamezí zvýšeným nákladům kvůli případnému zvětšování rozpětí mostu. Nejbližší část opěry je vzdálena 3450 milimetrů od osy koleje číslo 6 a nejbližší část dříku pilíře je vzdálena 3350 milimetrů od osy manipulační koleje 5, která bude po dobu výstavby vyřazena z provozu.

Poslední společnou fází je budování násypových těles včetně svahů z armované zeminy. Zavážení a hutnění bude probíhat po vrstvách se stanovenou maximální tloušťkou. Pro násyp je nutné použití vhodných zemin, přechodová oblast za opěrami by vyžadovala podrobný návrh, který není předmětem této práce.

5.2 Zatížení

Během výstavby je konstrukce zatížena vlastní tíhou bez ostatního stálého zatížení. Do stálého zatížení patří i veškeré dočasné konstrukce jako například výsuvný nos nebo tuhé vzpěry.

Jako proměnné zatížení je uvažováno zatížení staveništní. Účinky tíhy osob a ručního nářadí jsou zavedeny pomocí spojitého rovnoměrného zatížení $q_{ca,k} = 1 \text{ kN/m}^2$ na celou plochu nosné konstrukce dle [33].

5.3 Vysouvání konstrukce

Vysouvání konstrukce je provedeno postupně od krajní opěry směrem ke společnému pilíři s vedlejším polem. Závěrné zdi opěry budou dokončeny až po usazení nosné konstrukce do finální polohy. Pro výsun lze zvolit tlačné či tažné zařízení. Za opěrou bude vybudována panelová rovnanina, která bude tvořit podklad pro ocelové nosníky dráhy. Jednotlivé podvozky budou sloužit jako posuvné podpěry a na nevysunuté části konstrukce jsou v pravidelných intervalech 2,5 metru. Tyto podpory mohou sloužit pouze pokud jsou tlačné, podvozky nejsou schopny přenášet tahovou reakci. Z jednotlivých fází jsou tyto tažené podpory odstraněny.

Stejný problém je řešen u závěsů, které mají vzhledem ke své štíhlosti a velké vzpěrné délce minimální vzpěrnou únosnost. Ve všech fázích výstavby se počítá s vybočením tlačných závěsů. Pokud by byly tlačné závěsy ponechány v konstrukci, bylo by nutné je ve výpočetním programu modelovat jako nelineární prvky s vyloučením tlaku. V této práci je tento postup nahrazen tím, že jsou v každé fázi tlačné závěsy z konstrukce odstraněny.

V programu Scia Engineer 16.1 bude postup vysouvání mostu modelován postupným odebíráním podpor a jejich následným přidáváním v poloze případných mezilehlých podpor.

Předpjatá betonová mostovka se sítovým obloukem nejsou pro vysouvání příliš vhodné, a proto je postupně ověřováno chování v jednotlivých fázích výsunu s různými přídatnými opatřeními. Nejprve je oblouk vysouván bez tuhých vzpěr a lehkého ocelového nosu. Z této části je zjištěno, kdy dojde ke kritickému stavu a je zde také porovnáno, zda je vhodnější varianta A nebo B. Tato fáze není reálná a slouží pouze k pochopení chování konstrukce, protože i s přitížením opačného konce by konstrukce bez ocelového nosu ztratila stabilitu přibližně při vysunutí poloviny mostu a překlopila by se do kolejiště. V první fázi je výsun prováděn také bez mezilehlých podpor.

Je předpokládáno, že vysouvání konstrukce bude započato přibližně 30 dní po betonáži nosné konstrukce. Cílem tohoto postupu je provést co největší množství práce za opěrami bez omezení provozu na trati a čas následného výsunu mostu zkrátit na možné minimum. Z toho

důvodu jsou použity charakteristické hodnoty pevnosti v tahu i tlaku pro beton starší než 28 dní. Před výsunem je nutné provést kompletní svaření oblouku, předpětí nosné konstrukce a instalaci všech závěsů a případných přídavných opatření.

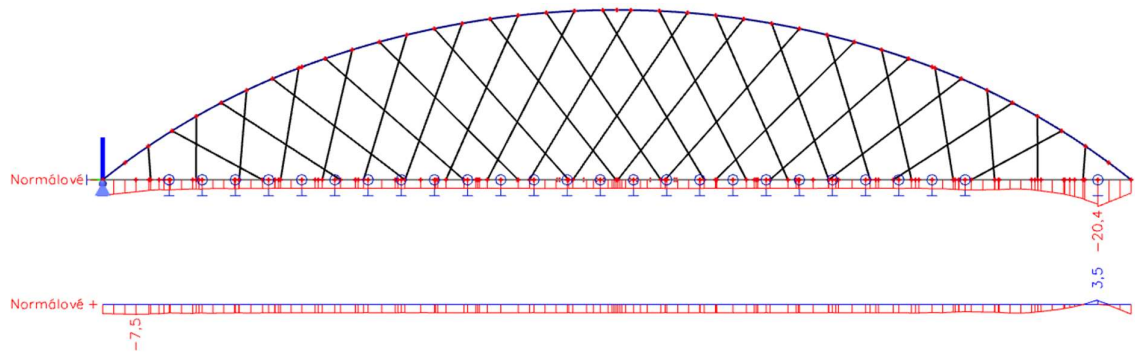
Při vysouvání konstrukce je sledována charakteristická kombinace zatížení a předpětí s odhadnutými ztrátami 10%, konkrétně s napětím předpínací výztuže 1314 MPa. Hlavním posuzovacím kritériem je dodržet po celou dobu výstavby napětí v betonu pod jeho střední pevnosti v tahu, která je 3,5 MPa.

Mimo to je kontrolováno také omezení napětí v tlačných vláknech betonového průřezu dle mezního stavu použitelnosti, které by nemělo překročit hodnotu 60% charakteristické pevnosti betonu v tlaku.

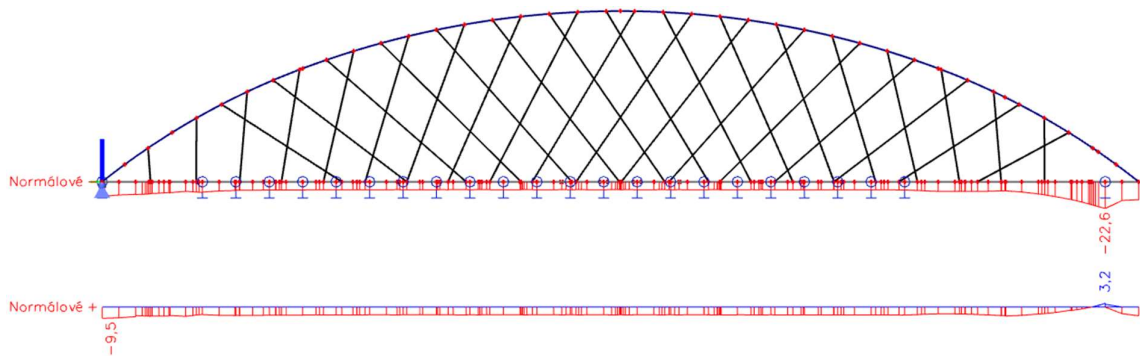
5.3.1 Bez mezilehlých podpor

Pokud by bylo možné provést výsun konstrukce bez mezilehlých podpor, byl by provoz na trati omezen pouze po dobu dvou nočních výluk, kdy by se během přibližně 10 hodin konstrukce vysunula přes kolejiště do finální polohy.

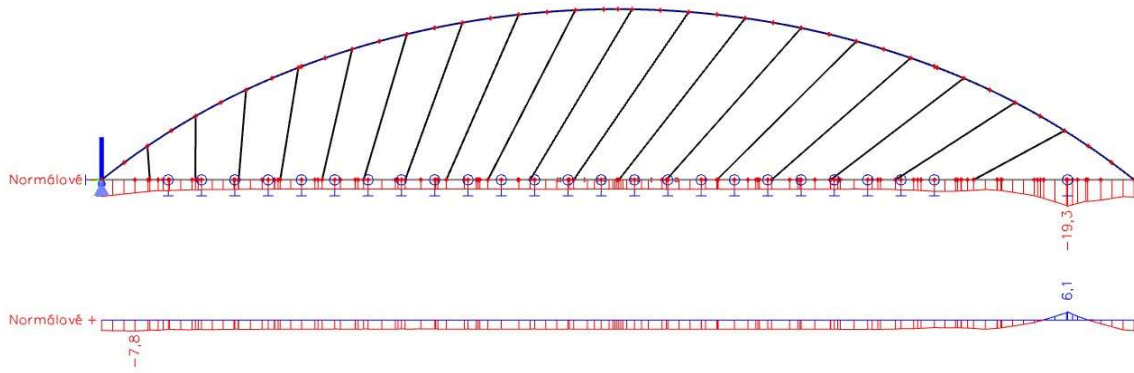
Chování mostu těchto rozměrů bohužel není příznivé, již v prvních fázích překračuje napětí v horních vláknech táhel pevnost betonu v tahu. Výsledky napětí v táhlech mostovky jsou znázorněny na následujících schématech a jsou shrnuty v tabulce.



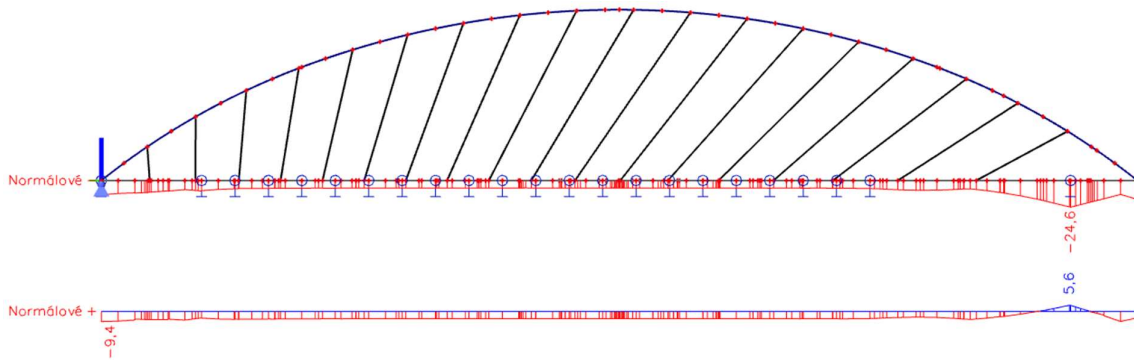
Obrázek 153 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 2,5 metrech [MPa]



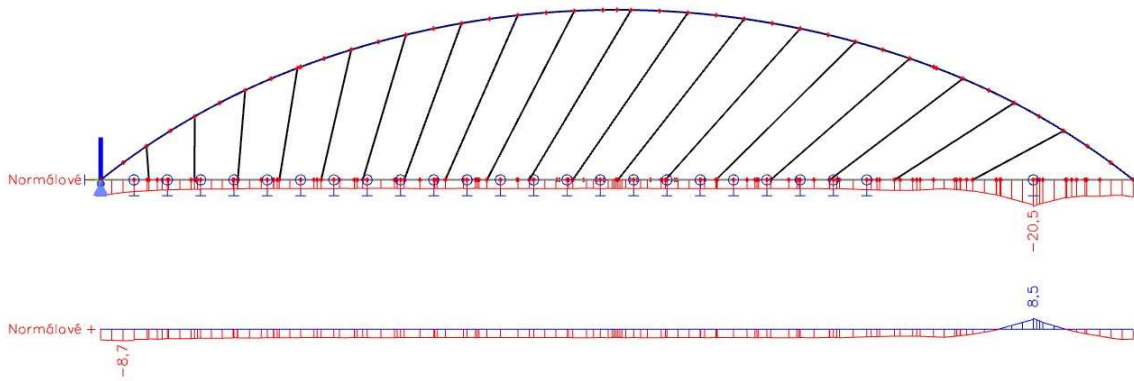
Obrázek 154 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 2,5 metrech [MPa]



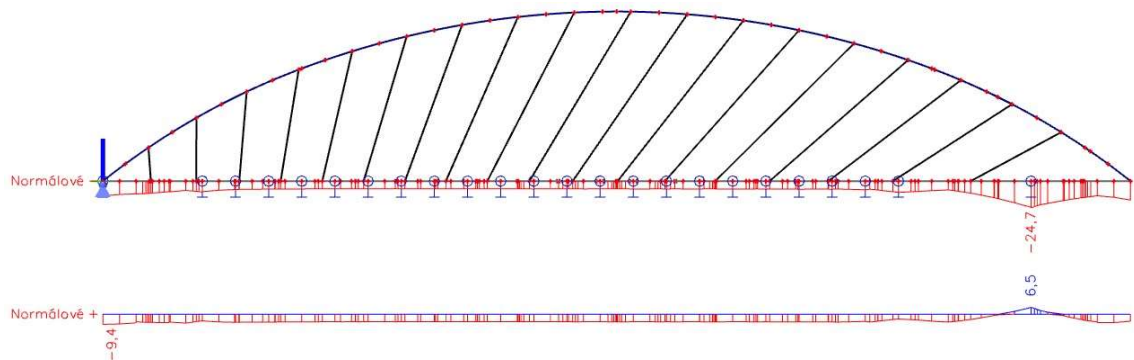
Obrázek 155 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 5 metrech [MPa]



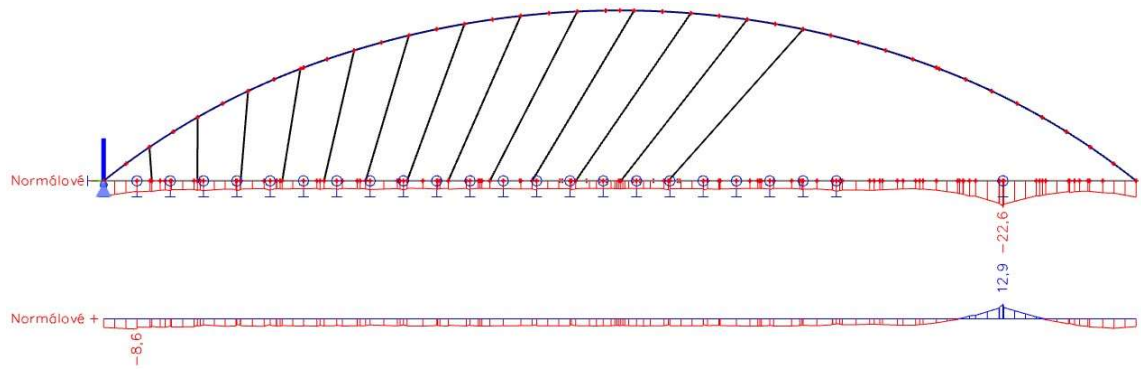
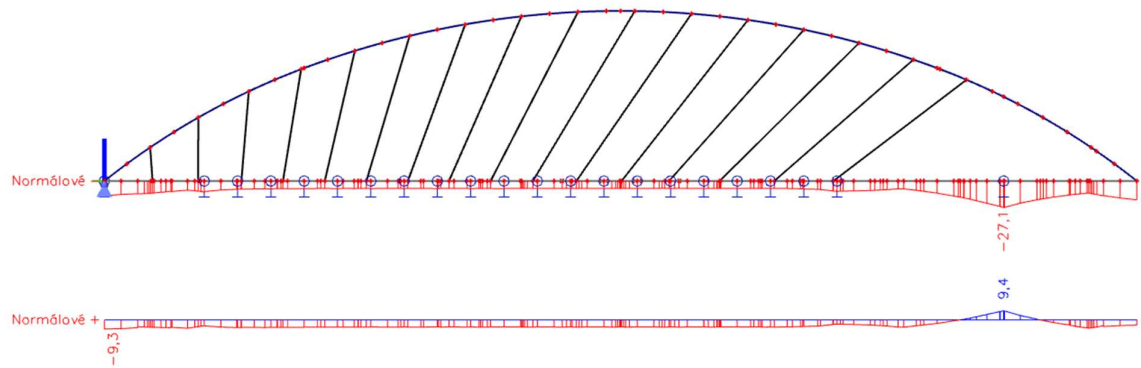
Obrázek 156 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 5 metrech [MPa]



