

Diplomový seminář
133DISE

Studie variant

Návrh přemostění Suchdolského údolí

Návrh dálničního mostu na silničním okruhu kolem Prahy

Jan Vobecký

Obsah

1	Úvod	2
2	Dosavadní problémy a návrhy	2
2.1	Historie plánů silničního okruhu v lokalitě na sever od Prahy	2
2.2	Podmínky v lokalitě mostu	3
2.3	Dosud navržené relevantní varianty přemostění	4
2.3.1	Trámový most o 5 polích z 30. let 20. století	5
2.3.2	Hybridní příhradová věšadlová konstrukce	5
2.3.3	Trojoblouková betonová konstrukce	6
2.3.4	Návrh zavěšeného mostu s nízkými pylony	7
2.3.5	Železobetonový kombinovaný dvoupatrový most	8
2.3.6	Ocelový dvoupatrový příhradový most	8
2.3.7	Betonový trámový most o třech polích	9
2.3.8	Zavěšený most s nízkými pylony	9
2.3.9	Spřažený příhradový most o 7 polích	10
2.3.10	Vítězný návrh dvoupatrového obloukového mostu	10
2.4	Extravagantní návrhy přemostění	12
2.4.1	Obloukový most „Ježek“	12
2.4.2	Trámový most s pilíři ve tvaru větví	13
2.4.3	Most kombinující obloukovou a visutou konstrukci	13
3	Nový návrh mostní konstrukce	14
3.1	Návrhové parametry pro mostní objekt	14
3.2	Omezující podmínky pro stavbu	14
3.3	Návrh variant přemostění	16
3.3.1	Varianta 1 – obloukový most o rozpětí 170m	16
3.3.2	Varianta 2 – trámový most o 3 polích	17
3.3.3	Varianta 3 – trámový most o 6 polích	19
3.3.3.1	Základní informace	19
3.3.3.2	Dimenze konstrukce a spodní stavby	20
3.3.3.3	Způsob výstavby	20
3.3.3.4	Návrh dimenzí v softwaru	21
3.3.4	Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260m	25
3.3.4.1	Základní informace	25
3.3.4.2	Dimenze konstrukce	26
3.3.4.3	Způsob výstavby	26
3.3.4.4	Návrh dimenzí v softwaru	27
4	Reference	32
	Seznam příloh	33
	Seznam obrázků	34

1 Úvod

Tato práce se zabývá situací kolem plánovaného silničního okruhu okolo Prahy. Konkrétně jednou jeho částí, kterou je takzvaný Suchdolský most. Jedná se o dálniční most překlenující údolí řeky Vltavy v oblasti mezi územími pražských částí Suchdol a Bohnice. Trasa komunikace je již mnoho let diskutována odborníky i laickou veřejností a stále ještě není pevně zakotvená v územním plánu.

2 Dosavadní problémy a návrhy

2.1 Historie plánů silničního okruhu v lokalitě na sever od Prahy

První plány na výstavbu pražského silničního okruhu pocházejí z 30. let 20. století. V této době byla předpokládána trasa přibližně na stejném území jako v dnešní době.

V roce 1998 byla vyhlášena architektonicko-konstrukční soutěž na zpracování návrhu mostu přes řeku Vltavu v prostoru mezi Suchdolem a Bohnicemi. Celkem bylo odevzdáno 25 návrhů. Některé z nich budou přiblíženy v následujících kapitolách.

Jeden z výše zmíněných návrhů, konkrétně ten od kolektivu autorů ze stavební fakulty ČVUT, byl vybrán pro vyhotovení podrobné projektové dokumentace. Předmětem návrhu byl ocelový obloukový dvoupatrový most, kde je mostovka tvořena Virendeelovým nosníkem.

V roce 1999 byla do územního plánu města Prahy zapracována trasa silničního okruhu kolem Prahy (dále SOKP) ve směru Ruzyně - Nebušice – Suchdol – Čimice – Dolní Chabry – Březiněves. Tato trasa je nazývána jako „Jižní varianta“.

Dále existuje ještě takzvaná „Severní varianta“, která vede severně od Roztok v okolí obcí Klecany a Řež.



Obr. 1: Schématické zakreslení jednotlivých variant vedení SOKP na sever od Prahy (1)

Město Praha podporuje vedení trasy v jižní variantě, zatímco Ministerstvo životního prostředí (dále MŽP) prosazuje severní variantu. Předmětem sporu je především její vedení v oblastech přírodních památek a na druhé straně její využitelnost i pro místní obslužnost Prahy.

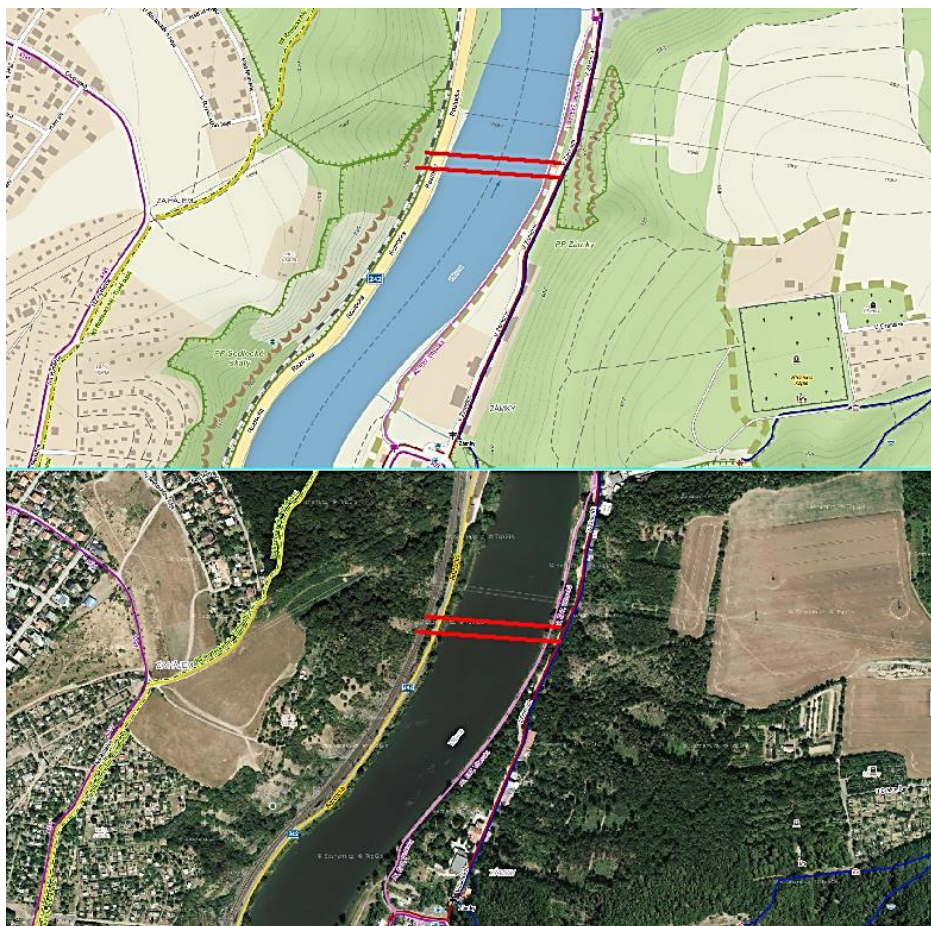
V roce 2008 byla trasa SOKP zásahem Nejvyššího správního soudu vyjmuta z územního plánu. Důvodem tohoto kroku bylo neprovedené posouzení vlivu stavby na životní prostředí (tzv. EIA).

Do současné doby bylo zpracováno několik variant EIA a vydáno stanovisko MŽP, které souhlasí se severní variantou. Jižní variantu připouští pouze podmíněčně za předpokladu prokázání nereálnosti varianty severní. Zároveň dále probíhají spory s občanskými sdruženími a městskými částmi Praha 6 a 8. Dále byly v roce 2013 Krajským soudem v Praze zrušeny dokumenty Zásady územního rozvoje Středočeského kraje v části týkající se vymezení koridoru Pražského okruhu.

Nyní jsou předpokládána projednávání Zásad územního rozvoje hlavního města Prahy a Středočeského kraje, která mají vrátit trasu SOKP zpět do původní jižní varianty.

2.2 Podmínky v lokalitě mostu

Přemostění Vltavy poblíž Suchdola je součástí SOKP v úseku Ruzyně – Suchdol – Březiněves, kde se okruh napojuje na dálnici D8. Tento úsek je rozdělen na stavby SOKP 518-519, přičemž rozhraní těchto dvou staveb se nachází na suchdolské straně na začátku takzvaného Suchdolského mostu. Mostní objekt je tedy součástí SOKP-519.



Obr. 2: Mapy lokality mostu se zákresem jeho přibližné polohy

V tomto území je šířka údolí v úrovni nivelety komunikace přibližně 550 m a předpokládaná výška komunikace nad úrovní hladiny je 70 m. Šířka koryta za obvyklého průtoku je přibližně 160 m. Při obou březích řeky jsou vedeny komunikace a inženýrské sítě. Konkrétně na levém břehu, který se nachází na suchdolské straně, vede nejbližše řece místní komunikace II/242 – dvoupruhová směrově nerozdělená komunikace s šířkou vozovky 6 m. Dále se směrem do svahu nachází dvoukolejná elektrifikovaná železniční trať Praha – Děčín. Na pravém břehu se nachází Vltavská cyklostezka a místní obslužná komunikace.

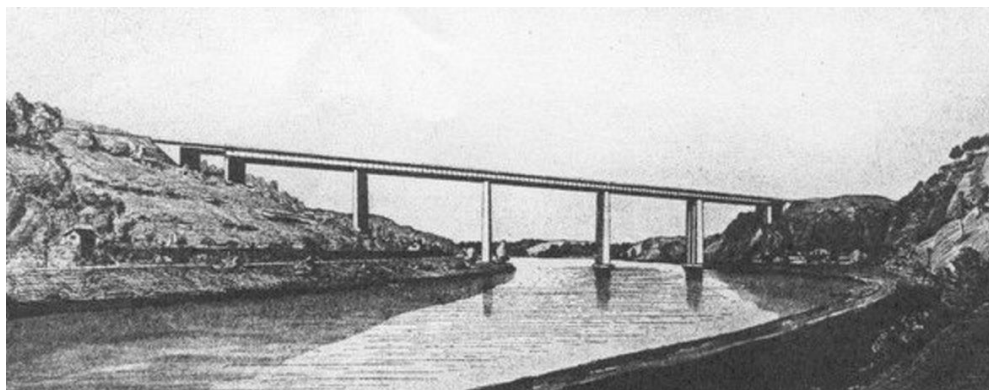
Na levém břehu se nachází přírodní památka (PP) Sedlecké skály a na pravém PP Zámky. Tyto rezervace jsou součástí soustavy chráněných území Natura 2000.

2.3 Dosud navržené relevantní varianty přemostění

Do dnešní doby bylo publikováno mnoho architektonických návrhů jak ztvárnit Suchdolský most. Nejvíce těchto variant pochází z výše zmíněné architektonické soutěže, jejíž výsledky byly vyhlášeny v roce 1999. Bylo navrženo mnoho variant různých tvarů, z nichž některé působí vcelku bizarně.

2.3.1 Trámový most o 5 polích z 30. let 20. století

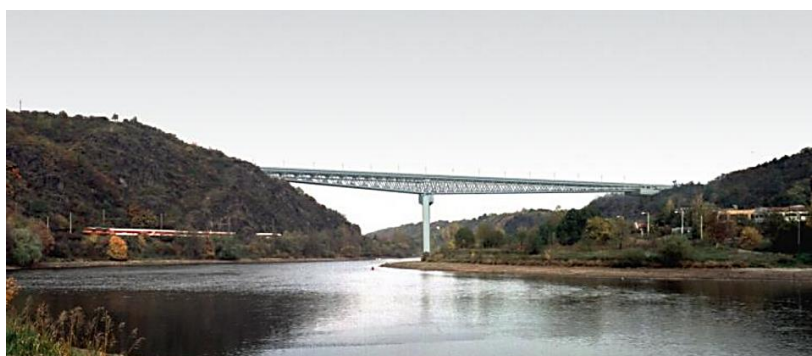
Pravděpodobně nejstarší návrh je z 30. let 20. století. Výstavba tohoto mostu měla probíhat ve 40. letech, byla však přerušena válkou a po ní bylo od stavby dálnice okolo Prahy upuštěno.



