



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

PŮDORYSNĚ ZAKŘIVENÉ KONSTRUKCE PODEPŘENÉ OBLOUKY

PLAN CURVED STRUCTURES SUPPORTED BY ARCHES

DISERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. Jan Trenz

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

prof. Ing. JIŘÍ STRÁSKÝ, DSc.

BRNO 2021

ABSTRAKT

Tématem práce je studium půdorysně zakřivených lávek pro pěší s mostovkou podepřenou obloukem. Tomu předchází přehled dosavadních poznatků o obloukových konstrukcích s horní mostovkou. Na ten navazuje shrnutí důvodů, proč je třeba navrhovat zakřivené konstrukce, a úskalí, která návrh takovéto konstrukce provázejí.

Na základě metod pro návrh rovinné obloukové konstrukce je hledán vhodný přístup pro návrh konstrukce půdorysně zakřivené. Důraz je kladen na návrh geometrie oblouku tak, aby bylo minimalizováno jeho namáhání od ohybových momentů. Nejprve je k takovéto konstrukci přistupováno stejným způsobem a je hledána limitní křivost, pro kterou je již tento přístup nevhodný. Následně je zkoumán vhodný postup pro návrh geometrie půdorysně zakřiveného oblouku vycházející z metody inverze visutého kabelu. Tento postup je nejprve důkladně analyzován pomocí výpočetního modelu, a následně také experimentálně ověřen na zmenšeném fyzikálním modelu v měřítku 1:10.

Proces návrhu, stavby a testování fyzikálního modelu je podrobně popsán. Deformace a napětí naměřená během zatěžovacích zkoušek jsou porovnávány s chováním předpokládaným na základě numerického výpočtu. Srovnání prokázalo dobrou shodu výpočtu a měření, stejně jako vysokou únosnost navržené konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Oblouková konstrukce, půdorysné zakřivení, lávka pro pěší, spřažený průřez, modelová podobnost, fyzikální model, zatěžovací zkouška, vyhodnocení měření.

ABSTRACT

The aim of this doctoral thesis is the research of the plan curved footbridges with the deck supported by arch. The research is preceded by the survey of present findings about arch structures with upper deck. The summary of reasons and difficulties of design of plan curved structures follows.

The appropriate approach for design of plan curved structure is searched on the basis of methods for design of straight structure. The design of arch which is subjected to minimal bending moments is emphasised. At first, the structure is designed in the same way as straight structure and the limit plan curvature (for which the method is not suitable anymore) is sought. Then the approach based on method of inversion of suspended cable is examined and adapted for designing of plan curved arch geometry. The approach is thoroughly analysed through calculation model and experimentally verified on physical model in scale 1:10.

The process of design, construction and testing of the physical model is described in detail. Measured deformations and stresses are compared with expected behaviour based on numerical analysis. The comparison proves good correlation between calculation and measurement, as well as high load bearing capacity of the structure.

KEYWORDS

Arch structure, plan curvature, footbridge, composite section, model analogy, physical model, load test, evaluation of measurement.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

TRENZ, J. *Půdorysně zakřivené konstrukce podepřené oblouky*. Brno, 2020. 142 s., 221 s. příl. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí disertační práce prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem disertační práci s názvem Půdorysně zakřivené konstrukce podepřené oblouky zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 14. 12. 2020

Ing. Jan Trenz
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval především panu prof. Ing. Jiřímu Stráskému, DSc., za odborné vedení a za neocenitelné rady a připomínky během celého výzkumu, přípravy a stavby fyzikálního modelu, i během zpracování této práce.

Dále bych rád poděkoval panu Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D., za velké množství rad a námětů, kterými přispěl k obsahu této práce, stejně jako za mentoring během stavby fyzikálního modelu.

Poděkování patří i Ing. Dominiku Hochmanovi, se kterým jsme spolupracovali během celého výzkumu půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí a který realizoval druhou polovinu fyzikálního modelu.

Rád bych také poděkoval všem kolegům z Ústavu betonových a zděných konstrukcí, z Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí a z Ústavu stavebního zkušebnictví, kteří se podíleli na stavbě a testování fyzikálního modelu.

V neposlední řadě bych rád poděkoval mé rodině, která mi poskytla nezbytné zázemí a podporu, jak v celém průběhu studia, tak i v závěrečné fázi psaní této práce.