Obrázek 157 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 7,5 metrech [MPa]



Obrázek 158 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 7,5 metrech [MPa]

Obrázek 159 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 10 metrech [MPa]Obrázek 160 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 10 metrech [MPa]

Tabulka 14 Porovnání variant

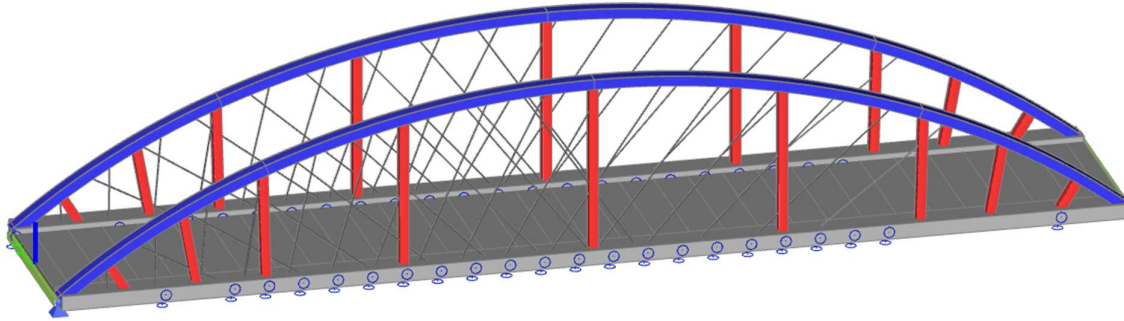
Fáze výsunu [m]	Varianta A		Varianta B	
	$\sigma_{x,horní}$ [Mpa]	$\sigma_{x,dolní}$ [Mpa]	$\sigma_{x,horní}$ [Mpa]	$\sigma_{x,dolní}$ [Mpa]
2,5	3,50	-20,40	3,20	-22,60
5	6,10	-19,30	5,60	-24,60
7,5	8,50	-20,50	6,50	-24,70
10	12,90	-22,60	9,40	-27,10

Tyto hodnoty napětí nejsou reálné a slouží pouze pro porovnání variant. Při překročení pevnosti betonu v tahu by muselo být napětí počítáno na průřezu s trhlinami. Ani v této fázi se neprokazují výhody plné desky a pro další postup je pokračováno pouze s variantou B.

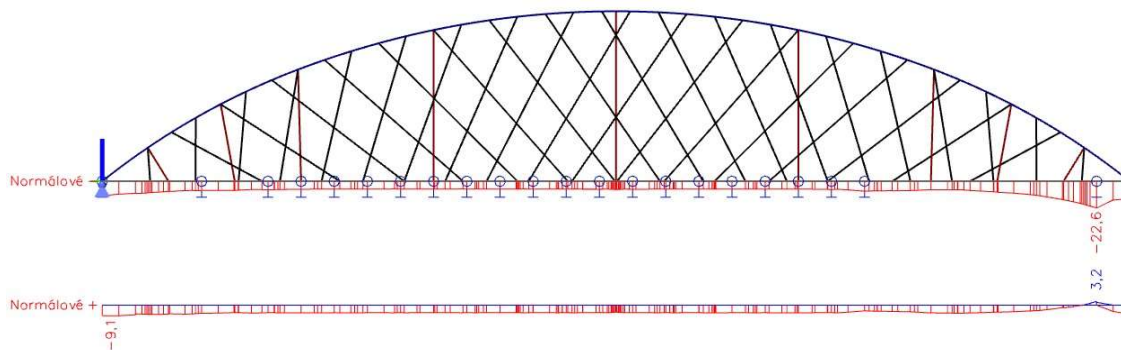
5.3.1.1 Přidání tuhých vzpěr

Během prvních fází výsunu byla většina závěsů namáhána v tlaku a nepodílely se na působení konstrukce. Pro nahrazení vybočujících závěsů jsou navrženy vzpěry s dostatečnou vzpěrnou únosností. U síťového uspořádání závěsů není možné navrhnout tyto tuhé prvky z jednotného průřezu. Vzpěry a závěsy se v síťovém uspořádání několikrát vzájemně kříží, proto jsou navrženy jako členěné pruty z dvojice U profilů, které jsou po určitých vzdálenostech montážně propojeny ocelovými pásy.

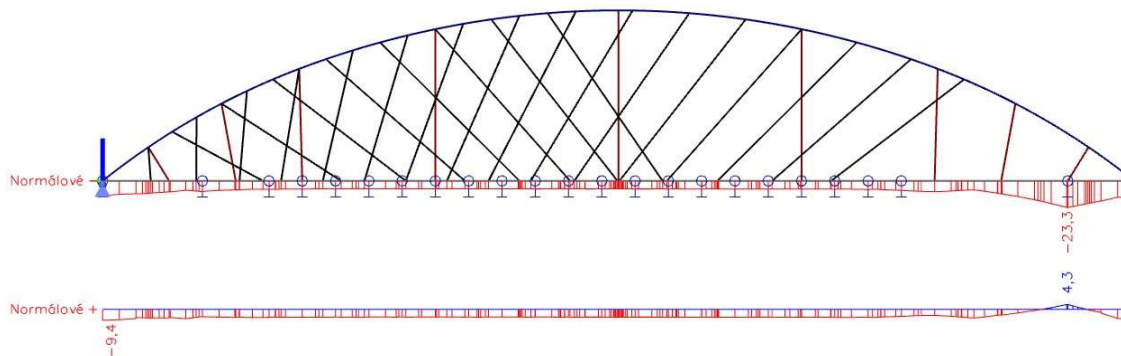
V této fázi se jedná pouze o ověření, zda by toto opatření mělo pozitivní vliv na napětí v horních vláknech mostovky. Konkrétní návrh vzpěr není předmětem této práce a pro výpočet jsou použity obdélníkové svařované trubky o rozměrech 800x650 s tloušťkou plechu 30 milimetrů. Pro toto opatření jsou provedeny fáze výsunu do vzdálenosti 10 metrů, které jsou porovnány s konstrukcí bez vzpěr.



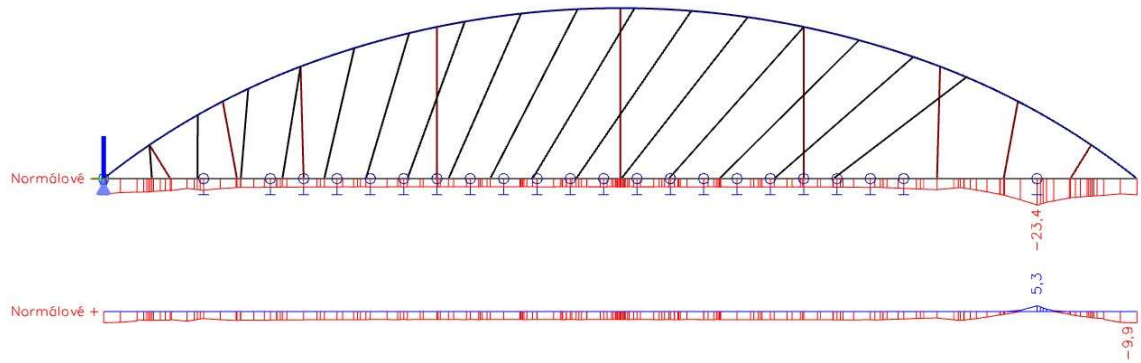
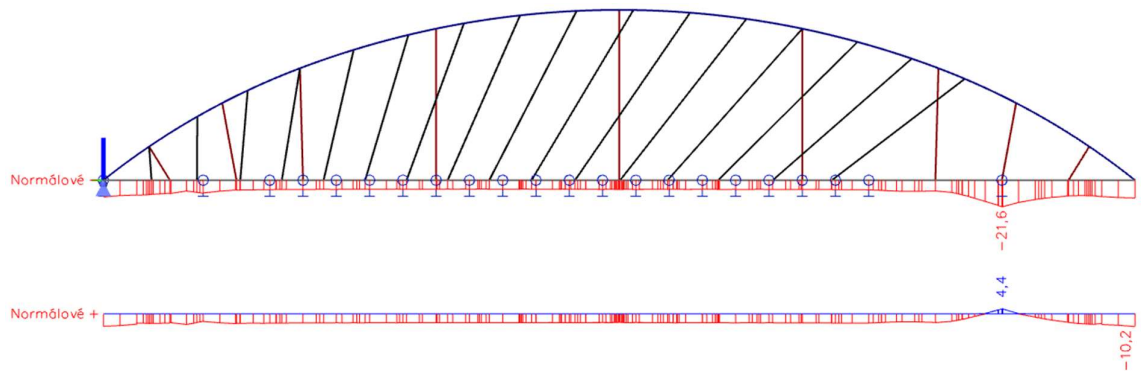
Obrázek 161 Axonometrický pohled na konstrukci po přidání tuhých vzpěr



Obrázek 162 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 2,5 m [MPa]



Obrázek 163 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 5 m [MPa]

Obrázek 164 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech -7,5 m [MPa]Obrázek 165 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 10 m [MPa]

Tabulka 15 Porovnání konstrukce se vzpěrami a bez nich

Fáze výsunu [m]	Přidání vzpěr		Pouze závěsy	
	$\sigma_{x\text{horní}}$ [Mpa]	$\sigma_{x\text{dolní}}$ [Mpa]	$\sigma_{x\text{horní}}$ [Mpa]	$\sigma_{x\text{dolní}}$ [Mpa]
2,5	3,20	-22,60	3,20	-22,60
5	4,30	-23,30	5,60	-24,60
7,5	5,30	-23,40	6,50	-24,70
10	4,40	-21,60	9,40	-27,10

V první fázi výsunu nenastávají téměř žádné změny. V dalších fázích se tuhé vzpěry zapojují do působení konstrukce, nahrazují vybočené závěsy a přenášejí reakci z táhel mostovky do oblouku. Největších rozdílů je dosaženo ve fázích, kdy se nachází vzpěra přímo nad podporou. Tím se výrazně snižují tahová napětí v horních vláknech, ale stále není dosaženo požadovaných hodnot.

Chování konstrukce při podélném vysouvání je velice nepříznivé a z výsledků je patrné, že není možné dosáhnout toho, aby byl most vysunut bez použití mezilehlých podpor. Jelikož v této fázi není dosaženo vhodného namáhání mostovky, nemělo by význam přidávat ocelový nos na více než polovinu rozpětí pole, který by svou velkou hmotností namáhání výrazně zvýšil. Kromě toho by takto hustě rozmístěné vzpěry byly velice neekonomické a složité proveditelné.

5.3.2 Mezilehlé podpory na manipulační koleji

V této fázi je jisté, že se výstavba mostu neobejde bez dočasného zásahu do kolejiště. Proto je zde podrobněji rozebrána situace kolejiště v okolí místa mostu. Celková délka zhlaví je přibližně 1 kilometr a skládá se z pěti dopravních a jedné manipulační koleje. Koleje s čísly 1 a 2 jsou hlavní koleje, dále jsou zde koleje předjízdné s čísly 3,4,6 a slepá manipulační kolej s číslem 5. U manipulační koleje bude po celou dobu vypnuto trakční vedení a bude uzavřena.



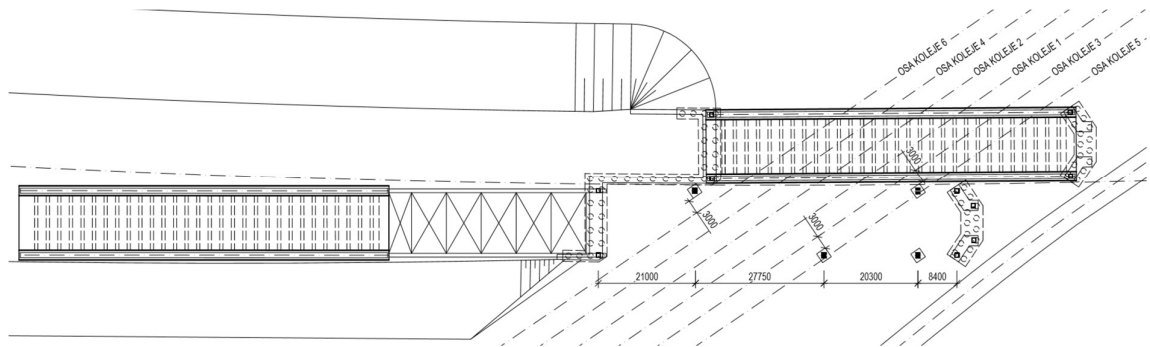
Obrázek 166 Satelitní snímek se zakresleným kolejištěm [34]

Jelikož mostovka nebyla schopna přenést reakci v místě výsunu již ve velmi malé vzdálenosti, nemělo by význam přidávat samotný lehký ocelový nos, který by tahové napětí svou vlastní tíhou ještě zvýšil. Nos je proto navržen zároveň s přidáním mezilehlých podpor.

Mezilehlé podpory jsou navrženy jako věže PÍŽMO. Jejich založení v kolejišti bude provedeno na vyrovnávací vrstvu šterku, která bude pro následné odstranění z kolejiště pokládána na geotextilii. Na tuto vrstvu budou dále položeny betonové panely tloušťky 200 milimetrů. Panely budou sloužit jako základ pro nosníkový rošt, který překlene pražce. Na tomto roštu se následně zbudují samotné věže z jednotlivých dílců. Tento typ založení je zvolen proto, aby nedošlo k přímému kontaktu mezilehlých podpor s pražci, které by tím mohli být zničeny a jejich oprava by vyžadovala složitou výměnu a další výluky na trati.

Základové podmínky v kolejišti nejsou známy. Pro tuto práci zaveden předpoklad, že únosnost podloží vyhoví na namáhání během výsunu.

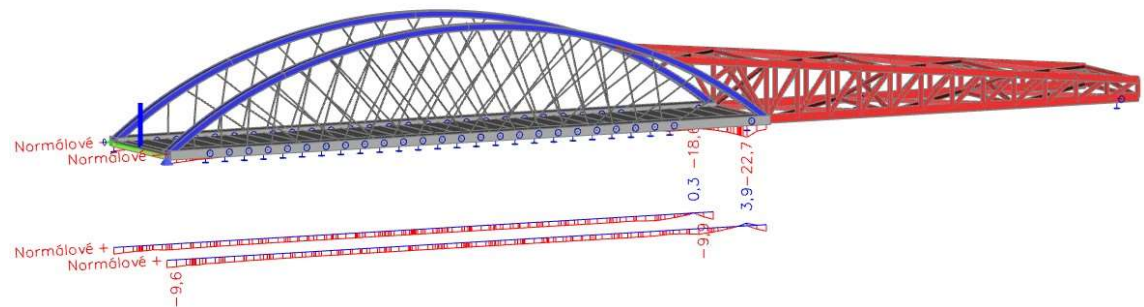
Pro minimalizaci způsobených výluk je zvoleno rozmístění mezilehlých podpor pouze mimo kolejiště a na slepé manipulační koleji. Tímto rozmístěním by výstavba mezilehlých podpor téměř neomezila provoz na hlavních a předjízdných kolejích. Nevýhodou je nutnost dlouhého ocelového nosu, který navíc musí být torzně velmi tuhý, aby dokázal přenést reakci z mezilehlé podpory z jedné strany konstrukce na druhou a zamezil vzniku tahových napětí v horních vláknech mostovky.