Obr. 3: Návrh jedné z prvních variant Suchdolského mostu, 30. léta 20. století (2)

Podle schématu se jednalo o trámový most. Jeho rozpětí se dají odhadnout na 80 m. Na obou koncích jsou umístěny vysoké opěry zasahující do současných přírodních památek. Podpory mostu byly rozmístěny bez respektování přírodních podmínek, kdy se dva pilíře nacházejí v říčním korytě, jeden je na břehu řeky a jeden v přilehlém svahu.

2.3.2 Hybridní příhradová věšadlová konstrukce



Obr. 4: Vizualizace návrhu věšadlové konstrukce mostu z jižní strany (3)



Obr. 5: Vizualizace návrhu věšadlové konstrukce mostu ze severní strany (3)

Tento návrh pochází z dílny architektonické firmy Af-arch (Aulík-Fišer architekti), který byl podaný do architektonické soutěže v roce 1999.

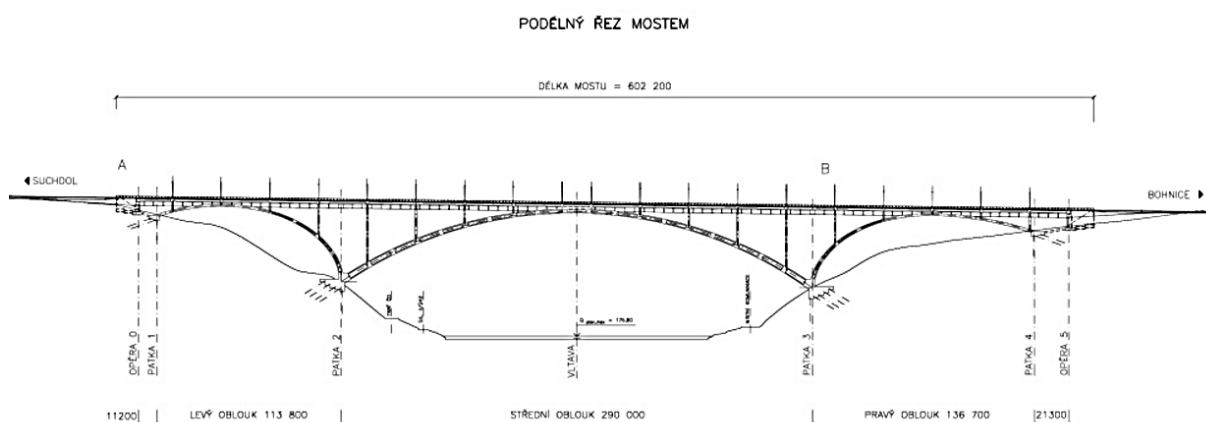
Na internetových stránkách této firmy je most charakterizován jako hybridní konstrukce věšadla s jedním pilířem a koncovými konzolami. Prostředí svahů má být konstrukcí rušeno ještě méně než řeka. Pilíř umístěný mimo hlavní proud řeky nerámuje pilíře na břehu a nechává podstatnou vazbu úbočí s vazbou na řeku bez zásahu (3).

Podle dostupných podkladů se jedná o ocelovou příhradovou konstrukci vykonzolovanou z jediného pilíře do stran. Pilíř je umístěn blíže suchdolskému břehu. Vyložení konzol je dle hrubého odhadu asi 160 m na suchdolské straně a 260 m na straně k Bohnicím. Zkrácení délky mostu je dosaženo posunutím opěr směrem do údolí.

2.3.3 Trojoblouková betonová konstrukce



Obr. 6: Vizualizace návrhu trojobloukového mostu ze severní strany (4)

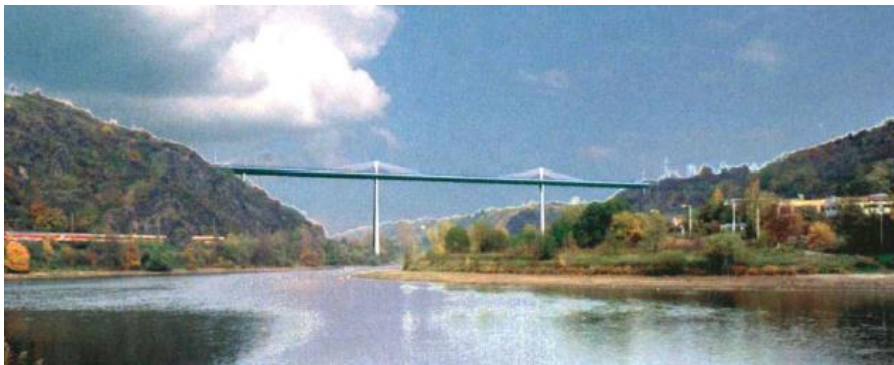


Obr. 7: Schématický podélný řez trojobloukového mostu z jižní strany (5)

Další návrh je od kanceláří Archstudio s.r.o. a Huryta s.r.o. přihlášený do soutěže v roce 1999. Firmy podaly návrh trojobloukového betonového mostu.

Hlavní oblouk má rozpětí 290 m a je na obou svazích vetknut do skalního podloží. Obě boční pole nejsou standardně podporována stojkami opřeny do skalního podloží. Stojky jsou, stejně jako v hlavním poli, vyneseny obloukovou konstrukcí. Důvodem tohoto uspořádání je striktní požadavek na to, aby žádná konstrukce mostu nezasahovala do přírodních útvarů na svazích. Boční oblouky mají rozpětí 114 m a 137 m. Rozpětí mostovky se zdají být konstantní hodnoty přibližně 30 m.

2.3.4 Návrh zavěšeného mostu s nízkými pylony



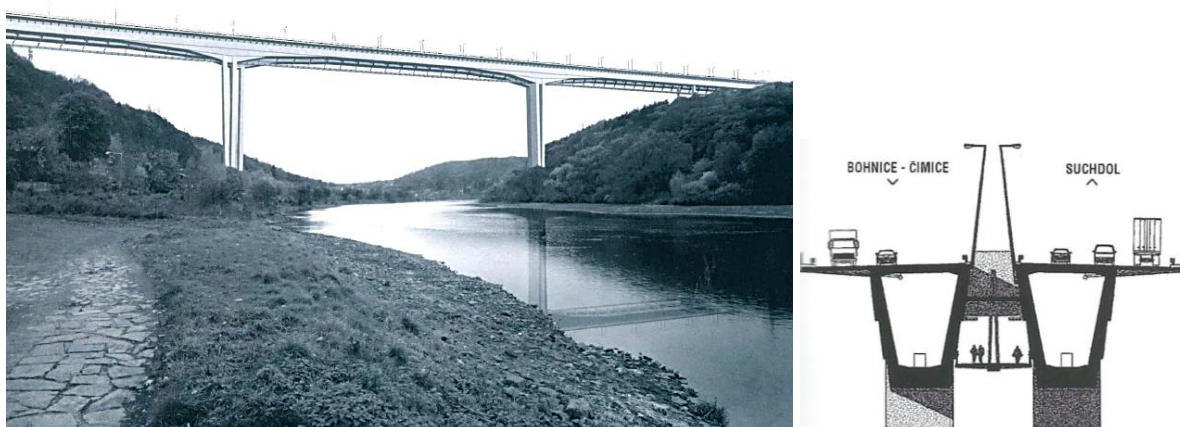
Obr. 8: Vizualizace návrhu zavěšeného mostu (6; 7)

Tento návrh pochází z dílny projektové kanceláře SHB Brno.

Navržen byl zavěšený most s nízkými pylony. Trámový nosník je navržen jako ocelový. V případě, že by materiálem mostovky byl beton, statický systém by se, vzhledem k výšce pylonů, spíše blížil trámové předpjaté konstrukci s volně vedenými předpínacími kabely nad mostovkou, tzv. typ extradosed. V tomto případě zavěšeného ocelového mostu je výška pylonů příliš malá a dá se předpokládat, že i neekonomická.

Rozpětí hlavního pole je přibližně 200 m, krajních polí okolo 150 m. Most svými pylony a pilíři zasahuje do přírodních útvarů jen velmi minimálně a působí esteticky vyrovnaně. Pylony zavěšené konstrukce vystupují nad okolní terén jen velmi málo a neměly by nijak bránit v leteckém provozu. Tento návrh získal v soutěži 3.cenu.

2.3.5 Železobetonový kombinovaný dvoupatrový most



Obr. 9: Schéma varianty železobetonového kombinovaného mostu – podélné a příčné (7)

Tento návrh vyšel z dílny architektů Buriana, Křivinky a Eichlera. V architektonické soutěži získal 2. cenu. Most byl navržený jako železobetonový rámový o třech polích. Nosná konstrukce je v příčném směru tvořena dvěma vysokými komorovými nosníky. Pod každým jízdním pruhem je samostatná konstrukce. Mezi komorovými průřezy je při spodní hraně zavěšena lávka pro cyklisty. V místech pilířů je vnořena mezi nosné konstrukce, v polích naopak vystupuje pod jejich úroveň a umožňuje výhled do okolí. Dle dostupných schematických podkladů se dá rozpětí hlavního pole odhadnout přibližně na 230 m, krajní pole budou mít poté délky asi 125 m a 160 m.

2.3.6 Ocelový dvoupatrový příhradový most



Obr. 10: Nákrasy varianty příhradového mostu – podélné a příčné schéma (7)

Tento projekt vznikl v projekční kanceláři Dopravoprojektu Ostrava. Jedná se o dva přímé ocelové příhradové nosníky trojúhelníkového průřezu podepřené pilíři z trubkových ocelových stojek. Uvnitř trojúhelníkové nosné konstrukce je utvořen prostor pro vedení cyklostezky a chodníků. Rozpětí hlavního pole je přibližně 210 m, krajní pole potom mají asi 160 m a 165 m.

Návrh byl oceněn 2. cenou v architektonické soutěži.

2.3.7 Betonový trémový most o třech polích



Obr. 11: Vizualizace betonového trémového mostu (7)

Tento návrh pochází z dílny projektové kanceláře Novák a Partner 's. Byl navržen betonový dvoukomorový nosník s rozpětím hlavního pole 180 m a krajních polí 145 m. V prostorech nad pilíři je střední stěna komorové konstrukce z důvodu příznivějšího vedení předpínací výztuže vytažena 9 m nad úroveň mostovky. Prostory nad pilíři jsou architektonicky ztvárněny v podobě prosklených vyhlídkových prostor a barevných vitráží.

2.3.8 Zavěšený most s nízkými pylony



Obr. 12: Vizualizace návrhu zavěšeného mostu s nízkými pylony (7)

Tento návrh pochází od firmy Pontex. Navržen byl zavěšený most s nízkými pylony vystupujícími nad niveletu komunikace o 20 m. Hlavní pylony jsou od sebe vzdáleny 180 m a vedlejší pole mají 112 m. Konstrukci mostovky tvoří dvoukomorový nosník o výšce 3,5 m v poli a 5,5 m u pylonů.

2.3.9 Spřažený příhradový most o 7 polích



Obr. 13: Vizualizace návrhu příhradového mostu o 7 polích (8)

Tento návrh přinesla do soutěže česká projektová kancelář SUDOP Praha. Hlavním nosným prvkem je rámový příhradový nosník s proměnnou výškou se spřaženou ocelobetonovou mostovkou. Výška nosníku se pohybuje v rozmezích 4,3 – 17,0 m. Hlavní mostní pole má 205 m. Tento návrh byl ze soutěže vyřazen, protože zasahuje do přírodních památek na svazích.

2.3.10 Vítězný návrh dvoupatrového obloukového mostu



Obr. 14: Vizualizace návrhu dvoupatrového obloukového mostu z jižní strany (8)



Obr. 15: Model obloukového mostu a vizualizace z pohledu ze spodní úrovně mostovky (8)

Autorem posledního návrhu je kolektiv prof. Jiřího Studničky z Fakulty stavební ČVUT v Praze. Konkrétně hlavním inženýrem projektu je doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. a hlavními architekty prof. Ing. arch. Tomáš Šenberger, CSc. a Ing. arch. Martin Šenberger.