OBSAH

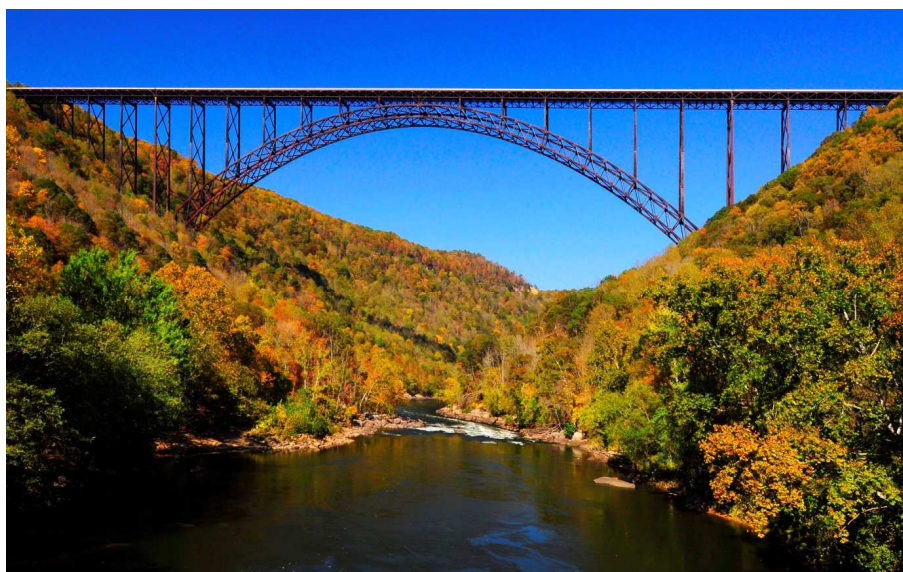
1. Úvod.....	9
2. Historie stavby obloukových konstrukcí	11
2.1. Půdorysně zakřivené obloukové mosty	13
2.2. Půdorysně zakřivené obloukové lávky	20
3. Problematika půdorysného zakřivení	23
3.1. Důvody pro půdorysné zakřivení mostní konstrukce	23
3.2. Vliv půdorysného zakřivení na analýzu konstrukce	31
4. Cíle disertační práce.....	34
5. Metody návrhu obloukových konstrukcí	35
5.1. Metody starých mistrů.....	36
5.2. Analytická metoda	37
5.3. Přírůstková metoda.....	43
5.4. Metoda inverze visutého kabelu.....	47
5.5. Shrnutí.....	49
6. Parametrická studie půdorysného zakřívování obloukové konstrukce....	50
6.1. Předpoklady studie	51
6.2. Vyhodnocení výsledků.....	55
6.3. Závěr studie	67
7. Návrh geometrie prostorové konstrukce	68
7.1. Konstrukční uspořádání	68
7.2. Postup stanovení tvaru oblouku.....	71
7.3. Výpočetní modely	73
7.4. Průběh výpočtu	76
7.5. Vyhodnocení výsledků.....	78
7.6. Závěr.....	82
8. Návrh geometrie fyzikálního modelu	83
8.1. Modelová podobnost	83
8.2. Konstrukční uspořádání	83
8.3. Výpočetní model.....	84
8.4. Vyhodnocení výsledků ze zmenšené konstrukce	84
8.5. Závěr.....	88
9. Stavba a testování fyzikálního modelu.....	89

9.1. Úpravy v konstrukčním uspořádání	89
9.2. Popis modelu	94
9.3. Návrh a výroba ocelové konstrukce.....	95
9.4. Návrh základových bloků.....	96
9.5. Plán sledování a osazení měřící techniky.....	98
9.6. Stavba modelu	98
9.7. Testování modelu	102
9.8. Bourání testovacího modelu	106
10. Vyhodnocení naměřených hodnot na fyzikálním modelu	107
10.1. Úpravy výpočetního modelu.....	107
10.2. Vyhodnocení Mezního stavu použitelnosti	108
10.3. Vyhodnocení Mezního stavu únosnosti.....	119
10.4. Vyhodnocení Limitní zkoušky	125
10.5. Shrnutí.....	126
11. Závěr.....	128
12. Seznam zdrojů	130
12.1. Literatura	130
12.2. Články a akademické práce	130
12.3. Internetové zdroje.....	131
13. Seznam použitých obrázků	133
14. Seznam tabulek	141
15. Seznam příloh	142