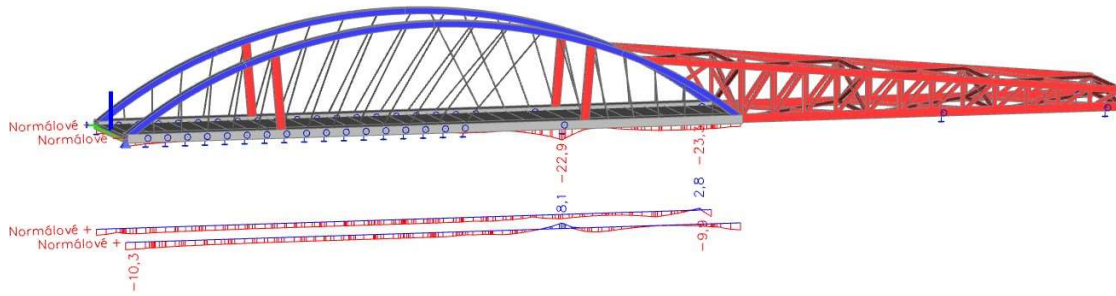
Obrázek 167 Rozmístění mezilehlých podpěr

Pro toto rozmístění mezilehlých podpěr je nutný návrh nosu o délce 47 metrů a velké tuhosti. Je zvolena dvojice příhradových nosníků s příčnými vazbami pro ztužení konstrukce. Spodní pás je navržen ze čtvercových trubek o rozměrech 1000x500 s tloušťkou stěny 50 milimetrů, horní pás 800x500 s tloušťkou stěny 30 milimetrů a diagonály o rozměru 400x400 s tloušťkou stěny 20 milimetrů.

S tímtonosem je nejprve provedena první fáze při výsunu do vzdálenosti 2,5 metru. Již v této fázi se ukazuje, že napětí v horních vláknech je stále větší než pevnost betonu v tahu. Při napětí 22,7 MPa v tlaku a 3,9 MPa v tahu by bylo možné navrhnout beton třídy C50/60 s f_{ctm} 4,1 MPa. Před touto změnou bude nejprve posouzeno chování v odhadnuté kritické poloze výsunu.

Obrázek 168 Napětí σ_x v horních a dolních vláknech – 2,5 m [MPa]

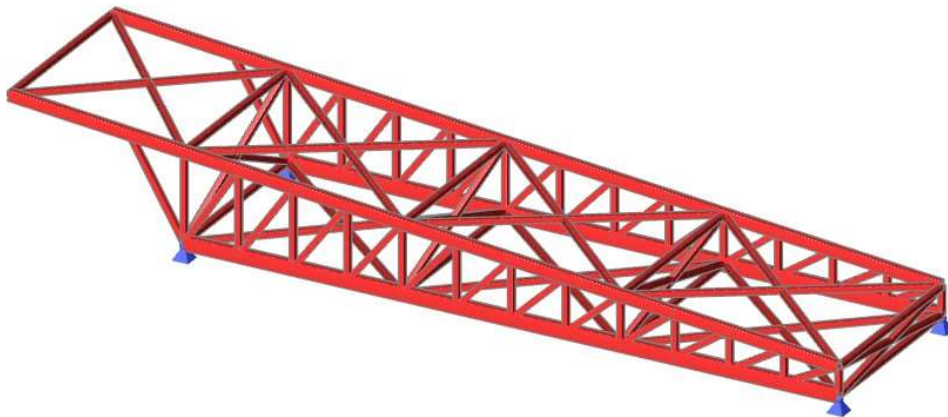
Nejnepříznivější situace je odhadnuta ve vzdálenosti 22,5 metru od začátku výsunu. Pro tuto polohu jsou přidány dva páry tuhých vzpěr. I přes tyto opatření nelze dosáhnout žádoucího napětí, které by nepřesahovalo pevnost betonu v tahu. Napětí v této fázi dosahuje hodnoty 8,1 MPa. Pro toto napětí v tahu by nepomohl ani návrh betonu nejvyšší běžně dostupné třídy C90/105 s pevností v tahu 5 MPa.



Obrázek 169 Normálové napětí σ_x při výsunu o 22,5 metru [MPa]

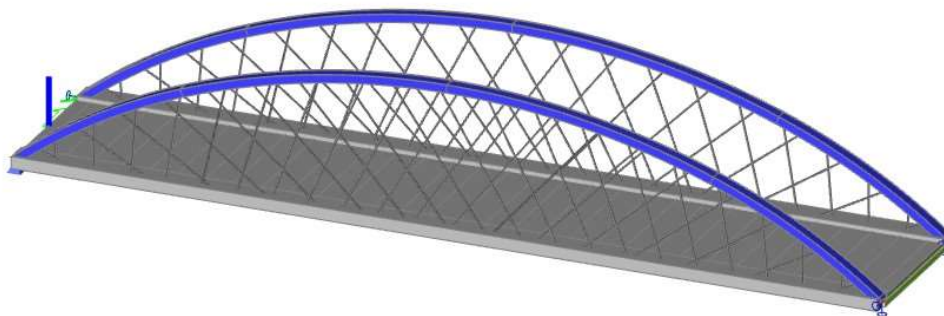
Již v této fázi je hmotnost ocelového nosu téměř 350 tun, což je přibližně dvojnásobek hmotnosti konstrukční oceli oblouků. S hrubě odhadnutou cenou oceli 60 Kč za kilogram by se cena nosu dle následujícího výkazu materiálu pohybovala v řádek desítek milionů korun. U tohoto nosu není možné ani jeho následné využití a je i velice neekologický.

Materiál	Hmotá [kg]	Povrch [m ²]	Objem [m ³]
Ocel	345917,6	1862,560	4,4066e+01
Celkem	345917,6	1862,560	4,4066e+01



Obrázek 170 Výkaz materiálu ocelového nosu

Materiál	Hmotá [kg]	Povrch [m ²]	Objem [m ³]
Ocel	184780,6	621,720	2,3539e+01
Celkem	184780,6	621,720	2,3539e+01



Obrázek 171 Výkaz materiálu ocelových oblouků

Během této fáze je zjištěno, že subtilní konstrukce síťového oblouku s poměrně velkou osovou vzdáleností oblouků není odolná vůči výsuvu po nerovnoměrně rozmístěných mezilehlých podpěrách. Mezi další problémy by patřilo zřízení výsuvné dráhy o délce téměř 130 metrů. Most se nachází ve směrovém oblouku a tato dlouhá dráha by vyžadovala výrazné rozšíření násypového tělesa. Problematický by byl také následný přesun výsuvného nosu z jedné konstrukce na druhou, kdy by se těžký nos musel rozebrat na mnoho dílů, aby mohl být po objízdě trase převezen zpět na druhou stranu kolejiště a následně přimontován k druhému mostu.

5.3.3 Mezilehlé podpory na předjízděných kolejích

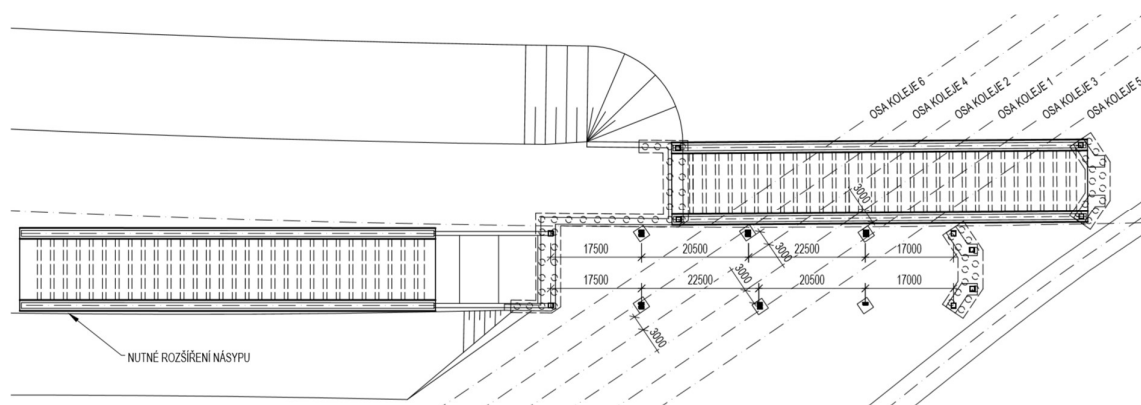
V této fázi jsou přidány mezilehlé podpory na předjízděné koleje tak, aby byl umožněn provoz na hlavních kolejích. Toto rozmístění podpor umožňuje návrh výrazně kratšího výsuvného nosu a není nutná jeho torzní tuhost. Problémem je zde větší omezení provozu a z toho plynoucí náklady na výluky.

Mezilehlé podpory mimo kolejiště budou zhotoveny s předstihem. Během výluky na kolejích 4 a 6 budou zhotoveny PIŽMO věže na koleji 4. Mezi věžemi a hlavní tratí číslo 2 bude ve vzdálenosti 2,5 metru od osy koleje zřízen ochranný plot a na této koleji bude snížena průjezdní rychlost. Žádná část mezilehlých podpor nebude zasahovat do průřezu Z-GC a nejbližší část bude vzdálena 2,5 metru od osy přilehlé koleje. V rámci této výluky bude nutností vypnutí trakčního vedení na koleji 4. Provoz na tratích 1 a 3 bude bez omezení.

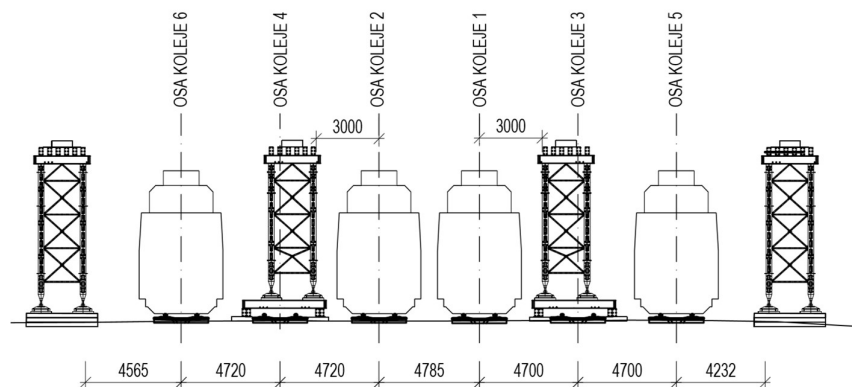
Okamžitě po dokončení věží na koleji 4 se převede provoz na koleje 2 a 6, na kterých bude probíhat bez omezení. Na koleji 3 budou zhotoveny za vypnutého trakčního vedení zbývající 2 věže se sníženou průjezdní rychlostí na koleji 1, 2 a 6, u kterých bude pevná překážka vzdálena místo 3 metrů pouze 2,5 metrů, čímž bude omezen volný mostní průřez, ale bude zachován průřez Z-GC. Po dokončení a seřízení všech věží do správné polohy bude vyčkáno na smlouvanou hodinu, ve které začne výluka na celém kolejišti.

Po průjezdu posledního vlaku bude zahájeno vysouvání konstrukce s předpokládanou rychlostí 10 metrů za hodinu. S časovou rezervou bude vyžádána výluka po dobu 12 hodin. Ve finální poloze budou demontovány PIŽMO věže. Při práci na věžích na koleji 3 bude umožněn provoz na kolejích 1, 2 a 6 se sníženou rychlostí. Po uvolnění koleje 3 bude zapnuto trakční vedení na této koleji a pracoviště bude přesunuto na kolej 4, kde budou stejným způsobem demontovány zbývající věže.

Po spuštění železničního provozu se výsuvná dráha, bednění a ocelový nos přesunou na druhý most, pro který proběhne postup stejným způsobem.



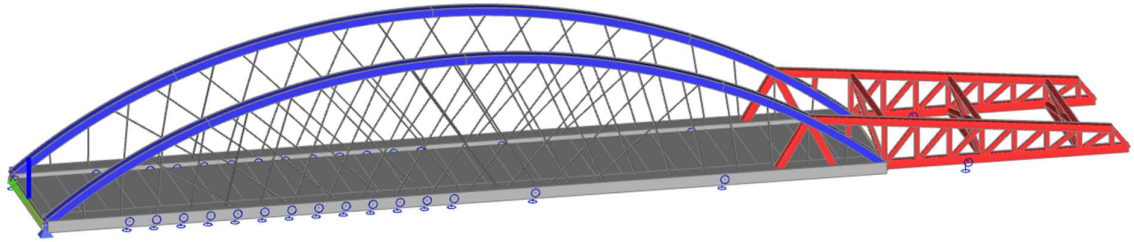
Obrázek 172 Rozmístění mezilehlých podpor - půdorys



Obrázek 173 Rozmístění mezilehlých podpor - příčný řez železniční trati

Mezilehlé podpory jsou rozmístěny ve vzdálenostech 17,5, 20,5, 22,5 a 17 metrů pro levou část mostu a 17,5, 22,5, 20,5 a 17 metrů pro pravou část. Pro toto řešení je navržen příhradový nos délky 22,5 metrů. Nos je navržen s pásy z obdélníkových trubek 800x650x30 a ostatními pruty z trubek 400x400x20 milimetrů. Výhodou příhradového nosu oproti plnostěnnému je jeho připevnění k mostní konstrukci. Místo vetknutí je zde dvojice kloubových spojů, které jsou pro ocel vhodnější. Dolní pás bude připojen pomocí čepového spoje, který vychází z nezabetonované části zárodku oblouku. Horní pás bude připevněn taktéž přes čepový spoj, jehož úchyt bude montážně připevněn k oblouku a po dokončení výsunu bude odstraněn. Poslední část nosu bude pohyblivá pomocí hydraulického pístu, který svým zdvihem bude eliminovat průhyb nosu při nájezdu na podpory.

Připevnění vzpěr k mostu bude provedeno podobně jako u nosu pomocí čepových spojů, jejich zárodky budou na jedné straně zabetonovány do mostovky a na druhé přivařeny k oblouku. Na rozdíl od vzpěr navržených v kapitole 5.3.1.1. v tomto případě není nutné dělení průřezu pro umožnění průchodu závěsů. Jediný křížující závěs je z fáze výstavby odstraněn a bude instalován až po odstranění vzpěr ve finální poloze. Vzpěry jsou navrženy ze svařovaných průřezů 650x650x30 milimetrů.