Tento návrh byl v architektonické soutěži v roce 1999 opět oceněn 2. cenou. Byl však mezi všemi ostatními návrhy vyhlášen jako nejlepší a proto byl dále rozpracován do větší podrobnosti. Do roku 2003 byla zpracována dokumentace mostu pro územní řízení, která byla na základě vzešlých připomínek doplňována a v roce 2008 předložena v konečné podobě jako součást projektové dokumentace pro územní řízení staveb SOKP. Bylo vydáno územní rozhodnutí, to však nenabývalo právní moci.

Ocelový obloukový most byl vyprojektován o rozpětí 162 m a vzepětí 68,1 m ($f/l = 1/2,4$). Dvoukloubový oblouk je tvořen dvěma samostatnými oblouky uloženými do společného základu. Oblouky jsou vykloněny směrem od osy mostu.

Mostovka je tvořena Virendeelovým nosníkem o rozpětích 200,0 + 70,0 + 200,0 m. Nosník je pouze dvakrát podepřen poblíž vrcholu oblouku a poté až na krajních opěrách. Doprava je vedena ve dvou úrovních – na vrchu nosníku a v jeho průřezu, každý směr v jiné výšce. Nosník je tvořen ocelovou kosterou s dobetonovanými spřaženými betonovými deskami v obou úrovních nosníku. Tloušťky stěn i pásnic jsou proměnné. Takto navržený trám má vysokou svislou i vodorovnou tuhost. V prostoru pod hlavním nosníkem je ještě zavěšena lávka pro chodce a cyklisty.

Toto uspořádání mostu se svým statickým schématem blíží spíše vzpěradlovému typu. Pro ten je však nevhodné zakřivení rámových stojek, které by byly příliš poddajné.

Dvoupatrové uspořádání mostu si vynutilo dodatečné úpravy na obou jeho koncích. Zde je nutné provést rozplet a výškové vyrovnání dvou směrů do stejné úrovně. Komunikace je zde vedena v takzvaných galeriích – jeden směr na terénu a druhý nad ním na estakádě. Také jsou navrženy dva tunely.

Autoři návrhu uvádějí mimo jiné jeho následující výhody (8):

- Minimalizuje celkovou šířku mostní konstrukce, čímž se výrazně zmenšuje dešťový stín pod mostem.
- Most se dvěma úrovněmi silničních mostovek je v daném případě i hospodárný, protože trám má potřebnou výšku odpovídající velkému rozpětí krajního pole.
- Hlavní nosná konstrukce mostu nevystupuje nad niveletu horní mostovky, nebrání ve volném rozhledu z úrovně horní mostovky a nezasahuje do vzletového a přistávacího prostoru blízkého letiště Ruzyně.
- Tvar oblouku je ve vztahu k výšce mostu navržen s ohledem na romantický charakter údolí i na skutečnost, že nelze zasáhnout do chráněných skalnatých úbočí.
- Minimalizováním mostních podpor je zachován volný profil říčního údolí v místě přemostění. Rozpětí hlavních polí konstrukce bylo přizpůsobeno rozsahu chráněných lokalit a všechny opěry jsou umístěny mimo tyto lokality, ale i mimo říční koryto.

Existuje také řada oponentních hodnocení návrhu, která kritizují například tvar a mohutnost mostu, nevhodná rozpětí pro tento typ konstrukce či jeho neekonomičnost.

2.4 Extravagantní návrhy přemostění

2.4.1 Obloukový most „Ježek“



Obr. 16: Vizualizace ocelového obloukového mostu ze severní strany (6)

Návrh mostu od autorů L. Monharta, V. Zajíce, J. Tučka získal přezdívku „Ježek“.

Jedná se o obloukový ocelový most o rozpětí přibližně 280 m. Návrh využívá trojúhelníkové prvky pro všechny části konstrukce, tvarově má připomínat stvol rákosu.

Všechny stojky podporující mostovku jsou umístěny na ocelovém oblouku a vějířovitě se rozestupují a kopírují svahy údolí. V příčném směru jsou stojky šikmé, vytvářející trojúhelník rozšiřující se směrem k mostovce. Stojky vystupují až nad úroveň mostovky.

Tento návrh byl oceněn zvláštní cenou v architektonické soutěži.

2.4.2 Trámový most s pilíři ve tvaru větví



Obr. 17: Vizualizace návrhu mostu (7)

Návrh je od architektonického studia AP Atelier. Konstrukci tvoří příhradový nosník, který je ve svých třetinách podporován mnoha štíhlými sloupy, sbíhajícími se směrem k zemi. Rozvětvení sloupů snižuje celkové rozpětí dlouhých mostních polí.

2.4.3 Most kombinující obloukovou a visutou konstrukci



Obr. 18: Vizualizace návrhu mostu (7)

Tento návrh kombinuje výhody obloukových a visutých konstrukcí. Rozpětí oblouku a zároveň vzdálenost pylonů je 350 m. Navržena byla velmi plochá oblouková konstrukce se vzepětím pouhých 29 m. Pylony mají výšku přibližně 36 m. Založení celé obloukové konstrukce zasahuje do chráněných území na svazích.

3 Nový návrh mostní konstrukce

3.1 Návrhové parametry pro mostní objekt

Přes mostní objekt bude převedena dálniční komunikace v uspořádání R 34/100. Ve směru Březiněves – Suchdol se komunikace skládá z 3 jízdních pásů šířky 3,75 m a přídatného/odbočovacího pruhu šířky 3,5 m. Ve směru Suchdol – Březiněves jsou na komunikaci 3 jízdní pruhy šířky 3,75 m a zpevněná krajnice šířky 2,5 m. Při pravé straně tohoto jízdního pásu je umístěna cyklostezka šířky 2,0 m. Ta je od automobilového provozu oddělena zábradelním svodidlem.

Odvodnění vozovky je řešeno jejím příčným sklonem 2,5%. Spád je jednosměrný, pro každý jízdní pás směřuje k pravé krajnici, kde je umístěn odvodňovací proužek spolu s mostními odvodňovači. Voda je dále svedena pod úroveň vozovky do prostorů mezi nosnými konstrukcemi. Mostní kanalizací je pak dovedena na kraje mostu.

Svým výškovým uspořádáním je komunikace napojena na sousední úseky. V podélném směru je vedena v konstantním sklonu - 1,6% ve směru staničení.

Směrové vedení je také napojeno na sousední objekty. Na mostním objektu se trasa nejdříve nachází ve směrové přímé, následně přechází v levotočivou přechodnici délky 120 m. Na přechodnici navazuje levostranný oblouk o poloměru 1000 m. Ten na mostní konstrukci zasahuje v délce přibližně 130 m.

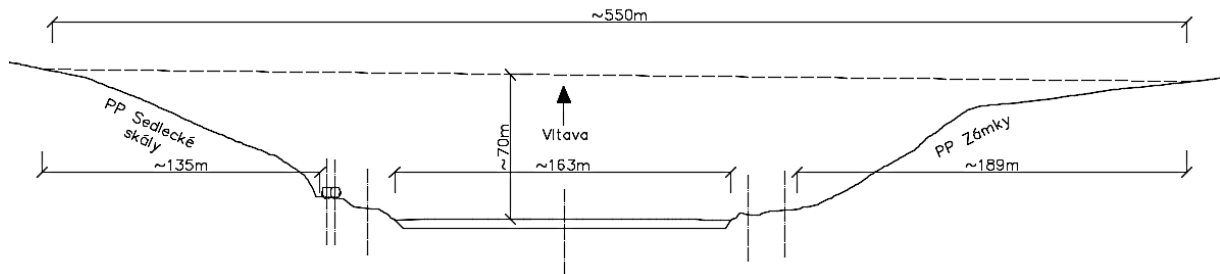
Pro všechny následující varianty byly použity právě tyto návrhové parametry a uspořádání.

3.2 Omezující podmínky pro stavbu

Na základě získaných podkladů bylo vypracováno několik možných variant pro přemostění. Všechny varianty mají společné příčné uspořádání vozovky a také niveletu v podélném směru. Obojí bylo převzato ze získané dokumentace, kdy prostorové a výškové uspořádání na mostě odpovídá přilehlé komunikaci. Liší se tedy pouze nosná konstrukce pod vozovkou.

Při návrhu přemostění byla respektována omezení místními podmínkami. Vzhledem k blízkosti přistávací a vzletové dráhy letiště Ruzyně není vhodné navrhovat jakékoliv vysoké konstrukce zasahující nad úroveň okolního terénu. Nebyly tedy navrhovány konstrukce s částmi zasahujícími nad úroveň mostovky – zavěšené a visuté konstrukce či oblouky s dolní a mezilehlou mostovkou.

Na obou svazích směřujících směrem k řece Vltavě se vyskytují přírodní památky. Konkrétně na levém břehu to je PP Sedlecké skály a na pravém břehu PP Zámky. V zadávací dokumentaci pro návrh mostu se nachází požadavek, aby nebyly tyto přírodní památky stavbou narušeny. Toto omezení je pro návrh zásadní a velmi omezuje možné dispozice mostu.



Obr. 19: Příčný řez údolím v místě předpokládaného vedení mostu s orientačním zanesením nivelety komunikace z jižní strany

Dle přiloženého schématu je vidět, že za předpokladu, že budou tyto restriktce zohledněny, je možné umístit podpěry mostu pouze při obou březích řeky s podélným posunem v rozmezí přibližně 20 – 30 m. Takto vznikají krajní mostní pole o rozponech 135 – 190 m a střední pole o rozpětí 160 m. Tento poměr rozpětí mezi krajními a prostředním polem ($190 : 160 = 1,17 : 1$) je ze statického hlediska nevhodný. Ideální by byl poměr opačný, přibližně v okolí poměru $0,75 : 1$.

Z těchto úvah vyplývá, že návrh trémového mostu je při respektování všech omezení neekonomický. V minulosti byl v těchto dispozicích navržen most obloukový (viz výše). Ten byl ovšem navržen bez stojek, kdy oblouk podepíral mostovku pouze ve vrcholu, kvůli tomu bylo rozpětí nosné konstrukce enormní.

Cílem této studie bylo navrhnout most v rozumných dimenzích, který by splňoval estetické a ekonomické požadavky. Z tohoto důvodu nebyl plně respektován požadavek na nezasažení přírodních památek stavbou. Přírodní památky budou ovlivněny v co nejmenší míře, avšak alespoň tak, aby bylo možné provést návrh rozumných dimenzí mostní konstrukce.

Dalším omezujícím faktorem pro návrh je koryto řeky Vltavy. To je v oblasti přemostění široké přibližně 163 m. Spodní stavba mostu nebude zásadním způsobem ovlivňovat tok řeky. Při největším zásahu budou její části umístěny při obou březích se zásahem maximálně 13 m, což je přibližně 8% šířky koryta. Pilíře by tak nezasahovaly do hlavního proudu řeky.

Na levém břehu řeky Vltavy se nachází komunikace II/242 spojující pražskou část Sedlec s obcí Roztoky a také dvoukolejná elektrifikovaná železniční trať, která je součástí I. a IV. tranzitního železničního koridoru v trase Praha – Děčín. Trasa koridorové trati není stavbou

nijak zasažena a nevyžádá si žádné přeložení. Ani komunikaci druhé třídy není nutné ve většině případů překládat. Stavba by si pouze vyžádala dočasná omezení provozu.

Na pravém břehu řeky se nachází místní komunikace a cyklostezka. Obě komunikace zůstanou zachovány.