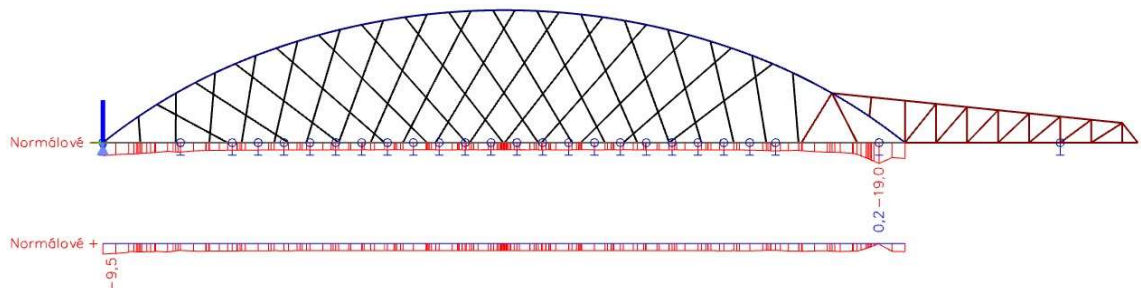


Obrázek 174 Axonometrický pohled na konstrukci s přidáním příhradového nosu

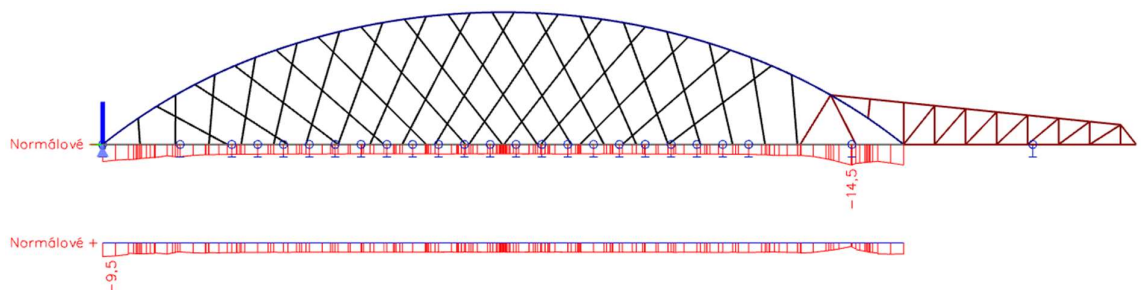
Vzpěry mají výrazný vliv na namáhání táhel mostovky, protože přebírají tlakovou sílu od horního pásu příhradového nosu a přenáší ji do mostovky, čímž redukuje tahová napětí v horních vláknech. Postupně s přibližováním začátku mostovky k prvním mezilehlým podpěrám je napětí v horních vláknech táhel v záporných hodnotách a tah již nenastává. Hodnota napětí kolísá dle polohy nosu vzhledem k mezilehlé podpoře. Pokud je tato podpora mezi styčníky, je nos méně tuhý a povolí větší svislou deformaci, než když reakce přechází přímo do styčníku. I proto je navržen dolní pás poměrně velkého průřezu.

5.3.3.1 Posouzení mostovky

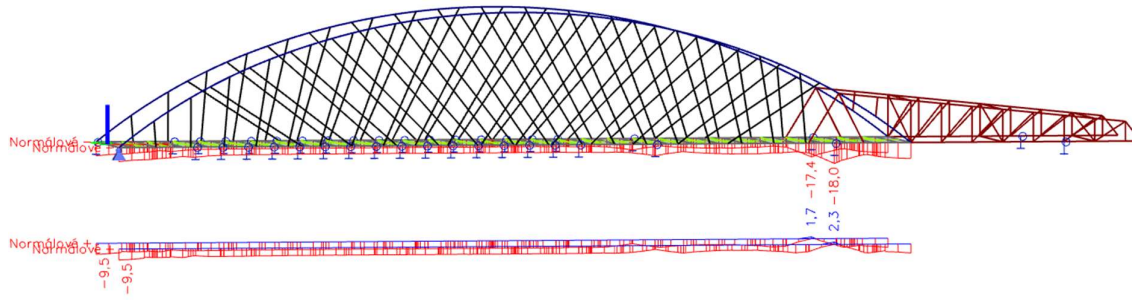
Pro konstrukci je provedeno 31 fází v intervalech 2,5 metru. Hodnoty normálových napětí v horních a dolních vláknech jsou shrnuty v přehledné tabulce. Největších tahových napětí bylo dosaženo v oblasti od 40 do 47,5 metru. V těchto fázích se začátek mostovky nachází na podporách, které jsou rozmístěny nerovnoměrně, což je pro konstrukci nevýhodné.



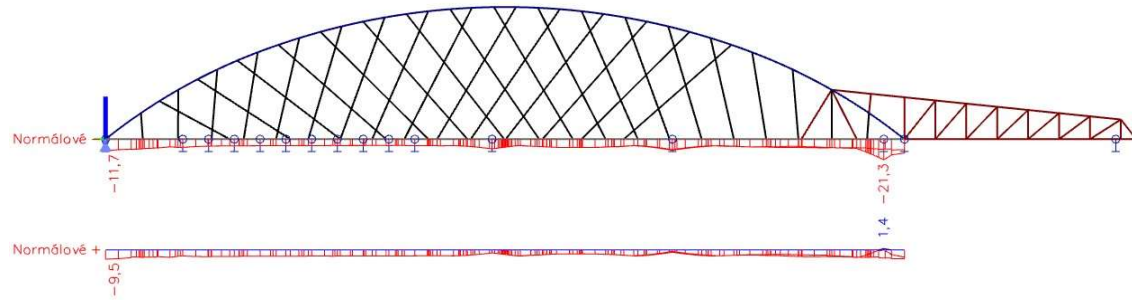
Obrázek 175 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 2,5 m [MPa]



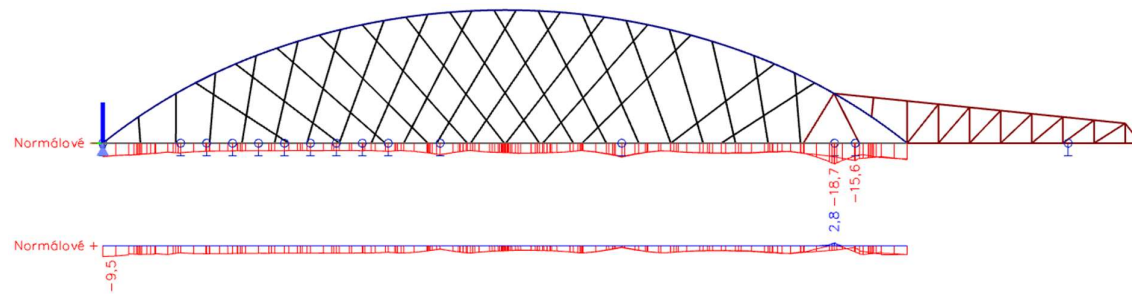
Obrázek 176 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 5 m [MPa]



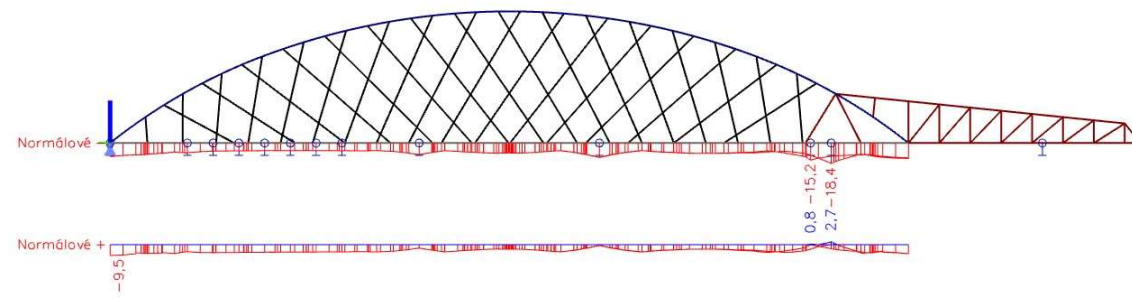
Obrázek 177 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 25 m [MPa]



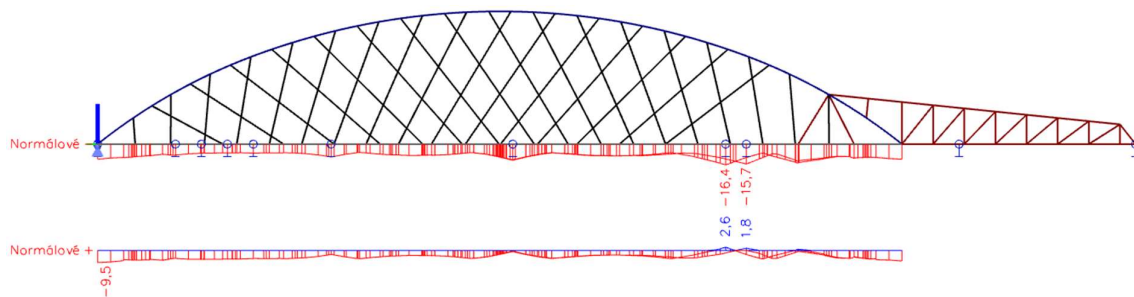
Obrázek 178 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 40 m [MPa]



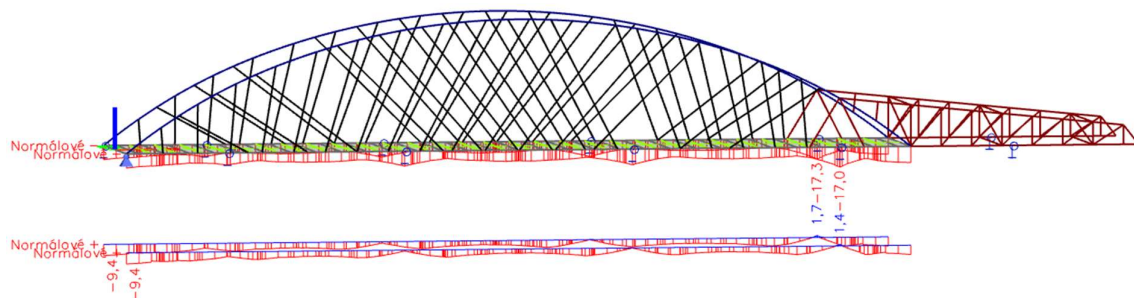
Obrázek 179 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 45 m [MPa]



Obrázek 180 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 47,5 m [MPa]



Obrázek 181 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 55 m [MPa]



Obrázek 182 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 67,5 m [MPa]

Tabulka 16 Normálové napětí v jednotlivých fázích výsunu

Fáze výsunu [m]	MSP			
	Levé táhlo		Pravé táhlo	
	$\sigma_{x,horní,max}$ [Mpa]	$\sigma_{x,dolní,min}$ [Mpa]	$\sigma_{x,horní,max}$ [Mpa]	$\sigma_{x,dolní,min}$ [Mpa]
2,5	0,20	-19,00	0,20	-19,00
5	-2,50	-14,50	-2,50	-14,50
7,5	-1,80	-13,70	-1,80	-13,70
10	-4,00	-12,50	-4,00	-12,50
12,5	-2,60	-12,10	-2,60	-12,10
15	-3,50	-11,90	-3,50	-11,90
17,5	-4,10	-11,80	-4,10	-11,80
20	1,20	-20,20	1,40	-20,50
22,5	-1,50	-15,30	-1,70	-15,60
25	1,70	-17,40	2,30	-18,00
27,5	-1,70	-12,50	-1,40	-12,90
30	-0,30	-14,10	0,30	-15,00
32,5	0,40	-14,30	1,80	-16,00
35	-0,50	-12,80	1,70	-15,60
37,5	-3,10	-11,90	-0,30	-13,40
40	1,40	-21,30	-1,50	-11,70
42,5	-1,90	-16,20	1,20	-20,20
45	2,80	-18,70	-1,40	-15,60
47,5	0,80	-15,20	2,70	-18,40
50	0,90	-15,40	-0,90	-13,40
52,5	2,30	-16,40	0,60	-14,90
55	2,60	-16,40	1,80	-15,70
57,5	1,40	-14,70	1,10	-14,60
60	-0,50	-12,50	-0,50	-12,60
62,5	0,70	-20,30	0,50	-20,10
65	-1,10	-15,10	-0,70	-15,00
67,5	1,70	-17,30	1,40	-17,00
70	0,40	-13,70	0,10	-13,30
72,5	0,30	-13,50	0,10	-13,40
75	0,20	-13,40	0,20	-13,30
77,5	0,10	-13,10	0,00	-12,90
Bez podpor	-9,10	-4,30	-9,10	-4,30

$$\sigma_{c,max} = 2,8 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje, nedojde ke vzniku trhlin}$$

$$\sigma_{c,min} = |-21,3 \text{ MPa}| \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 24 \text{ MPa} \dots \text{vyhovuje}$$

V průběhu celého vysouvání konstrukce nedojde ke vzniku trhlin a nebude přesaženo tlakové napětí 60% charakteristické pevnosti betonu.

5.3.3.2 Posouzení oblouku, závěsů a podpor

Závěsy i oblouk jsou namáhány výrazně méně než při trvalém působení konstrukce. Vzhledem k hmotnosti mostu se však zdají být problémem reakce přenášené do mezilehlých podpor. Maximální reakce je rovna 5,237 MN. Únosnost jedné nohy věže PIŽMO je uvažována 1 MN, proto je nutné pro mezilehlé podpory navrhnout věže skládající se alespoň z šesti nohou. Při vysouvání bude na věže působit i značná vodorovná síla způsobená třením mezi konstrukcí a kluznými bloky. Návrh věží by musel být podrobně vyšetřen a vzhledem k obrovskému riziku při selhání by bylo vhodné svislou i vodorovnou únosnost počítat s vyšším bezpečnostním součinitelem.

Tabulka 17 Vnitřní síly v oblouku, závěsech a reakce na mezilehlé podpory

Fáze výsunu [m]	MSÚ			
	Oblouk		Závěsy	Svislá reakce
	$N_{\max,tlak}$ [kN]	M_{\max} [kNm]	$N_{\max,tah}$ [kN]	R_z [kN]
2,5	4277,26	765,37	233,38	1018,12
5	4199,77	749,82	226,72	1529,08
7,5	3911,84	712,25	232,34	2187,71
10	3904,02	715,06	210,97	2750,20
12,5	3940,25	731,81	219,09	3402,75
15	4674,95	745,41	224,90	4264,39
17,5	5348,69	769,57	240,93	4528,20
20	4338,30	767,92	235,97	4674,01
22,5	4042,36	739,76	223,52	4372,64
25	3901,26	704,40	210,58	3946,65
27,5	3864,27	710,19	209,22	3798,58
30	3842,03	707,46	208,39	3714,16
32,5	3911,76	716,02	211,41	3555,25
35	4781,03	746,15	224,73	4370,03
37,5	6328,52	768,60	281,95	5236,69
40	6234,51	809,10	242,65	5029,19
42,5	4491,25	743,20	267,33	4957,46
45	4314,97	765,48	227,61	4647,51
47,5	4144,04	748,86	272,10	4124,08
50	4092,43	747,42	248,09	3920,83
52,5	4083,27	748,02	228,59	3728,28
55	4167,19	758,28	227,04	3548,89
57,5	4957,63	791,69	308,11	3585,23
60	6152,58	822,61	298,95	4696,07
62,5	4845,08	841,46	277,86	4883,49
65	4440,12	789,19	251,61	4480,35
67,5	4571,14	785,59	284,90	3876,24
70	4546,26	702,20	254,40	3384,34
72,5	4616,84	622,45	299,58	3349,63
75	4843,48	716,87	304,71	3631,10
77,5	5296,49	945,92	367,97	2174,28
Maxima	6328,52	945,92	367,97	5236,69

Jednotlivé únosnosti oblouku jsou převzaty z kapitoly 4.6. Interakce je vypočtena v programu Microsoft Excel a v této kapitole jsou uvedeny pouze výsledné hodnoty, postup je stejný jako v kapitole 4.6. Oblouk je zjednodušeně posouzen na maximální ohybový moment a maximální normálovou sílu, ačkoliv nevznikají ve stejné fázi výsunu.

Vzpěrná únosnost pro vybočení v rovině oblouku:

$$N_{b,Rd,y} = 40,457 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 6,328 \text{ MN}$$

$$N_{b,Rd,y} \geq N_{Ed}$$

$$40,457 \text{ MN} \geq 6,328 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$$

Vzpěrná únosnost pro vybočení z roviny oblouku:

$$N_{b,Rd,z} = 27,77 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 6,328 \text{ MN}$$

$$N_{b,Rd,z} \geq N_{Ed}$$

$$27,77 \text{ MN} \geq 6,328 \text{ MN} \dots \text{vyhovuje}$$

Ohybová únosnost:

$$M_{y,Rd} = 13,987 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed} = 0,946 \text{ MNm}$$

$$M_{y,Rd} \geq M_{Ed}$$

$$13,987 \text{ MNm} \geq 0,946 \text{ MNm} \dots \text{vyhovuje}$$

Interakce ohybového momentu a tlakové normálové síly:

$$C_{my} = 0,9$$

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \right) \\ C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \left(1 + (0,567 - 0,2) \frac{6,328}{40,457} \right) \\ 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{6,328}{40,457} \right) \end{array} \right\}$$

$$k_{yy} = \min(0,952; 1,013)$$

$$k_{yy} = 0,952$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,952$$

$$k_{zy} = 0,571$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{6,328}{40,457} + 0,952 \frac{0,946}{13,988} \leq 1$$

$$\frac{6,328}{27,77} + 0,571 \frac{0,946}{13,988} \leq 1$$

$$0,22 \leq 1 \text{ ...vyhovuje}$$

$$0,27 \leq 1 \text{ ...vyhovuje}$$

Závěsy jsou posouzeny stejně jako v kapitole 4.7. na maximální tahovou normálovou sílu.

$$N_{pl,Rd} = 1\,300,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 367,97 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1\,300,6 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 367,97 \text{ ...vyhovuje}$$

5.3.3.3 Posouzení přídatných konstrukcí

Tabulka 18 Vnitřní síly v nosu a vzpěrách

Fáze výsunu [m]	MSÚ						
	Diagonála	Svislice	Horní pás	Dolní pás			Vzpěra
	N _{max,tah} [kN]	N _{max,tlak} [kN]	N _{max,tlak} [kN]	N _{max,tah} [kN]	M _{max} [kNm]	V _{z,max} [kN]	N _{max,tlak} [kN]
2,5	776,25	696,26	1496,36	1383,89	266,03	117,47	937,02
5	1334,79	1157,72	2424,82	1980,88	727,76	1205,42	1628,72
7,5	1729,84	1499,18	2880,93	2053,60	712,25	1233,54	1077,26
10	2464,96	2154,99	2774,82	1396,74	1866,95	1383,95	1538,52
12,5	3135,82	2625,77	1883,32	-	2154,39	2197,25	1349,84
15	3152,96	2885,35	343,25	-	2130,66	3401,35	544,50
17,5	-	-	-	-	-	-	1143,34
20	554,11	530,94	1085,83	1178,02	389,62	367,76	1574,25
22,5	1064,26	900,40	2290,34	2182,25	550,79	813,63	2573,03
25	1883,24	1383,03	3450,36	3059,50	1085,20	1147,89	1093,15
27,5	2095,75	1776,03	3607,20	3209,82	1537,11	1602,23	2050,20
30	2534,77	2154,85	3822,45	2720,98	1762,06	1820,45	2419,70
32,5	3186,78	2605,97	3266,30	1703,87	2044,40	2730,55	2382,99
35	3756,35	3397,20	2286,97	-	2358,83	2412,58	1904,64
37,5	3514,78	3200,43	579,66	-	2327,82	4310,95	707,21
40	-	-	-	-	-	-	1269,23
42,5	837,30	749,36	2004,63	1976,35	211,37	110,10	2876,52
45	1383,56	886,31	3289,30	2961,88	672,23	1147,18	2993,64
47,5	1913,21	1582,94	3989,03	3132,66	1213,06	1171,47	1883,64
50	2263,44	1909,59	3975,52	2931,20	1632,16	1238,20	2395,17
52,5	2695,93	2288,93	3549,17	2043,17	1851,06	1913,49	2314,54
55	3299,15	2691,93	3071,35	1165,03	1695,57	2778,35	2131,03
57,5	3884,09	3506,23	1728,26	-	1221,98	420,21	1334,98
60	666,97	594,96	-	-	2017,21	4036,31	198,63
62,5	544,46	511,24	754,18	744,56	215,47	95,39	1351,36
65	1097,29	945,49	2080,56	1690,28	582,08	967,47	2014,93
67,5	1892,25	1660,20	2955,60	2078,75	1323,66	1401,26	1619,96
70	2561,58	2237,57	2930,74	1496,98	1924,82	1427,98	1261,26
72,5	2301,43	2715,44	3143,34	1422,30	1714,92	1831,44	1818,32
75	2805,75	2589,09	2024,75	701,80	2218,18	3548,88	323,52
77,5	-	-	-	-	-	-	-
Maxima	3884,09	3506,23	3989,03	3209,82	2358,83	4310,95	2993,64

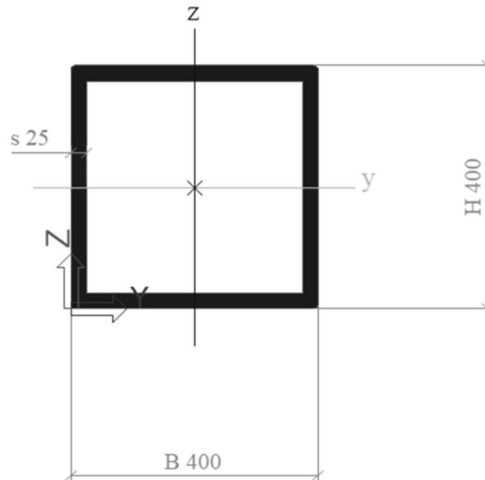
Při navrženém uspořádání příhradového nosu jsou diagonály tažené prvky, svislice, horní pás a vzpěry tlačené prvky a spodní pás je namáhán interakcí tahové normálové síly, ohybového momentu a posouvající síly. Když je začátek mostovky na mezilehlé podpěře, ocelový nos je zatížen opačnými vnitřními silami od své vlastní tíhy. Tyto síly jsou však zanedbatelné oproti silám při působení, kdy nos podporuje mostovku. Všechny diagonály i svislice jsou navrženy ze shodného průřezu.

Pro snížení ceny je nos navržen z oceli pevnostní třídy S235. Všechny prvky jsou zatříděny do 1. třídy průřezu. [28]

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Nejprve je posouzena tažená diagonála.



Obrázek 183 Průřez svislíce a diagonály

$$A = 37\,464 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = 3\,884,1 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{37\,464 \cdot 235}{1,0} = 8\,804 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 8\,804 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3\,884,1 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 44,12\%$$

V dalším kroku je posouzena vzpěrná únosnost nejdelší svislíce, která je ze stejného průřezu jako diagonála.

$$A = 37\,464 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = 3\,506,23 \text{ kN}$$

$$L_{cr} = 4\,040 \text{ mm}$$

$$i = 153 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = 26,405$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

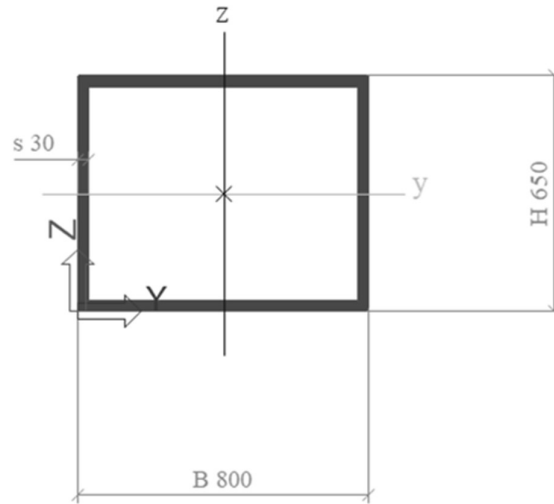
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,281$$

$$\chi = 0,959 \dots \text{křivka vzpěrnosti c}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0,959 \cdot 37\,464 \cdot 235}{1,0} = 8\,440 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 8\,440 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3\,506,23 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 41,54\%$$

Posouzení horního pásu je provedeno na vzpěrnou únosnost z obou rovinách možného vybočení. Ve svislé rovině je zajištěn proti vybočení ve všech styčnicích, ve vodorovné rovině je držen příčnými ztužidly, která v této práci nejsou vyšetřována.



Obrázek 184 Průřez horního pásu [mm]

$$A = 83\,364 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = 3\,989 \text{ kN}$$

$$L_{cr,y} = 3\,100 \text{ mm}$$

$$i_y = 260 \text{ mm}$$

$$L_{cr,z} = 9\,050 \text{ mm}$$

$$i_z = 306 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = 11,92$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = 29,57$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,127$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,315$$

$$\chi_y = 1,02 > 1 \dots \chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0,98$$

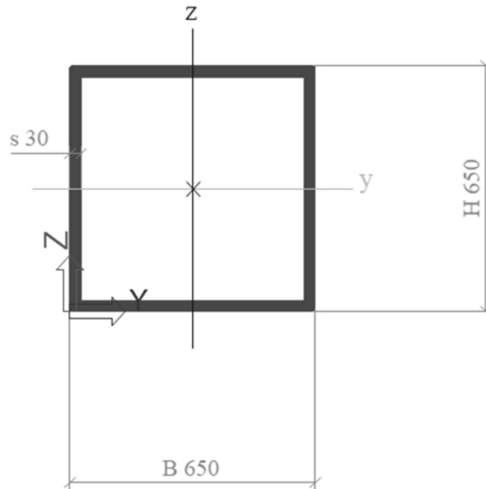
$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{1 \cdot 83\,364 \cdot 235}{1,0} = 19\,590 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0,98 \cdot 83\,364 \cdot 235}{1,0} = 19\,280 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,y} = 19\,590 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3\,989 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 20,04\%$$

$$N_{b,Rd,z} = 19\,280 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3\,989 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 20,69\%$$

Vzpěry nahrazující závěsy jsou posouzeny stejně jako horní pás na vzpěrnou únosnost.



Obrázek 185 Průřez vzpěr

$$A = 74\,364 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = 2\,993 \text{ kN}$$

$$L_{cr} = 5\,600 \text{ mm}$$

$$i = 253 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = 22,13$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9$$

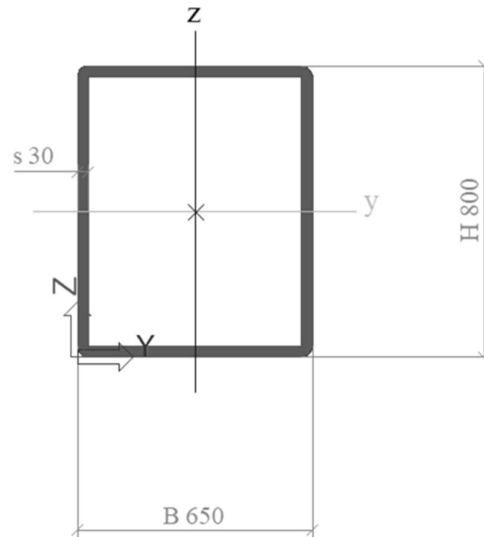
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,236$$

$$\chi = 0,98 \dots \text{vzpěrnostní křivka c}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0,98 \cdot 74\,364 \cdot 235}{1,0} = 17\,158 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 17\,158 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 2\,993 \text{ kN} \dots \text{vyhovuje s využitím } 17,44\%$$

Dolní pás je posouzen nejprve na smykovou únosnost. Při maximální smykové síle se již jedná o velký smyk. Ačkoliv se tento velký smyk a maximální ohybový moment nenachází ve stejném místě a fázi, je konzervativně proveden posudek na maximální hodnoty.



Obrázek 186 Průřez dolního pásu

$$A = 82\,618 \text{ mm}^2$$

$$A_z = 45\,582 \text{ mm}^2$$

$$t_f = 30 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} = 22,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$V_{Ed} = 4\,311 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 3\,209 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 2\,358 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_z \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{MO}} = \frac{45\,582 \cdot (235/\sqrt{3})}{1,0} = 6\,184 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 3\,092 \text{ kN} < V_{Ed} = 4\,311 \text{ kN} \dots \text{jedná se o velký smyk}$$

Jelikož se jedná o velký smyk, je nutné stanovit únosnost v ohybu pro redukovanou mez kluzu.

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 4\,311}{6\,184} - 1 \right)^2 = 0,155$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_y = (1 - 0,155) \cdot 235 = 198,48 \text{ MPa}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{y,red}}{\gamma_{MO}} = \frac{22,9 \cdot 198,48}{1,0} = 4\,545 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 4\,545 \text{ kNm} < M_{Ed} = 2\,358 \text{ kNm} \dots \text{vyhovuje}$$

Výsledným posudkem je interakce tahové normálové síly a ohybového momentu. [28]

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{82\,618 \cdot 235}{1,0} = 19\,411 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 19\,411 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3\,209 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,165$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{82\,618 - 2 \cdot 650 \cdot 30}{82\,618} = 0,528 > 0,5 \dots a_w = 0,5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a_w} \leq M_{pl,y,Rd}$$

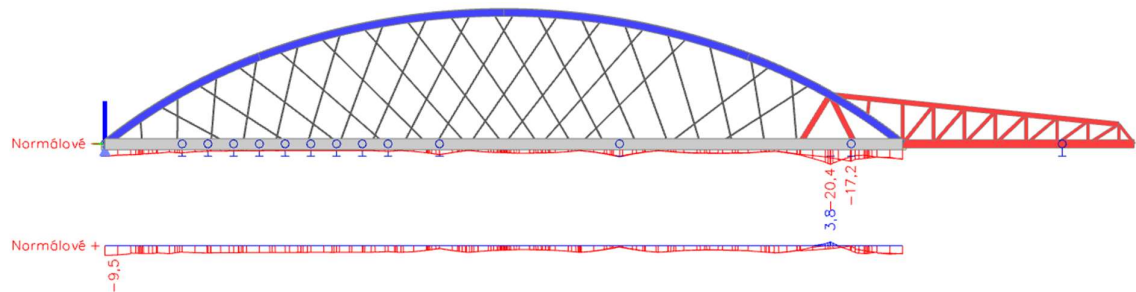
$$M_{N,y,Rd} = 4\,545 \frac{1 - 0,165}{1 - 0,5 \cdot 0,5}$$

$$M_{N,y,Rd} = 5\,058 \text{ kNm} > M_{pl,y,Rd} = 4\,545 \text{ kNm} \dots M_{N,y,Rd} = 4\,545 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = 4\,545 \text{ kNm} < M_{Ed} = 2\,358 \text{ kNm} \dots \text{vyhovuje s využitím } 51,88\%$$

Z provedených výpočtů je patrné, že nos v každém případě vyhoví na provedené posudky ve všech fázích výstavby. Využití jednotlivých prvků je poměrně malé, problémem však je, že jejich optimalizací by bylo dosaženo přerozdělení vnitřních sil na celé konstrukci.