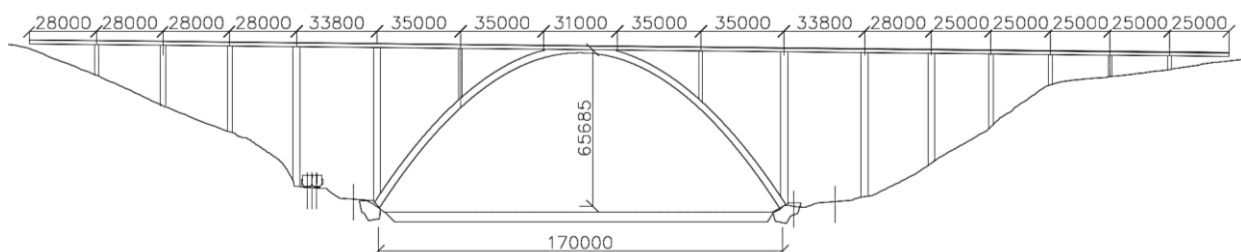
V prostoru mostního objektu se také nachází mnoho inženýrských sítí. Získané podklady pro jejich vedení ovšem nejsou aktuální a byla by nutná jejich dodatečná revize.

3.3 Návrh variant přemostění

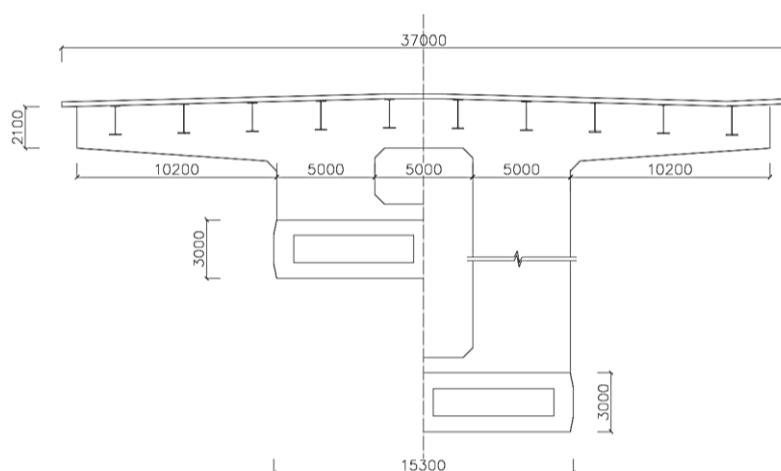
Vzhledem k výše zmíněným omezením byly navrhovány konstrukce trémové a obloukové. Tyto konstrukce se vyvarovaly všech možných bizarních tvarů a řešení a jsou z větší části inspirovány již existujícími mosty u nás i ve světě.

V textu budou dále prezentovány 4 možné varianty, přičemž první 2 z nich jsou pouze ideovým návrhem na základě empirických zkušeností, odhadů a inspirace podobnými mosty. Jejich návrhy již nebyly dále rozpracovány.

3.3.1 Varianta 1 – obloukový most o rozpětí 170m



Obr. 20: Varianta 1 – obloukový most o rozpětí 170 m – podélné schéma



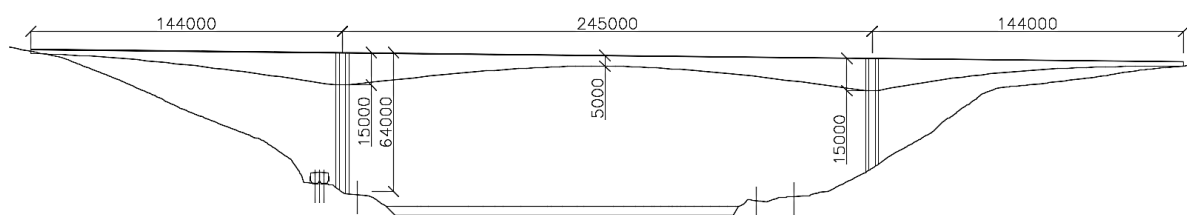
Obr. 21: Varianta 1 – obloukový most – příčný řez

Navržen je vysoký obloukový most o rozpětí 170 m. Komunikace je vedena po mostovce uložené na svislých vzpěrách. Rozpětí polí mostovky se pohybuje v rozmezích 35 m – 25 m. Spřažená mostovka by mohla být tvořena prefabrikovanými předpjatými betonovými nosníky či lépe ocelovými svařovanými nosníky o výšce přibližně 1,6 m. Oblouk byl navržen jako komorový o konstantním průřezu výšky 3,0 m a šířce 15,3 m. Oblouk je na obou stranách vetknut do skalního podloží. Mostovka může být s obloukem spojena rámově a spolupůsobit s ním, nebo může být uložena kloubově na stojkách. V tomto případě je oblouk, jehož poměr vzepětí k rozpětí je $65,5/170 = 1/2$, navržen poměrně vysoký, přenášel by tedy větší normálovou sílu a menší ohybové momenty.

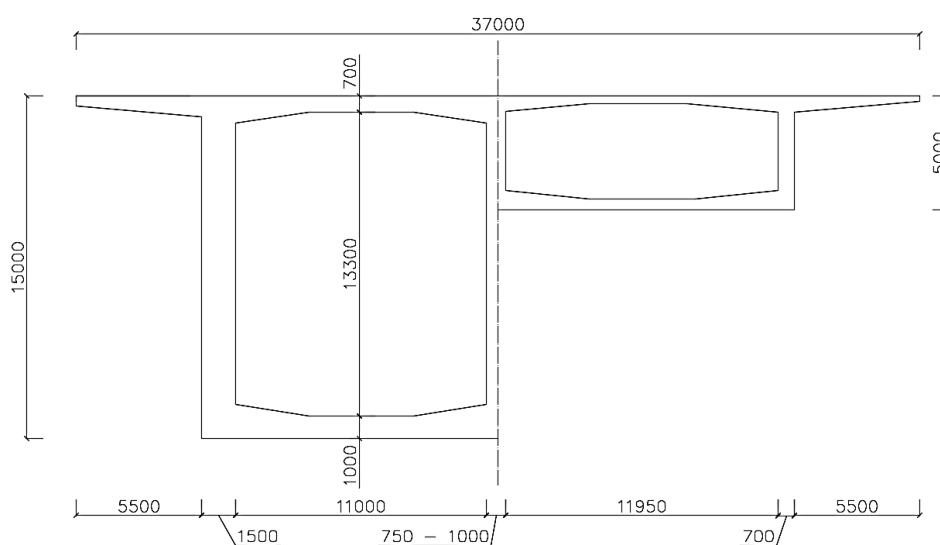
Veškeré rozměry prvků u tohoto návrhu jsou pouze empiricky odhadnuty a nezakládají se na žádném výpočtu. Jako předloha pro tento návrh posloužily již existující mosty „Maslenica“ či most „Kyll Valley“.

Tento návrh nebyl dále rozpracován.

3.3.2 Varianta 2 – trémový most o 3 polích



Obr. 22: Varianta 2 – trémový letmo betonovaný most o 3 polích – podélné schéma



Obr. 23: Varianta 2 – trémový letmo betonovaný most – příčný řez

V této variantě byl navržen trémový letmo betonovaný komorový most o rozpětí hlavního pole 245 m. Tento návrh jako jediný splňuje všechna zadaná kritéria – tedy i to, že výstavba ani následné užívání mostu nemá nijak zasahovat do přírodních památek PP Sedlecké skály a PP Zámky. V této variantě má most oba pilíře situované v oblastech poblíž břehů řeky.

Pro trémové betonové konstrukce je v současné době limitní rozpětí v oblasti do 300 m, tento návrh se těmto hranicím blíží. Je navržena mostovka o proměnném průřezu, která je tuze spojena s pilíři. Pilíře jsou navrženy jako dvojice stěn – jsou tedy podélně poddajné a ohybově tuhé.

Dimenze konstrukce jsou přizpůsobeny jednak technologii výstavby, tak i následnému statickému působení. Most by byl vystavěn letmo, betonáží vždy symetricky z hnízd umístěných nad pilíři. Koncové části krajních polí by se vybetonovaly na pevné skruži.

Nosná dvoukomorová konstrukce je navržena s náběhy nad pilíři. Jejich výška byla určena dle empirických vzorců, kdy nad pilíři je konstrukce vysoká 15 m (L/16) a uprostřed hlavního pole 5 m (L/49). V příčném uspořádání je nosná konstrukce dvoukomorová se šířkou komory 26 m. Nosná konstrukce by byla během letmé betonáže postupně předpínána kabely a po dobetonování uzavírací spáry ještě dopnuta spojitými průběžnými kabely.

Tento návrh je inspirován například mostem „Stolma“ o rozpětí 301 m, mostem „Tuyere Bridge“ či také Nuselským mostem.

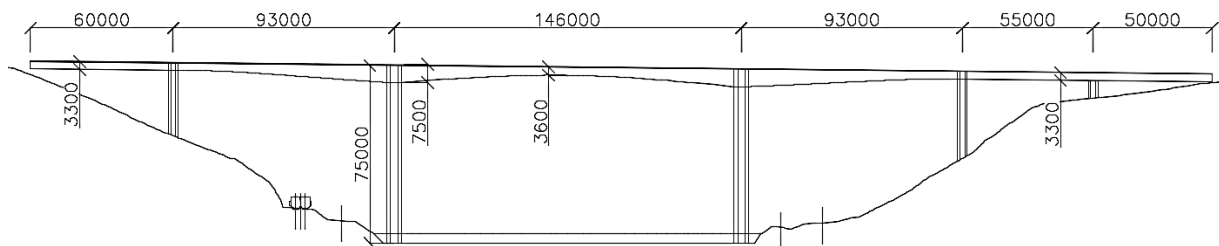
Tato konstrukce působí velmi robustně a neesteticky. Nedá se předpokládat ani její ekonomická výhodnost. Tento návrh nebyl dále rozpracován.

Následující dvě další varianty již byly rozpracovány podrobněji. Byly vytvořeny jejich prutové modely ve statickém programu. Dimenze prvků byly zjednodušeně ověřeny a případně změněny.

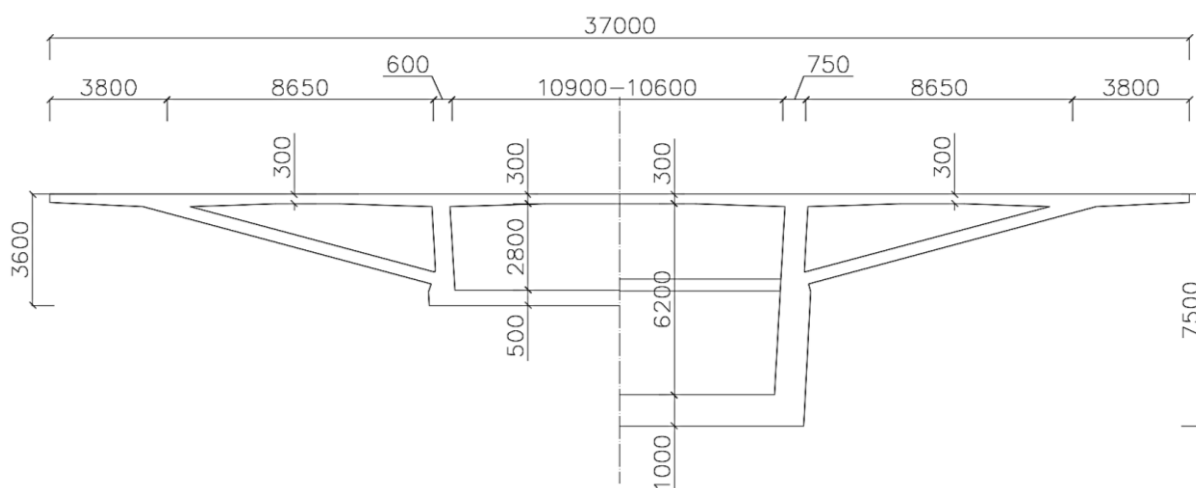
Konstrukce byly posouzeny na zatížení vlastní tíhou, zatížení dopravou, ochlazení a oteplení konstrukce, pokles podpěr a jejich kombinace. Výpočty byly provedeny v softwaru Scia Engineer 16.0.

Byly vytvořeny dispoziční schematické výkresy těchto variant, které jsou obsaženy v přílohách.

3.3.3 Varianta 3 – trémový most o 6 polích



Obr. 24: Varianta 3 – trémový letmo betonovaný most o 6 polích – podélný řez

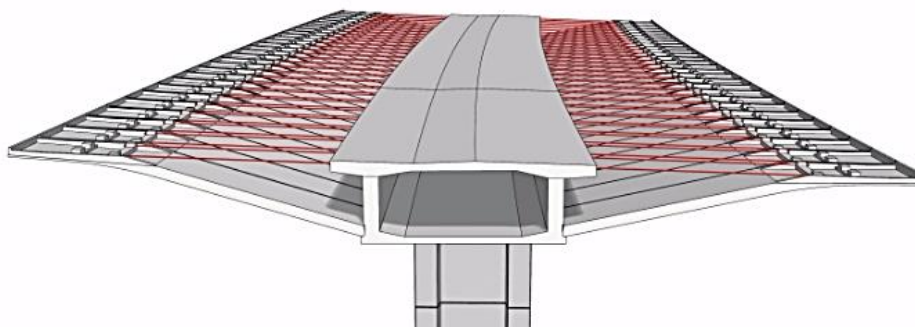


Obr. 25: Varianta 3 – trémový letmo betonovaný most – příčný řez

3.3.3.1 Základní informace

V tomto případě je předmětem návrhu trémový most o šesti polích, kde hlavní pole má rozpětí 146 m. Na levém břehu řeky Vltavy je konstrukce podporována dvěma pilíři. Jeden je umístěný do prostoru PP Sedlecké skály, druhý je umístěn na břehu řeky, přičemž zasahuje asi 10 m do jejího koryta. Na pravém břehu jsou celkem tři pilíře, jeden z nich opět na břehu řeky a dva jsou umístěny do prostoru PP Zámky. Toto rozmístění bylo vynuceno respektováním statických zásad.

Tento návrh byl inspirován již existujícími mosty, jako je například „Tuyere Bridge“ či „Temilibis Bridge“. Uspořádání příčného řezu, tedy relativně úzký komorový nosník a z něj vykonzolovaná mostovka se šikmými vzpěrami, bylo inspirováno mosty od prof. Jiřího Stránského postavenými na slovenské dálnici D1 u Žiliny. Postup je uvažován podobně, jako na následujícím schématu.



Obr. 26: Varianta 3 – schematické zobrazení sestavení a postupné betonáže nosné konstrukce (9)

3.3.3.2 Dimenze konstrukce a spodní stavby

Nosná konstrukce je tvořena komorovým nosníkem o šířce přibližně 10,7 m se šikmými vzpěrami podporujícími vykonzolovanou mostovku. Komorový nosník má proměnnou výšku i tloušťku stěn. V oblastech pilířů hlavního pole je jeho výška 7,5 m, zatímco uprostřed hlavního pole 3,6 m. V krajních polích je výška komorového nosníku konstantní hodnoty 3,3 m. Zde je provedeno pouze zesílení stěn v oblastech na pilíři.

Mostovka je rámově spojena s pilíři, které jsou tvořeny dvojicí stěn. Pilíře jsou takto navrženy z důvodu, aby nebyly nadměrně zatěžovány změnami teploty, ale byly zároveň dostatečně ohybově tuhé vzhledem k pootočením mostovky. Pouze na posledním pilíři P6 ve směru staničení je mostovka uložena na posuvném ložisku. Toto řešení je zvoleno z důvodu posunutí středu dilatace přibližně doprostřed délky mostu. Pilíře jsou vysoké od 7,2 m do 67 m. Od toho je také odvislá jejich šířka, která je 2 m u dvou nejvyšších pilířů na břehu řeky a 1 m u zbylých pilířů.

Vysoké pilíře na březích řeky se nacházejí v říční nivě, budou tedy založeny hlubinně na vrtané piloty. Ostatní pilíře se nacházejí na únosném skalním podloží, postačí tedy jejich plošné založení. Na obou koncích mostu byly navrženy nízké opěry s vodorovnými křídly. Opěry budou zajištěny proti usmyknutí pilotovým založením.

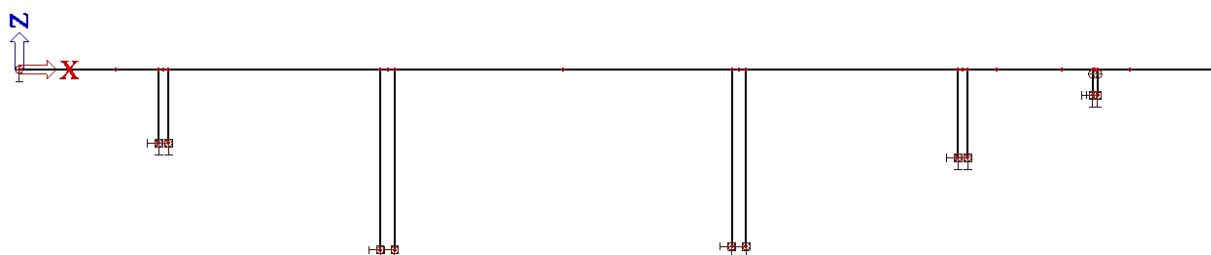
3.3.3.3 Způsob výstavby

Hlavní rozměry konstrukce byly navrženy s ohledem na postup výstavby. Tím je myšlena především výška nosné konstrukce v hlavním a k němu přilehlých polích. Ta budou vybudována letmou betonáží. Ostatní pole budou vybetonována na pevné skruži.

Nejprve bude provedeno hlubinné založení pilířů na březích řeky a v prostoru opěr. Všechny pilíře budou následně vybetonovány do své projektované výšky. Vysoké pilíře budou zajištěny proti vybočení. Následně bude na nejvyšších pilířích vybetonován zárodek nosné konstrukce. Z něj poté bude symetricky na obě strany betonována komorová konstrukce. Její jednotlivé lamely budou vždy připojeny předpínací výztuží vedenou při horním okraji komorového průřezu. Letmou betonáží bude proveden pouze komorový průřez bez konzol a vzpěr. Ty budou instalovány a zmonolitněny až následně. Krajiní pole budou vybetonována na pevné skruži a po svém dokončení spojena s letmo betonovanou konstrukcí dobetonováním uzavírací spáry. Následně bude celá konstrukce předepnuta průběžnými zvedanými předpínacími kabely.

3.3.3.4 Návrh dimenzí v softwaru

Pro návrh a ověření rozměrů prvků byl použit software Scia Engineer 16.0 ve studentské verzi. V tomto programu byl vytvořen prutový model mostu (viz přiložené schéma).



Obr. 27: Varianta 3 – schéma prutového modelu ve statickém programu

Pilíře byly modelovány jako dva nezávislé pruty, rámově připojené k mostovce (kromě pilíře P6, který je připojen kloubem umožňujícím vodorovný posun a natočení). Mostovka byla vytvořena pomocí modulu *proměnný průřez*, kdy se průřez prvku mění po jeho délce. Tohoto parametru bylo využito pro vymodelování náběhů nad hlavními pilíři. Průřezové charakteristiky prvků v modelu odpovídají reálným průřezům.

Všechny pilíře jsou modelovány jako vetknuté do podloží. Na opěrách je umožněno podélné posunutí a natočení.

Na model byla aplikována zatížení a jejich kombinace dle ČSN EN 1991-1 a ČSN EN 1991 - 2.

Pro předběžný návrh bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou konstrukce, ostatní stálé zatížení vybavením mostu a vozovkovým souvrstvím, dále rovnoměrným oteplením konstrukce ($\Delta T = +38^{\circ}\text{C}$), ochlazením konstrukce ($\Delta T = -32^{\circ}\text{C}$), poklesem podpor (50 mm) a pro zatížení dopravou byl použit model LM1 jako pohyblivé zatížení. Z vytvořených zatěžovacích stavů byly sestaveny kombinace zatížení a následně i jejich obálka na konstrukci.

3.3.3.4.1. Návrh a posouzení rámových stojek

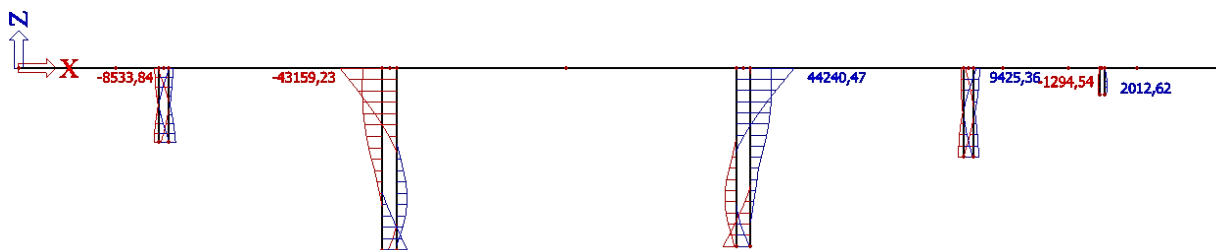
Následujícím krokem ve zjednodušeném návrhu konstrukce bylo posouzení rámových stojek. Ty jsou namáhány kombinací normálové síly a ohybového momentu. Všechny rámové stojky se dají charakterizovat jako štíhlé tlačené prvky ($\lambda > \lambda_{lim}$). Je tedy nutné respektovat jejich deformovaný tvar a vypočítat průběh vnitřních sil na deformované konstrukci. Deformace jsou jednak vyvolány počátečními imperfekcemi při provádění konstrukce, tak také její deformací pod působícím zatížením.

Počáteční imperfekce se do výpočtu zavádějí hodnotou $e_0 = 400 \cdot l_0$, kde l_0 značí účinnou délku prutu. Pro případ rámové stojky oboustranně vetknuté je $l_0 = 0,5 \cdot L$. Následně je, dle teorie I. řádu, ohybový moment zvětšen o hodnotu $M_{0,Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$.

Pokud by byl prvek dostatečně masivní a platilo by $\lambda < \lambda_{lim}$, kde λ značí štíhlost prvku, bylo by možné po použití teorie I. řádu prvek posoudit na kombinaci M+N a návrh považovat za dostatečný. V případě tlačných stojek se ovšem jedná o štíhlé prvky, a je tedy nutno zvětšit vnitřní síly podle teorie II. řádu. K tomuto slouží několik metod. V tomto případě byla zvolena metoda založená na jmenovité křivosti, která je vhodná pro prvky se známou účinnou délkou a s konstantní normálovou silou. Tato metoda bere v úvahu účinnou délku prvku, poměrné vyztužení, poměrnou normálovou sílu, dotvarování prvku, počáteční křivost a štíhlost. Použitím této metody byly vypočteny zvětšené momenty na zdeformované konstrukci. Tímto způsobem vypočtené vnitřní síly byly mnohonásobně větší než síly spočtené na nedeformované konstrukci. Na takto veliké kombinace ohybových momentů a normálové síly by bylo velmi složité navrhnout velikost sloupů, které by poté vycházely nesmyslně veliké. Vzhledem k tomu, že nikde ve výpočtech nebyla nalezená chyba, bylo přistoupeno k ověření velikosti sil na deformované konstrukci ve výpočetním programu. Software Scia Engineer umožňuje výpočet sil na deformované konstrukci. Tento výpočet je iterační, vždy tedy spočítá průběh vnitřních sil a deformace, které v dalším kroku zohlední, až se dostane do stavu rovnováhy. Pro výpočet rámových stojek byl použit výpočet teorie II. řádu podle Timoshenka. Tato metoda je vhodná pro konstrukce s malými vodorovnými deformacemi, kde normálová síla v prvcích zůstává v průběhu výpočtu konstantní (10).

Tímto výpočtem byly získány výsledky, které jsou přibližně o 10 % větší než výsledky získané dle teorie I. řádu. Tento poměr výsledků lze považovat za uspokojivý. Výpočet teorií jmenovitých křivostí se zdá pro tento případ nevhodný.

Na následujících schématech jsou znázorněny obálky ohybových momentů a normálových sil na konstrukci vypočtené nelineárním výpočtem. Obálky vznikly sloučením jednotlivých kombinací dle ČSN.