Pro nejnepříznivější stav napětí v horních vláknech mostovky v 45 metrech výsunu je provedeno zmenšení průřezů nosu. Při zmenšení se prokazuje nežádoucí přerozdělení tuhosti v celé konstrukci a vyšší namáhání mostovky. Ocelový nos jako dočasná konstrukce nebude dimenzována na vyšší využití, aby plnila svou hlavní funkci, kterou je zabránění výraznějšího namáhání mostovky.



Obrázek 187 Normálové napětí v mostovce s menšími průřezy nosu - 45 m [MPa]

5.4 Rotace

Metoda rotace bude u tohoto mostu použita pro jednosvazný komorový průřez, u kterého budou obě vahadla budována rovnoběžně s železniční tratí a následně budou otočeny do finální polohy. Tuto metodu by bylo možné využít i pro obě samostatné obloukové konstrukce. [3]

Stavební výška síťového oblouku je velmi nízká a ponechává volný prostor mezi trakčním vedením a spodní hranou konstrukce. Vzhledem k velké šikmosti křížení je výhodné překlenout kolejiště v jeho kolmém směru. Pro potřebnou délku 33 metrů lze navrhnout speciální příhradové vazníky od firmy Peri s označením Variokit VRB či KMT, které je možné použít pro rozpětí až 40 metrů. Tyto nosníky jsou i při velkých rozměrech poměrně lehké a pro jejich montáž je možné využít běžně dostupných jeřábů. Pro zbylou část konstrukce bude zhotovena běžná skruž z věží PIŽMO a nosníků HE 1000 A délky 24 metrů.



Obrázek 188 Příhradové nosníky PERI KMT [35]



Obrázek 189 Příhradové nosníky PERI VARIOKIT VRB [36]

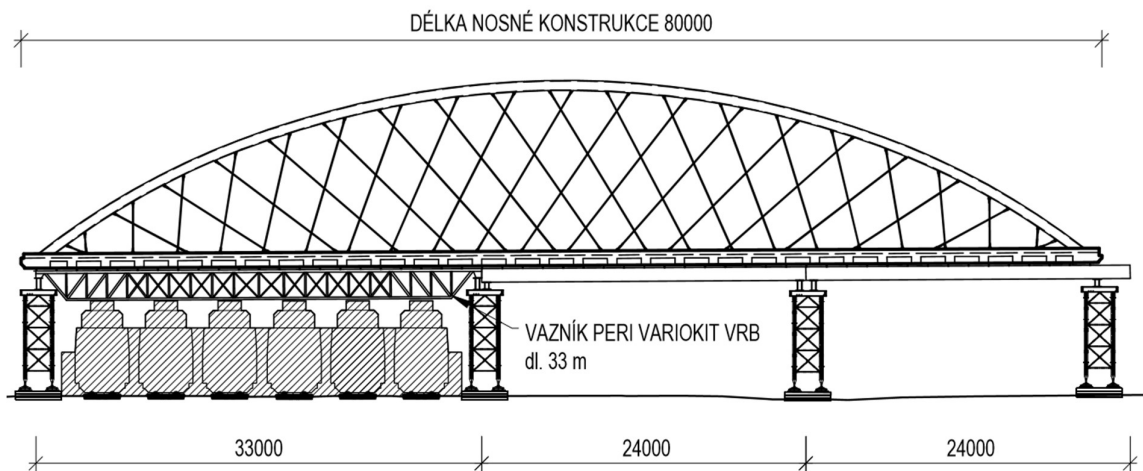
K této bakalářské práci nejsou dostupné podklady o přesné výšce trakčního vedení a chybí zaměření širšího okolí stavby. Proto tento postup je průběh okolního terénu odhadnut a je použit volný mostní průřez výšky 6,85 metrů. Ačkoliv by do volného mostního průřezu vazníky skruže nezasahovaly, bude nutné zřídit nulové úseky trakčního vedení pro bezpečnost

práce. Z podkladů firmy PERI s.r.o. je zjištěna výška vazníku VRB, která je 2,2 metru. Vazníky mohou být složeny dle požadované únosnosti z různých montážních dílců. Při tomto řešení bude nutné správně vyřešit zavětrování příhradových nosníků přes kolejiště kvůli větru, který způsobují projíždějící vlaky. [37]

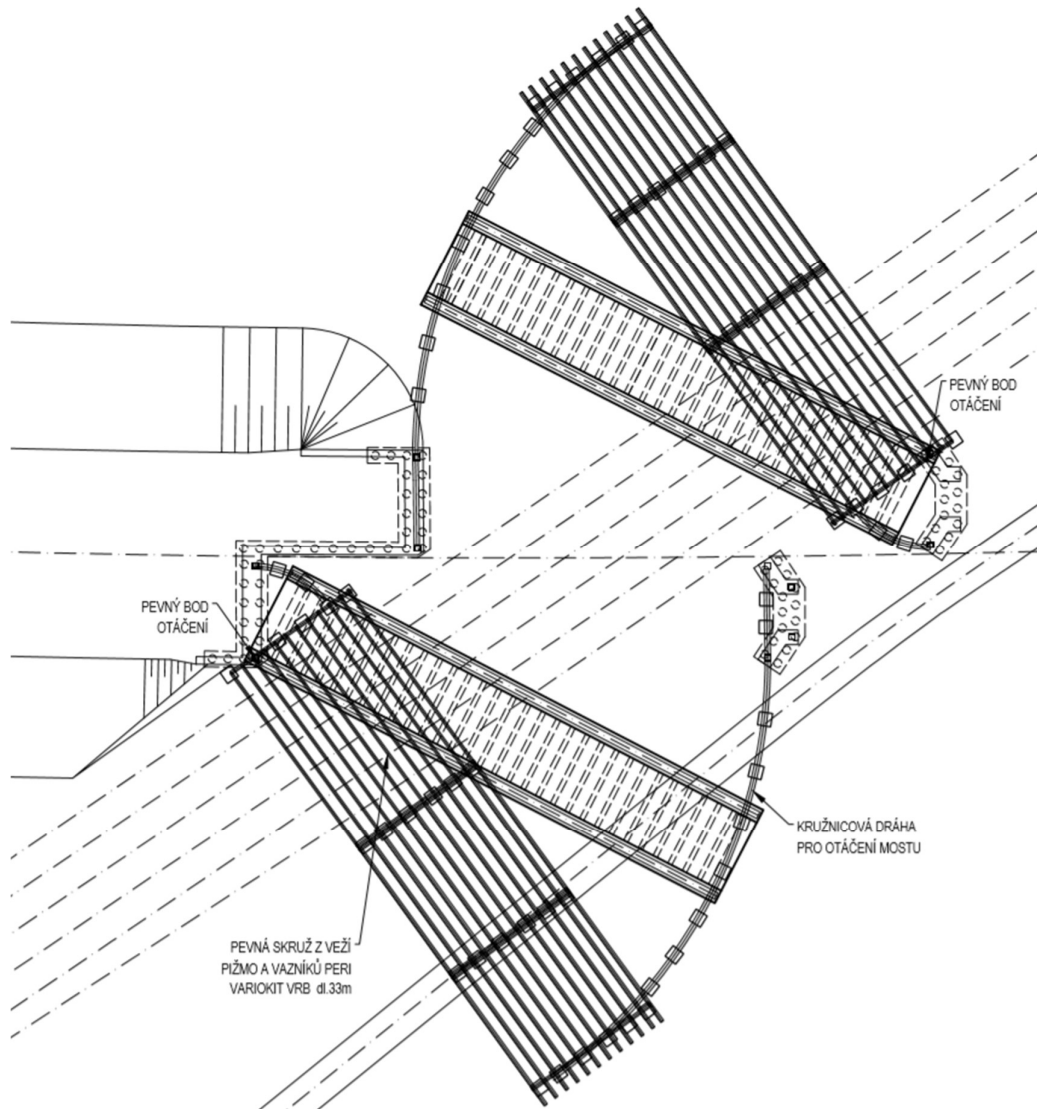
Při použití vazníků VRB je nutné provést otáčení mostu s nadvýšením 833 milimetrů. Pokud by při podrobném návrhu vazníky VRB nevyhověly, bylo by možné použít vazníky KMT, které jsou únosnější, ale jejich výška je 2,5 metru, což by znamenalo nadvýšení o 1133 milimetrů.

Pevné body otáčení jsou navrženy v poloze definitivních ložisek. Tato poloha je znázorněna na obrázku 191. Pevná jízdní dráha je zřízena z věží PÍŽMO, které jsou propojené ocelovými nosníky, po kterých se bude most pomocí speciálních podvozků most pohybovat do finální polohy. V této poloze budou během výluky na železniční trati demontovány příhradové vazníky. Po dokončení demontáže bude most spuštěn na definitivní ložiska pomocí hydraulických lisů.

Obrovskou výhodou této technologie je namáhání mostu během výstavby, kdy bude most neustále podepřen v poloze definitivních ložisek. Oproti podélnému vysouvání zde nevzniká během výstavby žádné nepříznivé přídavné namáhání mostovky. Kromě toho lze v tomto případě navrhnout vyšší a tužší koncový příčník, protože není nutné zachovat rovný podhled mostovky nutný pro podélné vysouvání.



Obrázek 190 Pohled na pevnou skruž s příčným řezem trati



Obrázek 191 Pevná skruž a kružnicová dráha pro rotaci mostu

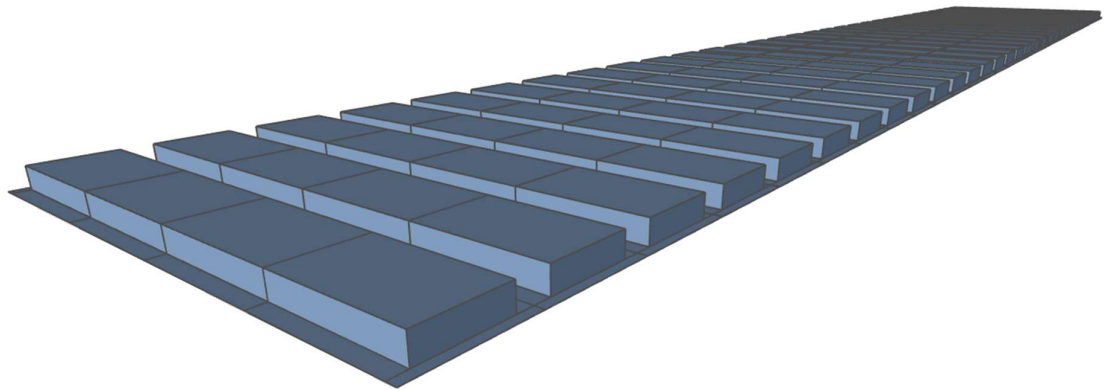
Největším problémem však bude odbednění prostoru mezi příčnými žebry, kdy nad tratí není možné spuštění skruže o tak velkou výšku, aby bylo možné překližkové bednění formy dostat z prostoru mezi konstrukcí a skruží. Tento problém by bylo možné vyřešit variantou s plnou deskou mostovky, která však má oproti vylehčené desce nevýhody popsané v kapitole 4.8. Dalším řešením, které by mohlo výstavbu umožnit, je použití ztraceného bednění.

Ztracené bednění bude pokládáno na pevnou skruž a v konstrukci zůstane po celou dobu životnosti, čímž se odstraní problém nemožnosti odbednění prostorů mezi žebry. Ztracené bednění je poměrně drahé, na druhou stranu je nutné zvážit úsporu za překližky na jedno použití, pracnost s bedněním a odbedňováním a také nebude nutné složité spuštění skruže.

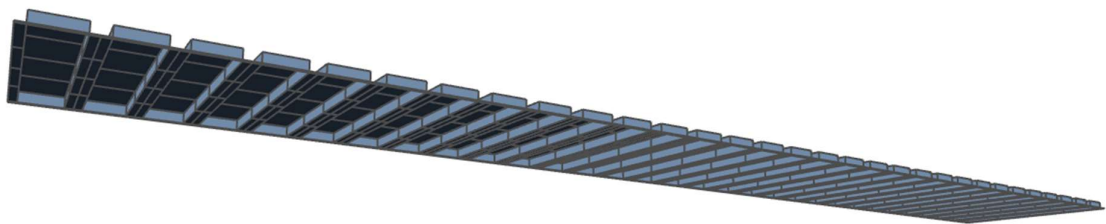
Pro získání informací byl vznesen dotaz na pana Ing. Pavla Bulejka z firmy ABM Europe s.r.o., zda by pro navrhovanou monolitickou konstrukci bylo možné použít ztracené sklokarbonátové bednění, které tato firma nabízí. Takovéto dílce nejsou běžně vyráběné, ale na zakázku je možno vyrobit téměř jakýkoliv tvar včetně toho, který by byl potřebný pro most navrhovaný v této bakalářské práci. [38]

Pro vhodnou manipulovatelnost budou jednotlivé prostory mezi žebry rozděleny na 4 nebo více samostatných prvků ztraceného bednění. Spodní podláčky bednění budou řešeny tak, aby k sobě přiléhaly s díly dalšího žebra a budou tak zároveň tvořit dolní stranu bednění žeber. Jednotlivé dílce budou muset být spojeny s hranami přesně u sebe. Spoje budou překryty těsněním pro zabránění protékání během betonáže.

Každý díl bude mít délku závislou na počtu dílců v příčném směru. Šířka dílce bude 1,8 metru a výška 0,5 metru, spodní desky budou mít šířku rovné polovině šířky žebra, konkrétně 350 milimetrů. Krajiní díly budou mít navíc boční stěnu, která bude tvořit bednění podélných táhel mostu. Pokud by byly dílce v příčném směru rozděleny po 2,9 metrech na 4 díly, bylo by pro jeden most potřeba 62 středových dílců a 62 krajních dílců.



Obrázek 192 3D model ztraceného bednění se zobrazením jednotlivých dílů



Obrázek 193 Pohled na spodní stranu ztraceného bednění

5.5 Zhodnocení postupu výstavby

Velká část této práce byla věnována vyšetřování vlivu podélného vysouvání na konstrukci síťového oblouku. Hlavním problémem u tohoto typu mostu je jeho samotná podstata, kdy uspořádání závěsů v malých vzdálenostech umožňuje návrh subtilní mostovky i oblouku. Vliv vysouvání je pro plochý průřez mostovky velice nepříznivý a nebylo možné dosáhnout takového stavu, který by umožnil výsun bez mezilehlých podpor.

Proto bylo nutné provést problematické zásahy do kolejiště koridorové železniční trati. S rozmístěním mezilehlých podpor pouze na manipulační koleji se stále nepodařilo provést výsun tak, aby nedošlo ke vzniku trhlin v táhlech mostovky. Reakce od vlastní tíhy nosu a samotného mostu, který byl podepřen na vzájemně vzdálených věžích PIŽMO byla příliš vysoká. Samotný ocelový nos by byl navíc velice neekonomický.

Podpory byly následně zhuštěny se snahou umožnit po co nejdelší dobu průjezdné hlavní koleje. Věže není možné postavit přímo na pražce, které by tím mohli být porušeny. Při tomto rozmístění betonové panely a roznášecí roštové nosníky zasahovaly do 3 metry širokého volného mostního průřezu, ale nezasahovaly do průjezdného průřezu Z-GC, čímž by za sjednané minimální rychlosti mohly vlaky projíždět na volné polovině kolejiště během provádění mezilehlých podpor.

V tomto případě se s výsuvným nosem 22,5 metru a přidanými tuhými vzpěrami podařilo ve všech posuzovaných fázích dosáhnout tahového napětí v táhlech mostovky, které nepřesahovalo pevnost betonu v tahu. Vzhledem k poměrně vysoké hmotnosti mostu dosahovala maximální reakce 5,237 MN, na kterou by pouze jedna PIŽMO věž nevyhověla. Mezilehlé podpory byly proto navrženy z dvojité věže, které se skládají z šesti nohou a svislou reakci by byly schopné přenést. Zdvojené věže by vyžadovaly více potřebného času pro jejich sestavení a prodloužily by se tím výluky na tratích. Kromě toho by stále mohl nastat problém se zajištěním vodorovné únosnosti během vysouvání.

Dalším problémem vysouvání konstrukce by bylo poměrně složité upevnění příhradového nosu a vzpěr, které by vyžadovalo masivní čepové spoje. Cenově velice nákladné by bylo také nutné rozšíření vysokého násypu. Celková cena veškerých přídavných konstrukcí pro vysouvání mostu by mohla výrazným způsobem zvýšit celkovou cenu mostu.

Vzhledem k velkému množství nevýhod byla navržena alternativní možnost výstavby metodou rotace. Ačkoliv by tato metoda vyžadovala snížení rychlosti na železniční trati po celou dobu výstavby, nebyly by nutné dlouhé výluky, které způsobí u vysouvání práce na mezilehlých podporách.

Jednoznačně největší výhodou by bylo namáhání konstrukce. Ve všech fázích výstavby by byl most podporován v místech definitivních ložisek, což je pro tento typ konstrukce žádoucí. Díky vhodnému podepření je výhodou i vyšší bezpečnost. U podélného vysouvání by mohlo dojít ke kritickému kolapsu mezilehlé podpory vlivem svislých a vodorovných sil. To by mohlo vést až k pádu mostu, což je obrovské riziko.

I metoda rotace by vyžadovala speciální vybavení, které by zvyšovalo celkovou cenu mostu. V té by se musel zohlednit drahý pronájem a montáž příhradových vazníků, vybavení pro otáčení a spouštění mostu do definitivní polohy nebo také nutnost použití ztraceného bednění. Při požadavku na minimální omezení výluk je však obecně nutné počítat s tím, že se výrazně zvýší náklady na výstavbu mostu.

Z výsledků této práce je rozhodnuto, že konstrukce síťového oblouku s předpjatou betonovou mostovkou není pro výstavbu podélným vysouváním vhodná a vždy by bylo lepší hledat variantu výstavby, během které bude konstrukce podepřena v místě svých definitivních podpor. Při podrobném dimenzování mostovky by záviselo na nepříznivém namáhání během výstavby, zatímco u metody rotace by bylo možné dimenzovat na působení v definitivním stavu. Dalším problémem jsou drahá přídatná opatření, která na rozdíl od vysouvání Langerova trámu nelze žádným způsobem využít pro konstrukci vedlejšího pole. Velké množství konstrukční oceli výsuvného nosu na jedno použití by bylo kromě své ceny také značně neekologické.

Výhody a nevýhody obou navržených metod jsou shrnuty na základě několika kritérií pomocí následující tabulky. Jako výsledná varianta je navržena metoda rotace.

Tabulka 19 Zhodnocení navržených postupů výstavby

	Rotace	Podélné vysouvání
Namáhání konstrukce během výstavby	+	-
Podrobné dimenzování mostovky	Dle definitivního působení	Dle zvýšeného namáhání při výstavbě
Možnost tužšího koncového příčníku	+	-
Očekávané hlavní výluky	+	-
Snížení rychlosti po delší časový úsek	-	+
Bezpečnost práce	+	-
Přídatná opatření	+	-
Technologické vybavení	+	-

6 Závěr

V rámci této bakalářské práce byl řešen dálniční most se složitými okrajovými podmínkami, které vytváří koridorová železniční trať složená z šesti kolejí. Další omezující podmínka byla stlačená stavební výška a nutnost minimalizovat omezení provozu na železniční trati. Ze 4 navržených variant byl dle různých kritérií vybrán most se síťovým obloukem.

Na vybranou variantu bylo navázáno v teoretické části práce, kde byly zkoumány obloukové mosty s dolní mostovkou. Z informací bylo patrné, že síťové uspořádání závěsů má velice příznivý vliv na celkové chování konstrukce. Umožňuje návrh velice subtilní konstrukce s nízkou stavební výškou. Z krátké parametrické studie byl zjištěn vhodný sklon závěsů a vzhled oblouku. Následně byl vytvořen prostorový výpočetní model pro variantu s plnou i vylehčenou deskou mostovky. Obě varianty byly předběžně posouzeny v definitivním působení na konci životnosti. Ukázalo se, že při větším rozpětí a šířce mostu je vhodnější použití vylehčené mostovky.

Vzhledem k zadání práce musela být globální analýza provedena ve velmi krátkém čase, aby bylo možné pokročit k hlavnímu cíli práce, kterým byl postup výstavby. Autor si uvědomuje, že předběžná globální analýza byla v mnoha ohledech zjednodušena a při podrobné analýze by bylo nutné uvažovat veškerá zatížení a provést mnoho dalších posudků, zvláště u velice složitých mostovky.

Po předběžném posouzení konstrukce byl zkoumán vliv postupu výstavby na síťový oblouk. Z chování konstrukce při vysouvání byla zjištěna nutnost zřízení mezilehlých podpor v kolejišti, ocelového výsuvného nosu i přidaných tuhých vzpěr. Posouzení prokázalo, že s uvedenými opatřeními lze provést výsun bez překročení pevnosti betonu v tahu v horních vláknech mostovky. Obecně však lze konstatovat, že síťový oblouk s předpjatou betonovou mostovkou není pro tento typ výstavby vhodný, o čemž vypovídá jeho samotná podstata a štíhlost jednotlivých prvků.

V návaznosti na nepříznivé výsledky byla navržena alternativní metoda rotace, která by umožňovala provoz na železniční trati a zároveň vhodné namáhání konstrukce. V tomto případě by dimenze prvků nezávisela na postupu výstavby, ale na definitivním působení, ve kterém síťový oblouk uplatňuje své hlavní přednosti. Proto byla tato metoda zvolena jako výsledná.

Autor práce si nedovoluje srovnávat výslednou variantu této práce s variantou navrženou v reálném projektu této stavby. K výběru mohlo vést mnoho dalších požadavků a na reálném

návrhu se podílela řada zkušených odborníků, se kterými se student bakalářského studia nemůže srovnávat.

Přesto se v rámci této práce podařilo nalézt dvě různé možnosti pro výstavbu mostu s extrémně nízkou stavební výškou přes nedostupnou překážku, které by umožnily dostatečný provoz na železniční trati. Speciální metody výstavby v každém případě vedou k výraznému zvýšení ceny mostu a vždy je nutné hledat optimální řešení, které je vyhovující jak z hlediska omezení provozu, tak z hlediska namáhání konstrukce při výstavbě.

7 Seznam obrázků

Obrázek 1 Dálnice D35 [1]	15
Obrázek 2 Situace mostu přes železniční stanici Uhersko [1]	16
Obrázek 3 Železniční trať v místě křížení [1]	17
Obrázek 4 Silnice III/32263	17
Obrázek 5 Varianta 1 - podélný řez	18
Obrázek 6 Varianta 1 - půdorys	19
Obrázek 7 Varianta 1 - příčný řez	19
Obrázek 8 Varianta 1 - postup výstavby [4]	20
Obrázek 9 Varianta 2 - podélný řez	20
Obrázek 10 Varianta 2 - půdorys	21
Obrázek 11 Varianta 2 - axonometrický pohled	21
Obrázek 12 Varianta 2 - příčný řez	21
Obrázek 13 Axonometrický pohled na společný pilíř.....	22
Obrázek 14 Varianta 3 – podélný řez.....	23
Obrázek 15 Varianta 3 - půdorys	23
Obrázek 16 Varianta 3 - příčný řez	23
Obrázek 17 Řešení mostu v oblouku při zachování přímé nosné konstrukce [7]	24
Obrázek 18 Varianta 3 - příčný řez dvoutrámové konstrukce	24
Obrázek 19 Varianta 4 - půdorys	25
Obrázek 20 Podvarianta 4A - příčný řez.....	26
Obrázek 21 Podvarianta 4A - podélný řez	27
Obrázek 22 Podvarianta 4B - příčný řez	27
Obrázek 23 Podvarianta 4B - podélný řez	28
Obrázek 24 Typy obloukových mostů dle polohy mostovky [5].....	30
Obrázek 25 Pravý oblouk a oblouk s táhlem [7].....	31
Obrázek 26 Typy oblouků dle statické neurčitosti [5]	31
Obrázek 27 Statické působení oblouku s táhlem [4].....	32
Obrázek 28 Uspořádání rovin závěsů v příčném řezu [4].....	32
Obrázek 29 Různý poměr tuhosti oblouku a mostovky [4]	33
Obrázek 30 Typy uspořádání závěsů [7].....	33
Obrázek 31 Uspořádání závěsů dle Nielsena [8]	33
Obrázek 32 Roznos bodového zatížení šikmými závěsy [9].....	34

Obrázek 33 Porovnání velikosti průřezu dle uspořádání závěsů [9]	34
Obrázek 34 Relaxace závěsů vlivem nerovnoměrného zatížení	34
Obrázek 35 Rozdílné chování obloukových mostů s dolní mostovkou [10]	35
Obrázek 36 Způsoby zajištění stability proti vybočení z roviny oblouku [7]	35
Obrázek 37 Pevná skruž mostu v Třinci-Balinách [11]	36
Obrázek 38 Dočasné výztuhy síťového oblouku během výstavby [8].....	36
Obrázek 39 Technologie zaplavování u Providence bridge v USA [8]	37
Obrázek 40 Steinkjer bridge v Norsku [8]	37
Obrázek 41 Síťové oblouky ve světě [8].....	38
Obrázek 42 Shinhamadera bridge v Japonsku [8].....	38
Obrázek 43 Providence bridge v USA [12].....	39
Obrázek 44 Brandanger bridge [12].....	39
Obrázek 45 Vliv předpětí mostovky na ostatní části konstrukce [13]	40
Obrázek 46 Průřezy ocelového oblouku [8].....	41
Obrázek 47 Zárodek síťového oblouku [8]	41
Obrázek 48 Zárodek mostu ve Svinarech [14].....	42
Obrázek 49 Závěs s čepovými přípoji a rektifikační spojkou [8]	43
Obrázek 50 Radiální návrh síťového uspořádání [15]	44
Obrázek 51 Ohybové momenty v závislosti na úhlu křížení závěsů s obloukem [15] ...	44
Obrázek 52 Ochrana závěsů trubkovým profilem.....	45
Obrázek 53 Most v Zářechí - podélný řez [12]	46
Obrázek 54 Most v Zářechí - příčný řez [12].....	46
Obrázek 55 Most v Zářechí [17]	47
Obrázek 56 Most v Roudném - podélný řez [18].....	48
Obrázek 57 Most v Roudném - příčný řez [18].....	48
Obrázek 58 Most v Roudném během výstavby [19].....	49
Obrázek 59 Most v Třinci-Balinách [11]	50
Obrázek 60 Most v Třinci-Balinách - podélný a příčný řez [20]	51
Obrázek 61 Most v Třinci-Balinách během výstavby [20]	51
Obrázek 62 Svinarský most přes řeku Orlici.....	52
Obrázek 63 Svinarský most - příčný řez [14].....	52
Obrázek 64 Svinarský most - spodní pohled na mostovku	53
Obrázek 65 Trojský most - podélný a příčný řez [22]	54
Obrázek 66 Trojský most – společný pilíř hlavního a vedlejšího pole [23].....	54

Obrázek 67 Trojský most - pohled na zárodek před betonáží mostovky [23]	55
Obrázek 68 Trojský most - pohled na závěsy [23].....	56
Obrázek 69 Trojský most při montáži ocelových oblouků [23].....	56
Obrázek 70 Varianta A - plná deska	57
Obrázek 71 Varianta B - deska s žebry	58
Obrázek 72 Navržené uspořádání ložisek	58
Obrázek 73 Návrh střednice složeného kružnicového oblouku	60
Obrázek 74 Návrh střednice pro vzepětí 12,75 metrů.....	61
Obrázek 75 Průřez oblouku.....	61
Obrázek 76 Princip návrhu uspořádání závěsů	62
Obrázek 77 Varianty uspořádání závěsů dle vzepětí f a úhlu křížení β	62
Obrázek 78 Schéma 2D prutového modelu.....	63
Obrázek 79 Návrh 1 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN].....	63
Obrázek 80 Návrh 1 - normálové síly v závěsech [kN]	63
Obrázek 81 Návrh 1 - ohybové momenty od zatížení poloviny pole [kNm]	63
Obrázek 82 Návrh 1 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy	64
Obrázek 83 Návrh 2 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN].....	64
Obrázek 84 Návrh 2 - normálové síly v závěsech [kN]	64
Obrázek 85 Návrh 2 - ohybové momenty od zatížení poloviny pole [kNm]	64
Obrázek 86 Návrh 2 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy	65
Obrázek 87 Návrh 3 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN].....	65
Obrázek 88 Návrh 3 - normálové síly v závěsech [kN]	65
Obrázek 89 Návrh 3 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]	65
Obrázek 90 Návrh 3 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy	66
Obrázek 91 Návrh 4 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN].....	66
Obrázek 92 Návrh 4 - normálové síly v závěsech [kN]	66
Obrázek 93 Návrh 4 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]	66
Obrázek 94 Návrh 4 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy	67
Obrázek 95 Návrh 5 - normálová síla v oblouku a mostovce [kN].....	67
Obrázek 96 Návrh 5 - normálové síly v závěsech [kN]	67
Obrázek 97 Návrh 5 - ohybový moment v oblouku a mostovce [kNm]	67
Obrázek 98 Návrh 5 - průhyb konstrukce od vlastní tíhy	68
Obrázek 99 Model LM1	73
Obrázek 100 Zatížení modelem LM1 – maximální zatížení levého oblouku	73