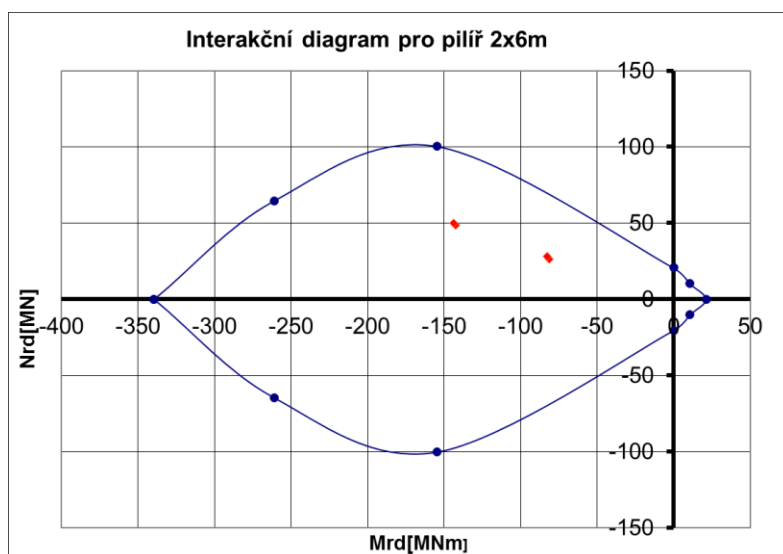
Obr. 28: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na rámových stojkách [kNm]



Obr. 29: Výstup ze statického programu – průběh normálových sil na rámových stojkách [kN]

Následně byly rámové stojky posouzeny na kombinaci M+N a přizpůsobeny. K tomuto posouzení byly sestrojeny interakční diagramy. V předběžném návrhu bylo počítáno s betonem C40/45 a výztuží B500B při obou površích pilířů.

Na následujícím obrázku je interakční diagram pro nejvyšší sloupy o rozměrech rámových stojek 6 m x 2 m. V grafu jsou vyneseny kombinace normálové síly a ohybového momentu vzniklé výpočtem dle teorie II. řádu.



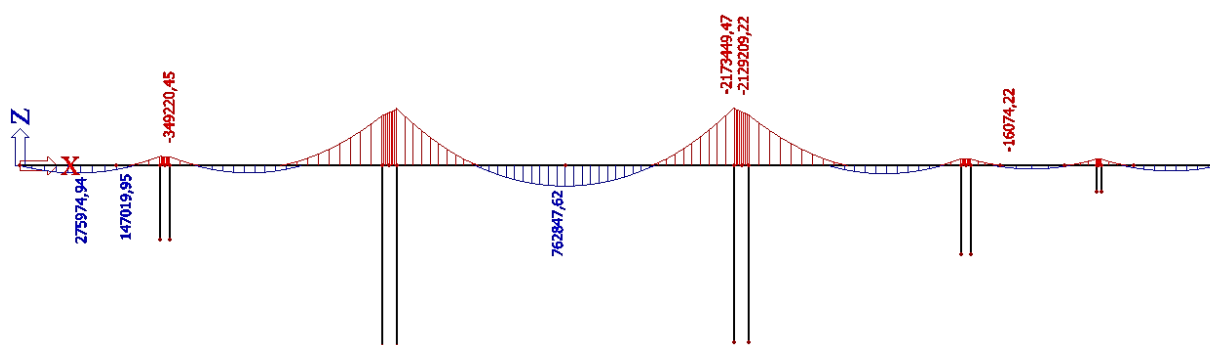
Obr. 30: Interakční diagram pro pilíře o rozměrech 2x6m

Tímto způsobem byly posouzeny všechny pilíře. Pilíře P2 a P5 mají šíři 1 m, pilíře P3 a P4 2 m a pilíř P6, na kterém je mostovka uložena posuvným ložiskem, má šíři 0,8 m.

3.3.3.4.2. Návrh a posouzení nosné konstrukce

Dalším krokem při návrhu bylo ověření rozměrů nosné konstrukce. Její rozměry byly v předběžném návrhu ověřovány pouze pro finální statické schéma bez vlivu výstavby. Její dimenze jsou však navrženy v souladu s postupem výstavby, dá se tedy předpokládat, že pro tento stav vyhoví.

Na následujícím schématu je obálka ohybových momentů od jednotlivých kombinací zatížení.



Obr. 31: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na nosné konstrukci [kNm]

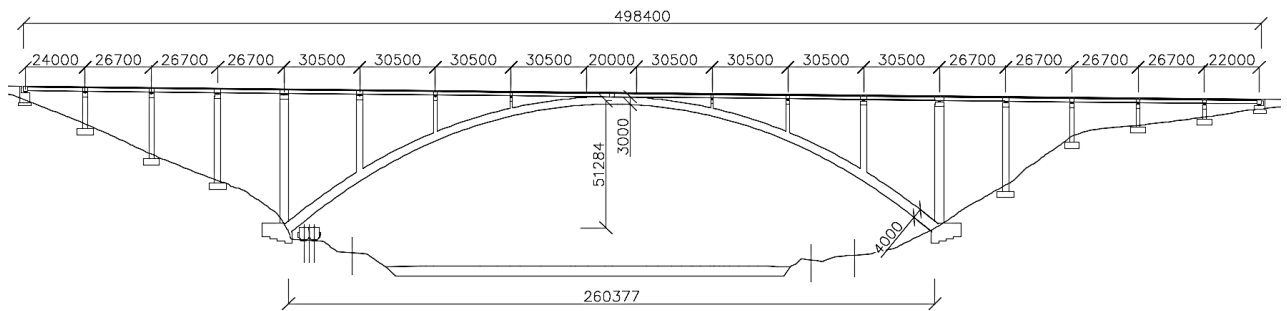
Pro nosnou konstrukci je rozhodujícím faktorem zavedení předpětí. V předběžném návrhu byl pro mezní stav spolehlivosti ověřen pružný průběh napětí od předpětí v rozhodujících průřezech. Konstrukci je možné předepnout průběžnými zvedanými kabely vedenými vždy s určitou excentricitou.

Vzhledem k postupu výstavby bude předpínání probíhat postupně a také rozdělení napětí se bude lišit od rozdělení napětí na konstrukci ve finálním stavu.

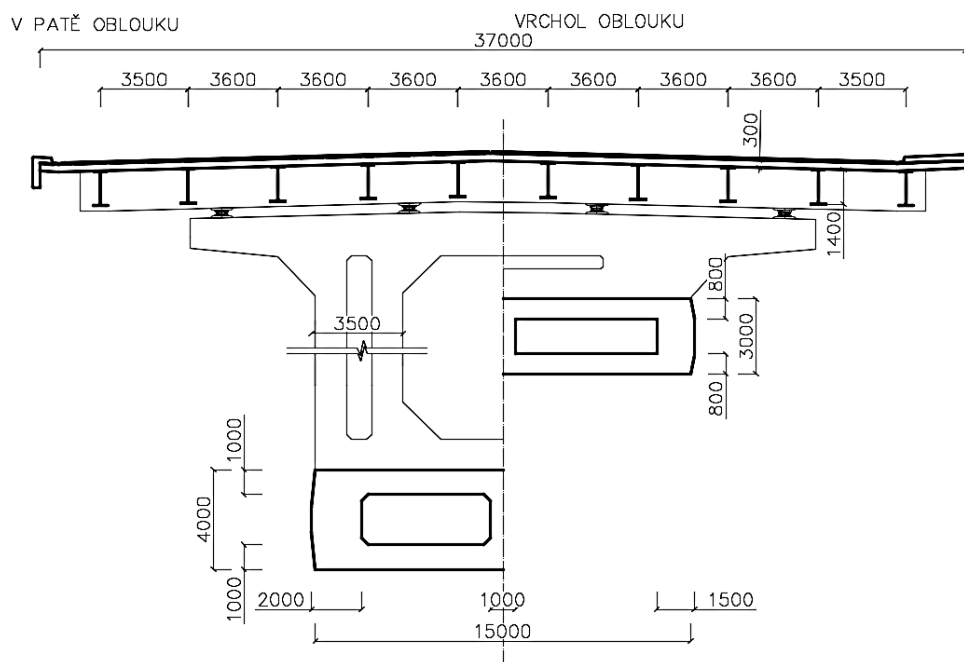
Dle předběžného výpočtu by byla nosná konstrukce zhotovena z betonu C45/55 a předepnuta přibližně 60 předpínacími kabely. Tyto hodnoty jsou ovšem pouze orientační.

Výsledné rozměry nosné konstrukce jsou následující. Výška komorového nosníku nad hlavními pilíři je 7,5 m, uprostřed hlavního pole 3,6 m a ve všech ostatních polích je výška komory konstantní hodnoty 3,3 m. V nadpodporových oblastech jsou zesíleny svíslé a vodorovné stěny. Podrobněji viz příložené výkresy.

3.3.4 Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260m



Obr. 32: Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260 m – podélné schéma



Obr. 33: Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260 m – příčný řez

3.3.4.1 Základní informace

Návrh se zabývá obloukovým mostem o rozpětí 260 m. Most je tvořen zmíněným obloukem o komorovém průřezu, betonovými stojkami profilu H a ocelobetonovou spřaženou mostovkou kloubově spojenou s obloukem. Na obou březích a k nim přilehlých svazích je mostovka podporována stojkami, které zasahují i do území přírodních památek. Toto rozmístění bylo opět vyvoláno potřebou respektovat statické zásady.

Návrh této konstrukce byl inspirován již existujícími mosty, a to mostem „Maslenica“, „La Roche Bernard“ či mostem přes Opárenské údolí na dálnici D8.

3.3.4.2 Dimenze konstrukce

Hlavním nosným prvkem mostní konstrukce je betonový komorový oblouk. Oblouk má rozpětí 260,377 m a vzezření 51,284 m. Poměr $f/l = 1/5,1$ se pohybuje v doporučeném rozmezí. Oblouk je na obou svých koncích vetknut do skalního podloží pomocí mohutných základových bloků. Rozměry oblouku byly navrženy jako proměnné s výškou 4,0 m ve vetknutí. Výška se postupně snižuje až do hodnoty 3,0 m ve vrcholu oblouku. V příčném řezu je oblouk dvoukomorový se šířkou 15,3 m.

Betonové stojky, které podporují mostovku, jsou vetknuty do oblouku, případně plošně založeny na skalním podloží. Stojky jsou vždy umístěny 2 vedle sebe, ve svém vrcholu jsou spojeny příčnickem, na který je pomocí ložisek uložena mostovka. Každá stojka má tvar písmene H, o obou stranách stejně dlouhých, s natočením ve směru staničení.

Mostovka je tvořena ocelovými nosníky profilu I z oceli S355. Nosníky mají výšku 1,4 m a jsou spřaženy betonovou deskou tloušťky 300 mm. V podporových oblastech jsou nosníky ztuženy monolitickými příčnickami. Na příčnicích jsou také umístěna podélně posuvná ložiska. Ve vrcholu oblouku je mostovka pevně spojena s obloukem, toho je docíleno dodatečným přibetonováním nosníků přes příčník do obloukové konstrukce. Od tohoto bodu může mostovka volně dilatovat do obou směrů. V oblasti vrcholu oblouku jsou nosníky na délce 20 m volně uloženy na nosné konstrukci. Tento detail bude v případném podrobném návrhu vyžadovat detailnější návrh. Mostovka působí jako spojitý nosník o rozponech 30,5 m – 22 m.

Na okrajích mostu byly navrženy nízké opěry. Na opěrách jsou umístěna podélně posuvná ložiska, která umožňují volnou dilataci nosné konstrukce. Opěry jsou proti svému usmyknutí zajištěny hlubinným založením, které je realizováno vrtanými pilotami.

3.3.4.3 Způsob výstavby

Konstrukce by byla pravděpodobně betonována letmou betonáží s postupným vyvěšováním.

Nejprve bude provedena spodní stavba mostu. Tím jsou myšleny především mohutné základové bloky oblouku, také plošné základy jednotlivých stojek. Také budou vybetonovány celé opěry. Následně se přistoupí k betonáži zárodků oblouku. Budou vybetonovány části mostu mimo oblouk – tedy stojky a na ně následně uložena ta pole mostovky, která již mají své podpory. Následně bude po lamelách betonován oblouk, který bude postupně vyvěšován na provizorní lana z předpínací výztuže. Aby byl jejich sklon dostatečný, bude nutné nadvýšit stávající stojky dočasnými pylony. Ty budou po dokončení betonáže sejmuty. Vzhledem k prostoru pod mostem by bylo možné vystavět dočasný montážní pylon již v prostoru oblouku.