Obrázek 101 Zatížení modelem LM1 - maximální namáhání v příčném směru.....	74
Obrázek 102 Příčný roznos zatížení dvojnápravou (TS) modelu LM1.....	74
Obrázek 103 Příčný roznos LM1 - UDL včetně zatížení chodníků.....	74
Obrázek 104 Varianta A - srovnání reakcí od ostatního stálého zatížení [kN].....	75
Obrázek 105 Varianta A - srovnání reakcí od rovnoměrné složky sestavy gr1a [kN]....	75
Obrázek 106 3D model varianty A.....	76
Obrázek 107 Přední pohled na 3D model	76
Obrázek 108 Prostorová deformace při kvazistálé kombinaci.....	76
Obrázek 109 3D model varianty B.....	77
Obrázek 110 Axonometrický pohled na 3D model.....	77
Obrázek 111 Deformace při kvazistálé kombinaci - chování volně stojících oblouků...77	77
Obrázek 112 Ostatní stálé zatížení na prostorovém modelu konstrukce.....	78
Obrázek 113 Zatížení dvojnápravou modelu LM1 – poloha v 60% rozpětí.....	78
Obrázek 114 Model pro předběžný návrh předpínací výztuže.....	81
Obrázek 115 Výsledný moment - nahoře varianta A, dole varianta B.....	81
Obrázek 116 Napětí v předpínacích kabelech [MPa].....	82
Obrázek 117 Schéma desky mostovky v příčném směru.....	83
Obrázek 118 Vlastní tíha - m_y [kNm/m]	84
Obrázek 119 Kvazistálá kombinace - m_y [kNm/m]	84
Obrázek 120 Častá kombinace - m_y [kNm/m]	84
Obrázek 121 Charakteristická kombinace - m_y [kNm/m]	84
Obrázek 122 Schéma příčného žebra	86
Obrázek 123 M_y od vlastní tíhy [kNm].....	86
Obrázek 124 M_y od kvazistálé kombinace zatížení [kNm].....	86
Obrázek 125 M_y od časté kombinace zatížení [kNm].....	86
Obrázek 126 M_y od charakteristické kombinace zatížení [kNm].....	87
Obrázek 127 Kvazistálá kombinace - σ_x po rozložení kabelů do desky mostovky.....	90
Obrázek 128 Schéma předpínací výztuže varianty A	90
Obrázek 129 Kvazistálá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	90
Obrázek 130 Kvazistálá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa].....	91
Obrázek 131 Častá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	91
Obrázek 132 Častá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa].....	91
Obrázek 133 Charakteristická kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	91
Obrázek 134 Charakteristická kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa].....	92

Obrázek 135 Kvazistálá kombinace - roznos předpínací síly	92
Obrázek 136 Schéma předpínací výztuže varianty B.....	93
Obrázek 137 Kvazistálá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	93
Obrázek 138 Kvazistálá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa].....	93
Obrázek 139 Častá kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	93
Obrázek 140 Častá kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa].....	94
Obrázek 141 Charakteristická kombinace, dolní vlákna - σ_x [MPa].....	94
Obrázek 142 Charakteristická kombinace, horní vlákna - σ_x [MPa]	94
Obrázek 143 Průřez oblouku.....	95
Obrázek 144 Varianta A – obálka N kombinace 6.10 [kN].....	96
Obrázek 145 Varianta A – obálka M_y kombinace 6.10 [kNm].....	96
Obrázek 146 Varianta A – obálka V_z kombinace 6.10 [kN].....	96
Obrázek 147 Varianta B – obálka N kombinace 6.10 [kN]	96
Obrázek 148 Varianta B – obálka M_y kombinace 6.10 [kNm]	97
Obrázek 149 Varianta B – obálka V_z kombinace 6.10 [kN]	97
Obrázek 150 Graf pro výpočet součinitele vzpěrné délky [32]	98
Obrázek 151 Varianta A - Normálová síla v závěsech od kombinace 6.10 [kN]	103
Obrázek 152 Varianta B - Normálová síla v závěsech od kombinace 6.10 [kN]	103
Obrázek 153 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 2,5 metrech[MPa].....	107
Obrázek 154 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 2,5 metrech [MPa].....	107
Obrázek 155 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 5 metrech [MPa]	108
Obrázek 156 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 5 metrech [MPa].....	108
Obrázek 157 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 7,5 metrech [MPa]	108
Obrázek 158 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 7,5 metrech [MPa]	108
Obrázek 159 Varianta A - σ_x v dolních a horních vláknech po 10 metrech [MPa]	109
Obrázek 160 Varianta B - σ_x v dolních a horních vláknech po 10 metrech [MPa].....	109
Obrázek 161 Axonometrický pohled na konstrukci po přidání tuhých vzpěr.....	110
Obrázek 162 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 2,5 m [MPa]	110
Obrázek 163 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 5 m [MPa]	110
Obrázek 164 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech -7,5 m [MPa].....	111
Obrázek 165 Normálové napětí σ_x v dolních a horních vláknech – 10 m [MPa]	111
Obrázek 166 Satelitní snímek se zakresleným kolejištěm [34].....	112
Obrázek 167 Rozmístění mezilehlých podpěr	113
Obrázek 168 Napětí σ_x v horních a dolních vláknech – 2,5 m [MPa]	113

Obrázek 169 Normálové napětí σ_x při výsunu o 22,5 metru [MPa].....	114
Obrázek 170 Výkaz materiálu ocelového nosu	114
Obrázek 171 Výkaz materiálu ocelových oblouků	114
Obrázek 172 Rozmístění mezilehlých podpor - půdorys	116
Obrázek 173 Rozmístění mezilehlých podpor - příčný řez železniční tratí	116
Obrázek 174 Axonometrický pohled na konstrukci s přidaným příhradovým nosem..	117
Obrázek 175 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 2,5 m [MPa].....	117
Obrázek 176 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 5 m [MPa]	117
Obrázek 177 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 25 m [MPa]	118
Obrázek 178 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 40 m [MPa]	118
Obrázek 179 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 45 m [MPa]	118
Obrázek 180 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 47,5 m [MPa]	118
Obrázek 181 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 55 m [MPa]	119
Obrázek 182 Normálové napětí v dolních a horních vláknech – 67,5 m [MPa]	119
Obrázek 183 Průřez svislice a diagonály	125
Obrázek 184 Průřez horního pásu [mm]	126
Obrázek 185 Průřez vzpěr	127
Obrázek 186 Průřez dolního pásu	128
Obrázek 187 Normálové napětí v mostovce s menšími průřezy nosu - 45 m [MPa]....	129
Obrázek 188 Příhradové nosníky PERI KMT [35]	130
Obrázek 189 Příhradové nosníky PERI VARIOKIT VRB [36]	130
Obrázek 190 Pohled na pevnou skruž s příčným řezem tratí	131
Obrázek 191 Pevná skruž a kružnicová dráha pro rotaci mostu	132
Obrázek 192 3D model ztraceného bednění se zobrazením jednotlivých dílů	133
Obrázek 193 Pohled na spodní stranu ztraceného bednění	133

8 Seznam tabulek

Tabulka 1 Porovnání variant dle uspořádání závěsů a teoretického vzepětí.....	68
Tabulka 2 Vlastní tíha přepočtená na liniové zatížení poloviny konstrukce.....	71
Tabulka 3 Ostatní stálé zatížení na polovinu konstrukce	72
Tabulka 4 Zatížení dopravou – sestava gr l a [29]	72
Tabulka 5 Zatěžovací stavy.....	79
Tabulka 6 Součinitele spolehlivosti zatížení [30]	80
Tabulka 7 Součinitele kombinace pro silniční mosty [30].....	80
Tabulka 8 Napětí v předpínací výztuži	80
Tabulka 9 Návrhové vnitřní síly N_{Ed} a $M_{y,Ed}$ (velikost)	97
Tabulka 10 Součinitel β_1 [32].....	99
Tabulka 11 Součinitel β_2 [32].....	100
Tabulka 12 Hodnoty součinitele K [32].....	103
Tabulka 13 Porovnání variant dle předběžných výpočtů	104
Tabulka 14 Porovnání variant	109
Tabulka 15 Porovnání konstrukce se vzpěrami a bez nich	111
Tabulka 16 Normálové napětí v jednotlivých fázích výsunu.....	120
Tabulka 17 Vnitřní síly v oblouku, závěsech a reakce na mezilehlé podpory	121
Tabulka 18 Vnitřní síly v nosu a vzpěrách.....	124
Tabulka 19 Zhodnocení navržených postupů výstavby	135

9 Seznam použité literatury

- [1] *Dálnice D35: Liberec - Hradec Králové - Olomouc - Lipník nad Bečvou* [online]. Ředitelství silnic a dálnic, b.r. [cit. 2020-03-06]. Dostupné z: <http://www.dalnice-d35.cz/#useky-dalnice>
- [2] ČSN 736101. *Projektování silnic a dálnic*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [3] Projektová dokumentace, Most na R35 přes ŽST Uhersko, stupeň PDPS; poskytnuta vedoucím práce panem doc. Ing. Markem Foglarem PhD.
- [4] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.
- [5] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-800-1055-434.
- [6] ČSN 736201. *Projektování mostních objektů*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [7] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *Ocelové mosty*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2006. ISBN 80-010-3410-0.
- [8] TVEIT, Per. *The Network Arch* [online]. Grimstad, Norway 2014 [cit. 2020-03-06]. Dostupné z: <https://home.uia.no/pert/data/The%20Network%20Arch%2019-08-2014.pdf>
- [9] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty obloukové: Mosty pro zvláštní účely*. 3. přepracované vydání. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1962.
- [10] ZWINGMANN, Bernd, Steffen MARX a Frank SCHANACK. Asymmetric network arch bridges. *Researchgate* [online]. 2010 [cit. 2020-03-20]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/265509151_Asymmetric_network_arch_bridges
- [11] Most ve tvaru maltézského kříže se stal novou dominantou Třince. *Silnice-železnice* [online]. KONSTRUKCE Media, s.r.o., 2009 [cit. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/most-ve-tvaru-maltezskeho-krize-se-stal-novou-dominantou-trince/>
- [12] TVEIT, Per. *Systematic Thesis on Network Arches* [online]. Grimstad, Norway, 2014 [cit. 2020-05-17]. Dostupné z:

- <https://home.uia.no/pert/data/Systematic%20Thesis%20on%20Network%20Arches%2009-09-14.pdf>
- [13] ŠAŠEK, Ladislav. Netradiční využití oceli pro ocelové konstrukce lávek v Dubai. *Silnice-železnice* [online]. 2010 [cit. 2020-03-19]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/netradicni-vyuziti-oceli-pro-ocelove-konstrukce-lavek-v-dubai/>
- [14] KOŽIK, Libor a Petr HODONSKÝ. Most přes řeku Orlici v městské části Hradec Králové – Svinary. *Silnice-železnice* [online]. KONSTRUKCE Media, s.r.o., 2019 [cit. 2020-03-08]. Dostupné z: <https://silnice-zeleznice.cz/silnicni-infrastruktura/most-pres-reku-orlici-v-mestske-casti-hradec-kralove-svinary-119>
- [15] BRUNN, Benjamin a Frank SCHANACK. *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards* [online]. Grimstad, 2003 [cit. 2020-03-19]. Dostupné z: https://home.uia.no/pert/data/Masters%20theses/diplom_brunn_schanack.pdf. Masters thesis. Dresden University of Technology. Vedoucí práce Wolfgang Graße.
- [16] ŠAŠEK, Ladislav. Most přes Lužnici v Bechyni – Zářečí. *Konstrukce* [online]. KONSTRUKCE Media, s.r.o., 2004 [cit. 2020-03-08]. Dostupné z: <http://old.konstrukce.cz/clanek/most-pres-luznici-v-bechyni-zareci/>
- [17] Zářečský most - Město Bechyně. In: *Metalkov* [online]. Vlašim: Metalkov, spol. s. r. o., b.r. [cit. 2020-03-20]. Dostupné z: https://www.metalkov.cz/?id=13-reference&o=2-mostni_konstrukce
- [18] FALÁŘ, Radek, Milan KODET a Lukáš VRÁBLÍK. Most přes Malší v Roudném. *Beton TKS*. 2009, **2009**(4), 17-19.
- [19] HLASIVEC, Zdeněk. Sítový oblouk přes Malši. *TVstav.cz: Stavební noviny* [online]. 2010 [cit. 2020-03-08]. Dostupné z: <https://tvstav.cz/clanek/286-sitovy-oblouk-pres-malsi#>
- [20] FOGLAR, Marek a Pavel FISCHER. Mosty mimoúrovňového propojení silnice II/468 a průmyslové zóny v Třinci. *Časopis Stavebnictví*. 2010, **2010**(4), 24-27.
- [21] ŠABATA, Ondřej. Zadávací dokumentace - Most ev.č. 3082-1 Svinary. In: *Centrální nákup Královéhradeckého kraje: Veřejné zakázky Královéhradeckého kraje* [online]. b.r. [cit. 2020-05-17]. Dostupné z: https://zakazky.cenakhk.cz/contract_display_4458.html

- [22] VÍTEK, Jan, Robert BROŽ, Petr KOUKOLÍK a Alexandr TVRZ. Výstavba nového Trojského mostu se zaměřením na betonové konstrukce. *Beton TKS*. 2013, **2013**(4), 32-42.
- [23] ŠAŠEK, Ladislav, Petr NEHASIL, Jan L. VÍTEK a Robert BROŽ. Trojský most v Praze. *Silnice-železnice* [online]. 2014 [cit. 2020-03-19]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/trojsky-most-v-praze/>
- [24] Tension systems: Táhla MacAlloy. *Tension systems: Táhla Macalloy* [online]. Praha: Tension systems s.r.o., b.r. [cit. 2020-03-23]. Dostupné z: <http://www.tension.cz/produkty/tahla-macalloy>
- [25] ČSN EN 1992-1-1 (ČSN 731201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [26] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-800-1056-905.
- [27] *VSL: Dodatečné předpínání* [online]. Praha: VSL systémy CZ s.r.o, b.r. [cit. 2020-04-15]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/dodatecne-predpinani/>
- [28] ČSN EN 1993-1-1 (ČSN 731401). *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [29] ČSN EN 1991-2 (ČSN 736203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [30] ČSN EN 1990 (ČSN 730002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [31] ČSN EN 1992-2 (ČSN 736208). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [32] ČSN EN 1993-2 (ČSN 736205). *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí, část 2: Ocelové mosty*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [33] ČSN EN 1991-1-6 (ČSN 730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - zatížení během provádění*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

- [34] *Mapy.cz* [online]. Seznam cz, a.s., b.r. [cit. 2020-04-15]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=15.6252330&y=49.8022514&z=8>
- [35] Podskružení monolitických železobetonových konstrukcí s délkou větší než 26 m bez mezipodpor. *TVstav.cz* [online]. 2010 [cit. 2020-05-09]. Dostupné z: <https://tvstav.cz/clanek/763-podskruzeni-monoliticky-ch-zelezobetonovy-ch-konstrukci-s-delkou-vetsi-nez-26-m-bez-mezipodpory-uspesne-stavet-s-peri>
- [36] VARIOKIT VRB Heavy-Duty Truss Girder. *PERI Group* [online]. Německo, b.r. [cit. 2020-05-09]. Dostupné z: <https://www.peri.com/en/products/civil-engineering-solutions/civil-engineering-systems/vrb-heavy-duty-truss-girder.html>
- [37] *VRB Heavy-Duty Truss Girder: Instructions for Assembly and Use*. Návod k příhradovým vazníkům; poskyto Ing. Janem Veselým z firmy PERI s.r.o.
- [38] Informace poskytnuté Ing. Pavlem Bulejkem z firmy ABM Europe s.r.o. ke konkrétnímu produktu sklokarbonátového bednění EMJ Plastics Permadec

10 Seznam příloh

Příloha 1 – Půdorys	1:250
Příloha 2 – Podélný řez	1:250
Příloha 3 – Příčné řezy	1:100
Příloha 4 – Postup výstavby – podélné vysouvání	1:250; 1:500
Příloha 5 – Postup výstavby – metoda rotace	1:250; 1:500
Příloha 6 – Schématický výkres předpínací výztuže	1:50; 1:200