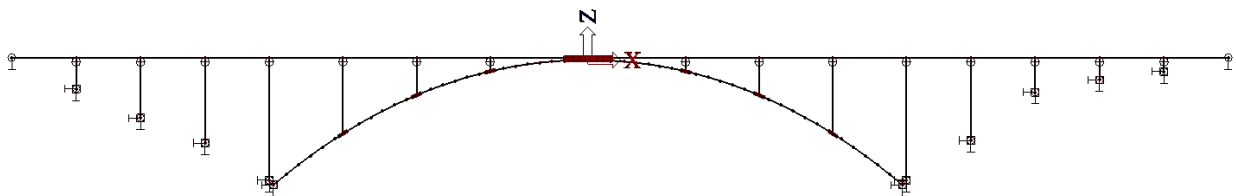
Z jedné strany ve vzdálenosti 35 m od paty oblouku, z druhé strany dokonce ve vzdálenosti 60 m. Tímto by se velmi snížilo vykonzolování betonovaného oblouku a tím namáhání již postavené konstrukce.

Po dobetonování obou polovin by se obě konstrukce rozeprly hydraulickými lisami a dobetonovala se uzavírací spára. Byla by tak aktivována normálová síla v obloukové konstrukci. Potom by se demontovaly veškeré podpěrné konstrukce.

Následně by byly dostavěny konstrukce nad obloukem. Tyto práce je nutné provádět symetricky, aby nebyl oblouk příliš namáhán. Dobetonovaly by se chybějící stojky. Na ně by byla osazena ložiska, následně ocelové nosníky a na ně provedena spřahující betonová deska.

3.3.4.4 Návrh dimenzí v softwaru

Pro návrh a ověření rozměrů prvků byl použit software Scia Engineer 16.0 ve studentské verzi. V tomto programu byl vytvořen prutový model mostu dle následujícího schématu.



Obr. 34: Varianta 4 – schéma prutového modelu ve statickém programu

Nejprve byla vymodelována oblouková konstrukce. Oblouk byl sestaven z přímých prutů délky 5 m, celkem se tedy skládá z 52 prutů. Průřezy prvků se postupně liší od vetknutí až po vrchol oblouku dle navržené výšky průřezu. Na obou koncích jsou podpory modelovány jako vetknutí.

Stojky jsou modelovány jako dvojice samostatných pilířů, na svém spodku vetknutých do oblouku či do podloží. Na vrchu jsou stojky kloubově spojeny s mostovkou. Kloub umožňuje podélný posun a natočení.

Spřažená ocelobetonová mostovka byla vymodelována jako prut o stejných průřezových charakteristikách jako by měla spřažená mostovka. Příčný roznos zatížení nebyl v tomto stádiu návrhu řešen.

Na model byla, stejně jako v předchozí variantě, aplikována zatížení a jejich kombinace dle ČSN EN 1991-1 a ČSN EN 1991-2.

Pro předběžný návrh bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou konstrukce, ostatní stálé zatížení vybavením mostu a vozovkovým souvrstvím, dále rovnoměrným oteplením konstrukce ($\Delta T = +38^{\circ}\text{C}$), ochlazením konstrukce ($\Delta T = -32^{\circ}\text{C}$), poklesem podpor (50 mm) a pro zatížení

dopravou byl použit model LM1 jako pohyblivé zatížení. Z vytvořených zatěžovacích stavů byly sestaveny kombinace zatížení a následně i jejich obálka na konstrukci.

3.3.4.4.1. Návrh a posouzení obloukové konstrukce

Prvním krokem ve zjednodušeném návrhu konstrukce bylo posouzení navržených dimenzí oblouku. Oblouk je namáhaný kombinací normálové síly a ohybového momentu. Z pohledu štíhlosti se jedná o štíhlý tlačný prvek $\lambda > \lambda_{lim}$. Je tedy nutné vzít v úvahu jeho deformovaný tvar a vypočítat průběh vnitřních sil na deformované konstrukci. Deformace jsou vyvolány jak počátečními imperfekcemi při provádění konstrukce, tak také její deformací pod působícím zatížením.

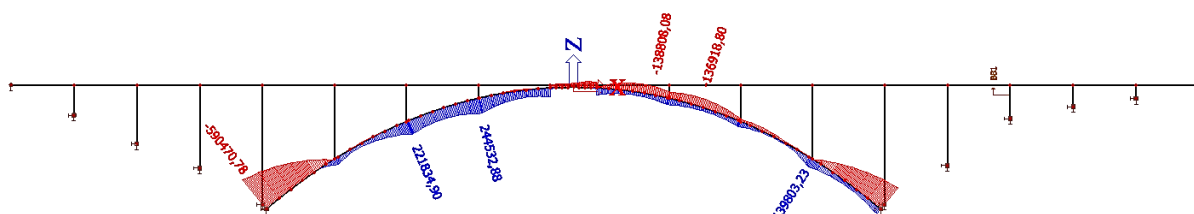
Počáteční imperfekce se do výpočtu zavádějí hodnotou $e_0 = 400 \cdot l_0$, kde l_0 značí účinnou délku prutu. V případě oboustranně vetknutého oblouku je $l_0 = 0,36 \cdot L$, kde L značí délku střednice oblouku. Následně je, dle teorie I. řádu, ohybový moment zvětšen o hodnotu $M_{0,Ed} = N_{Ed} \cdot e_0$.

V případě, že by byl prvek dostatečně masivní a platilo by $\lambda < \lambda_{lim}$, kde λ značí štíhlost prvku, bylo by možné po použití teorie I. řádu prvek posoudit na kombinaci M+N a návrh považovat za dostatečný. V případě oblouku je však jeho štíhlost větší než štíhlost limitní a je tedy nutné zohlednit nelineární průběh vnitřních sil výpočtem podle teorie II. řádu. K tomuto slouží několik metod. Zde byla, stejně jako v předchozím případě, zvolena metoda založená na jmenovité křivosti. Tato metoda bere v úvahu účinnou délku prvku, poměrné vyztužení, poměrnou normálovou sílu, dotvarování prvku, počáteční křivost a štíhlost. Použitím této metody byly vypočteny zvětšené momenty na zdeformované konstrukci. Při porovnání takto vypočtených vnitřních sil s hodnotami bez vlivu nelinearity, byly například velikosti ohybových momentů vypočtené pomocí metody jmenovité křivosti v patě oblouku 3x větší než hodnoty počáteční. Na takto velké vnitřní síly bylo naprosto nemožné navrhnout jakékoliv rozumné rozměry obloukového průřezu a tak bylo opět přikročeno k výpočtu reálných průběhů vnitřních sil pomocí softwaru.

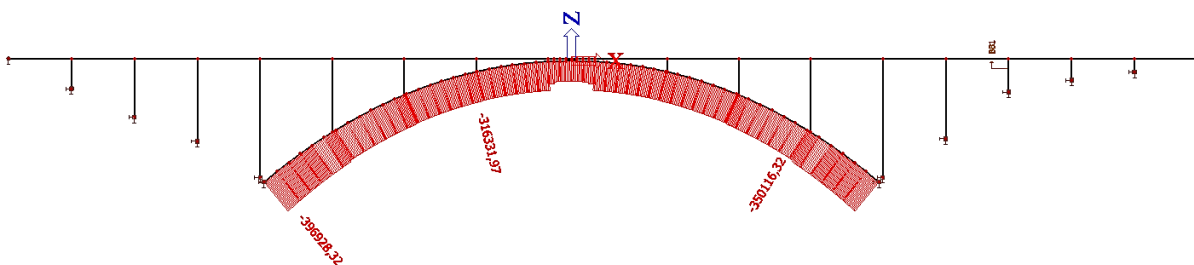
Pro tento výpočet byla ve Scii použita výpočtová Newton-Raphson modifikovaná metoda. Ta je nejvhodnější pro konstrukce s velkými deformacemi, kdy se během výpočtu mění normálová síla v prvcích (10).

Tímto výpočtem již byly dosaženy vcelku reálné výsledky. Ohybové momenty jsou v průměru o 5 - 10% větší než ty dosažené pružnou analýzou. Tento poměr výsledků lze považovat za uspokojivý. Výpočet teorií jmenovitých křivostí se zdá pro tento případ nevhodný.

Na následujících schématech jsou znázorněny obálky ohybových momentů a normálových sil na konstrukci oblouku vypočtené nelineárním výpočtem. Obálky vznikly sloučením jednotlivých kombinací dle ČSN. Obálky vnitřních sil nejsou symetrické. Tento fakt je způsoben tím, že jako jeden zatěžovací stav bylo aplikováno zatížení poloviny půdorysné délky oblouku. V předběžném výpočtu bylo toto zatížení aplikováno pouze na levou polovinu konstrukce.



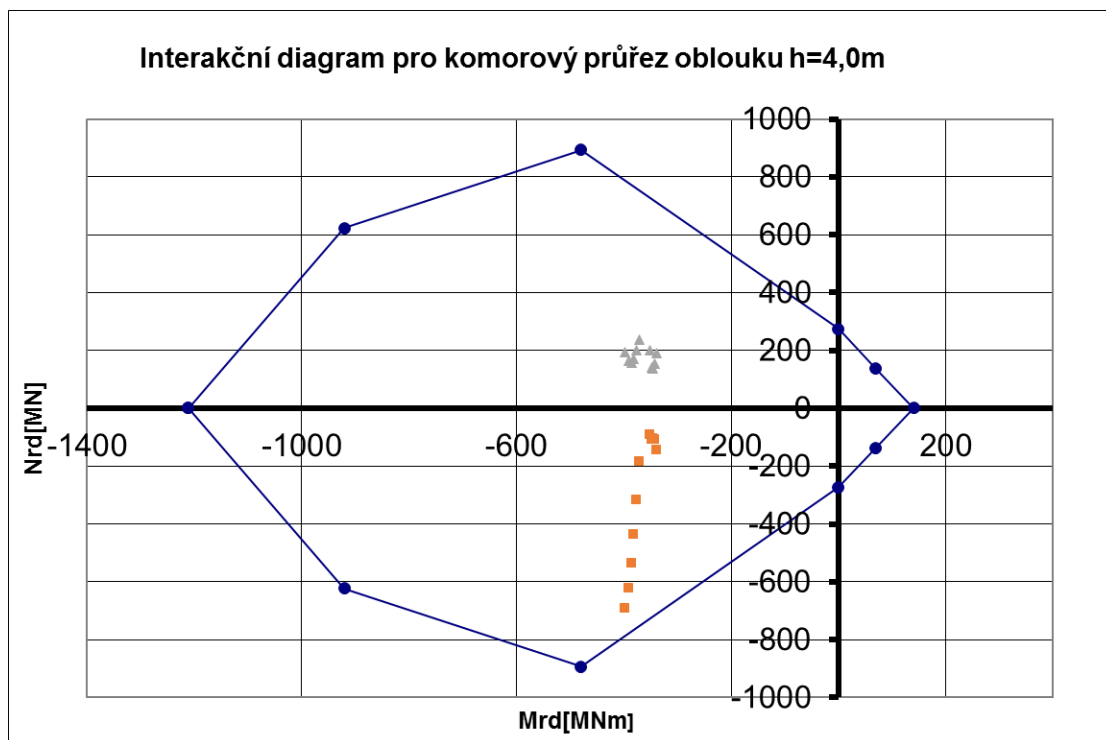
Obr. 35: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na oblouku [kNm]



Obr. 36: Výstup ze statického programu – průběh normálových sil oblouku [kN]

Následně byly jednotlivé průřezy oblouku posouzeny na kombinaci M+N a příslušně přizpůsobeny. K tomuto posouzení byly sestrojeny interakční diagramy pro betonový komorový průřez. V předběžném návrhu bylo počítáno s betonem C45/55 a výztuží B500B při obou površích komorového průřezu oblouku.

Na následujícím obrázku je interakční diagram pro nejvíce namáhaný průřez oblouku – poblíž patky oblouku. Zde má komorový průřez výšku 4 m a šířku 15,3 m. V grafu je vyneseno několik kombinací zatížení z okolních průřezů poblíž vetknutí oblouku.

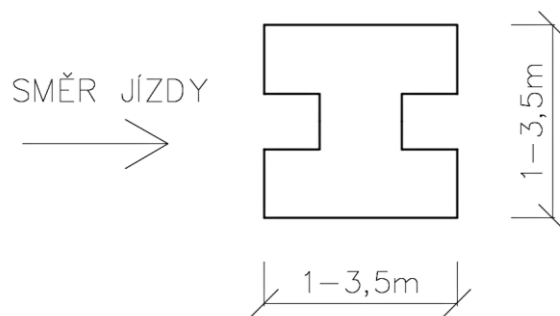


Obr. 37: Interakční diagram pro patku pilíře

Tímto způsobem byly následně posouzeny všechny průřezy obloukové konstrukce až do vrcholu, kde je výška komorového průřezu 3,0 m.

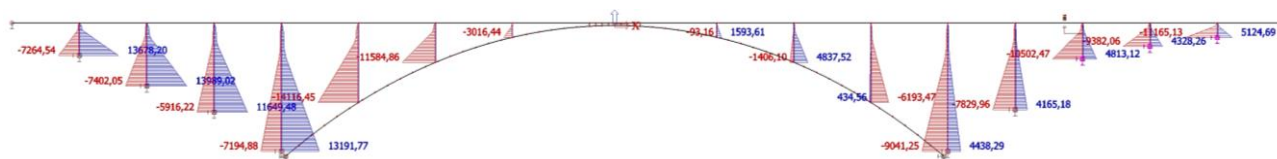
3.3.4.4.2. Návrh a posouzení betonových stojek

Dalším krokem návrhu bylo dimenzování stojek podporujících mostovku. Ty mají průřez tvaru H znázorněný na následujícím schématu.

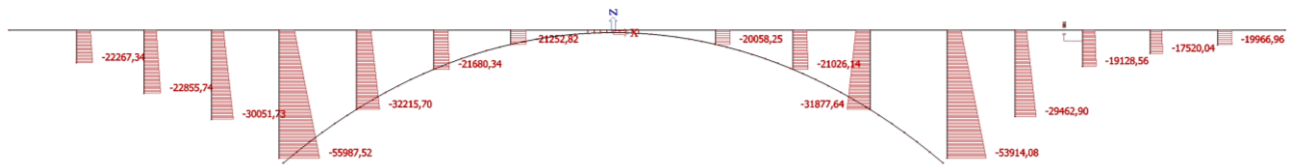


Obr. 38: Půdorysné schéma betonové stojky

Stojky jsou opět vystaveny kombinaci ohybového momentu a normálové síly. Obálky z kombinací vnitřních sil jsou na následujících schématech.



Obr. 39: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na stojkách [kNm]



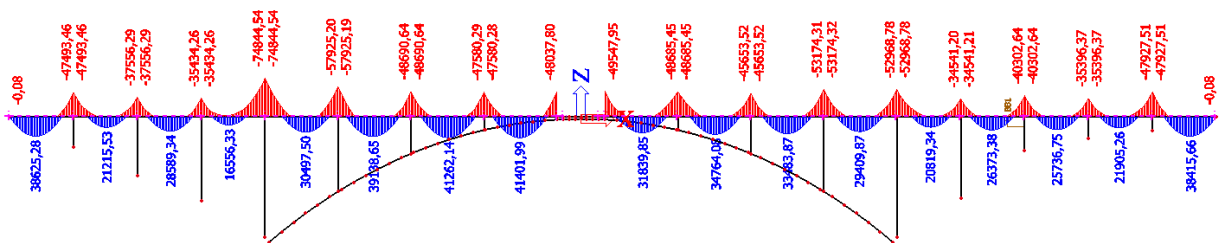
Obr. 40: Výstup ze statického programu – průběh normálových na stojkách [kN]

Návrh stojek byl opět proveden pomocí interakčního diagramu. Diagram byl upraven pro průřez typu H. Nejvyšší stojky nad patou pilíře mají půdorysný rozměr 3,5 x 3,5 m, spolu se snižující se výškou stojky se poté zmenšuje jejich šířka v hodnotách 3,5 m – 2,5 m – 2,0 m – 1,5 m. Pouze nízké stojky nejbliže vrcholu oblouku mají čtvercový průřez o straně 1,0 m.

3.3.4.4.3. Návrh ocelobetonové spřažené mostovky

Mostovka se skládá z 10 ocelových svařovaných nosníků výšky 1,4 m. Nosníky jsou rozmístěny s osovou vzdáleností 3,5 - 3,6 m. Spřažení je zajištěno přivařenými ocelovými trny a betonovou deskou tloušťky 300 mm. Maximální rozpon mostovky je 30,5 m. Těto hodnoty dosahují pole nad obloukem. Směrem ke koncům mostu se rozpětí snižují až k hodnotám 24,0 m, resp. 22,0 m. Mostovka je pevně spojena s obloukem v jeho vrcholu. Ve všech ostatních částech je umožněna její volná dilatace pomocí podélně posuvných ložisek.

Jak je vidět na následujícím schématu, průběh ohybových momentů je vyrovnaný po celé délce mostovky.



Obr. 41: Výstup ze statického programu – ohybových momentů na mostovce [kNm]

Největší záporné momenty se vyskytují nad nejvyššími stojkami. Dimenze mostovky byly na maximální ohybové momenty posouzeny jak v mezním stavu únosnosti ($M_{rd} = 144,574 \text{ MNm}$), tak i mezním stavu použitelnosti ($\sigma_{max} = -190 \text{ MPa}$ – pro ocelový nosník).

Při dalším návrhu se nedají předpokládat nějaké komplikace při návrhu mostovky.

Veškeré podrobnější rozměry se dají dohledat v příložených výkresech, které byly pro tuto variantu zpracované.

4 Reference

1. Ekolist.cz. [Online] 12.. 4. 2008. <http://ekolist.cz/cz/zpravodajstvi/zpravy/okruh-kolem-prahy-severni-nebo-jizni-varianta>.
2. Slovík, Jan. *Dálnice.com*. [Online] 31.. 1. 2003. http://www.dalnice.com/fotogal/r01/suchdol_most/suchdol_most.htm.
3. afarch.cz. [Online] <http://www.afarch.cz/dalnicni-most-suchdol>.
4. Archstudio s.r.o. <http://www.hiproject.cz/>. *HiProject s.r.o.* [Online] INSPIRE CZ s.r.o., 2008. <http://www.hiproject.cz/cs/portfolio/dopravni-stavby/dalnicni-most-pres-vltavu-suchdol>.
5. huryta.cz. *Huryta s.r.o.* [Online] <http://www.huryta.cz/web/projekty/Suchdol.html>.
6. ceskedalnice.cz. *České Dálnice*. [Online] <http://www.ceskedalnice.cz/prilohy/r1-most-suchdol-soutez.pdf>.
7. Pleskot, Josef. Mezi Suchdolem a Bohnicemi. *Fórum architektury a stavitelství*. 1999, 7.
8. Dahinter, Karel. Soutěž na "Suchdolský most". *Stavba*. 5, 1999, 5.
9. doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. Časopis stavebnictví. *casopisstavebnictvi.cz*. [Online] EXPO DATA spol. s r.o., 2009. http://www.casopisstavebnictvi.cz/most-u-suchdola-na-severni-casti-silnicniho-okruhu-kolem-prahy_A2588_I33.
10. DSc., Prof. Ing. Stráský Jiří. *silnice-zeleznice.cz. Silnice Železnice*. [Online] KONSTRUKCE Media, s.r.o., 20.. 4. 2015. <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/viadukty-s-postupne-betonovanou-nosnou-konstrukci/>.
11. SCIA A NEMETSCHKE COMPANY. [Online] http://resources.scia.net/cs/factsheets/analysis/analyzer_geometricalnonlinear.htm.

Seznam příloh

1. Varianta 1 – Obloukový most

- 1.1 – Podélný řez
- 1.2 – Pohled
- 1.3 – Příčný řez A
- 1.4 – Příčný řez B
- 1.5 – Příčný řez C
- 1.6 – Příčný řez D
- 1.7 – Vzorový příčný řez

2. Varianta 2 – Rámový most

- 2.1 – Podélný řez
- 2.2 – Pohled
- 2.3 – Příčný řez A
- 2.4 – Příčný řez B
- 2.5 – Příčný řez C
- 2.6 – Příčný řez D
- 2.7 – Příčný řez E
- 2.8 – Vzorový příčný řez

Seznam obrázků

Obr. 1: Schématické zakreslení jednotlivých variant vedení SOKP na sever od Prahy (1) ..	3
Obr. 2: Mapy lokality mostu se zákresem jeho přibližné polohy	4
Obr. 3: Nákres jedné z prvních variant Suchdolského mostu, 30. léta 20. století (2)	5
Obr. 4: Vizualizace návrhu věšadlové konstrukce mostu z jižní strany (3)	5
Obr. 5: Vizualizace návrhu věšadlové konstrukce mostu ze severní strany (3)	5
Obr. 6: Vizualizace návrhu trojobloukového mostu ze severní strany (4)	6
Obr. 7: Schématický podélný řez trojobloukového mostu z jižní strany (5)	6
Obr. 8: Vizualizace návrhu zavěšeného mostu (6; 7)	7
Obr. 9: Schéma varianty železobetonového kombinovaného mostu – podélné a příčné (7). 8	
Obr. 10: Nákresy varianty příhradového mostu – podélné a příčné schéma (7)	8
Obr. 11: Vizualizace betonového trémového mostu (7)	9
Obr. 12: Vizualizace návrhu zavěšeného mostu s nízkými pylony (7)	9
Obr. 13: Vizualizace návrhu příhradového mostu o 7 polích (8)	10
Obr. 14: Vizualizace návrhu dvoupatrového obloukového mostu z jižní strany (8)	10
Obr. 15: Model obloukového mostu a vizualizace z pohledu ze spodní úrovně mostovky (8)	11
Obr. 16: Vizualizace ocelového obloukového mostu ze severní strany (6)	12
Obr. 17: Vizualizace návrhu mostu (7)	13
Obr. 18: Vizualizace návrhu mostu (7)	13
Obr. 19: Příčný řez údolím v místě předpokládaného vedení mostu s orientačním zanesením nivelety komunikace z jižní strany	15
Obr. 20: Varianta 1 – obloukový most o rozpětí 170 m – podélné schéma	16
Obr. 21: Varianta 1 – obloukový most – příčný řez	16
Obr. 22: Varianta 2 – trémový letmo betonovaný most o 3 polích – podélné schéma	17
.....	17
Obr. 23: Varianta 2 – trémový letmo betonovaný most – příčný řez	17
Obr. 24: Varianta 3 – trémový letmo betonovaný most o 6 polích – podélný řez	19
Obr. 25: Varianta 3 – trémový letmo betonovaný most – příčný řez	19
Obr. 26: Varianta 3 – schematické zobrazení sestavení a postupné betonáže nosné konstrukce	20
Obr. 27: Varianta 3 – schéma prutového modelu ve statickém programu	21

Obr. 28: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na rámových stojkách [kNm].....	23
Obr. 29: Výstup ze statického programu – průběh normálových sil na rámových stojkách	23
Obr. 30: Interakční diagram pro pilíře o rozměrech 2x6m.....	23
Obr. 31: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na nosné konstrukci	24
Obr. 32: Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260 m – podélné schéma	25
Obr. 33: Varianta 4 – obloukový most o rozpětí 260 m – příčný řez.....	25
Obr. 34: Varianta 4 – schéma prutového modelu ve statickém programu	27
Obr. 35: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na oblouku [kNm]	29
Obr. 36: Výstup ze statického programu – průběh normálových sil oblouku [kN]	29
Obr. 37: Interakční diagram pro patku pilíře	30
Obr. 38: Půdorysné schéma betonové stojky.....	30
Obr. 39: Výstup ze statického programu – průběh ohybových momentů na stojkách [kNm]	30
Obr. 40: Výstup ze statického programu – průběh normálových na stojkách [kN]	31
Obr. 41: Výstup ze statického programu – ohybových momentů na mostovce [kNm]	31