1. ÚVOD

Obloukové konstrukce jsou právem považovány za jedny z nejkrásnějších typů mostních staveb. Typický tvar hmoty mostovky podepírané obloukem (nebo později i zavěšené na oblouku) patří k nejstarším konstrukčním řešením, která byla v průběhu staletí vyvíjena v rozličných formách. Ovšem na rozdíl od minulosti, kdy bylo cílem překážku (ať už se jednalo o řeku či terénní zlom) překonat v co nejužším místě či s co nejmenším rozpětím (což vedlo k návrhu přímých a co nejkratších konstrukcí), jsou dnešní konstrukce navrhovány s ohledem na niveletu převáděné komunikace. To vede k návrhu konstrukcí nejen přímých, ale též směrově (půdorysně nebo výškově) zakřivených.

Počet obloukových konstrukcí s horní mostovkou je v celkovém počtu všech půdorysně zakřivených mostů na chvostu. Důvod, proč tomu tak je, není úplně zřejmý. Tento stav může být způsoben jednak náročností výstavby obloukových konstrukcí (která by v případě půdorysného zakřivení ještě vzrostla), ekonomickými aspekty výstavby obloukových konstrukcí, a v neposlední řadě také faktem, že není známa univerzální metoda pro stanovení tvaru oblouku podepírajícího zakřivenou konstrukci. Její nalezení by mohlo napomoci nepoměř zvrátit.



Obr. 1 – New River Gorge Bridge, Západní Virginie, USA

Obloukové konstrukce se vyznačují několika specifickými vlastnostmi. První z nich je, že pokud je oblouk správně navržen, tak je namáhán (od vlastní tíhy a stálých složek zatížení) pouze tlakem. V oblouku vzniká tlaková rezerva, která v materiálu eliminuje tahová napětí způsobená proměnným zatížením. Díky tomu mohou být konstrukce stavěny i z materiálů, jejichž tahová únosnost je mnohem menší než tlaková (beton, zdivo, kámen). Na tomto místě je vhodné

poznamenat, že velká část oblouků se staví z oceli, přestože ocelové prvky mají v případě tlakového namáhání tendenci ke ztrátě stability. Na druhou stranu, ocelové oblouky se vyznačují nízkou vlastní tíhou, snadnou svařitelností a s tím související vyšší rychlostí výstavby.

Další vlastností konstrukcí podepřených oblouky je, že se vyznačují relativně malou deformací mostovky vzhledem k rozpětí ve srovnání s trémovými, zavěšenými či visutými konstrukcemi.

Neméně důležitou vlastností je možnost překlenout velkou škálu rozpětí. Díky tomu mohou být obloukové konstrukce použity jak pro přemostění úzkých vodotečí nebo komunikací, tak pro široká údolí. Maximální rozpětí oblouků je uváděno jako 450 m v případě oblouků tvořených jedním nosíkem a až 550 m v případě oblouků příhradových. V současné době je obloukový most (s horní mostovkou) s největším rozpětím New River Gorge Bridge, USA (*Obr. 1*) z roku 1977. Vzdálenost pat oblouku je v jeho případě 518 m.

Je zásadní, aby si tyto unikátní vlastnosti uchovala i oblouková konstrukce v půdoryse zakřivená. Zvláště je důležitá snaha o eliminaci ohybových momentů. Rezignování na tento požadavek by nevedlo k návrhu obloukových konstrukcí, ale spíše konstrukcí podepřených zakřiveným nosíkem. Proto je nutné optimalizovat tvar oblouku tak, aby byl po výšce namáhán nejlépe konstantním tlakovým namáháním.

V této práci budou shrnuty dosavadní poznatky o půdorysně zakřivených konstrukcích podepřených oblouky, budou zmapovány konstrukce, které již byly zrealizovány, a následně pomocí důkladné analýzy bude hledán postup, jak navrhnout tvar oblouku tak, aby vyhovoval výše zmíněným požadavkům na minimalizaci namáhání od ohybových momentů. Poté bude tento postup návrhu verifikován prostřednictvím výpočetního modelu a následně i zmenšeného fyzikálního modelu. Na závěr bude porovnáno chování výpočetního a fyzikálního modelu a budou vytyčeny směry dalšího zkoumání.



Obr. 2 – Egg-Graben Bridge, Großarl, Rakousko

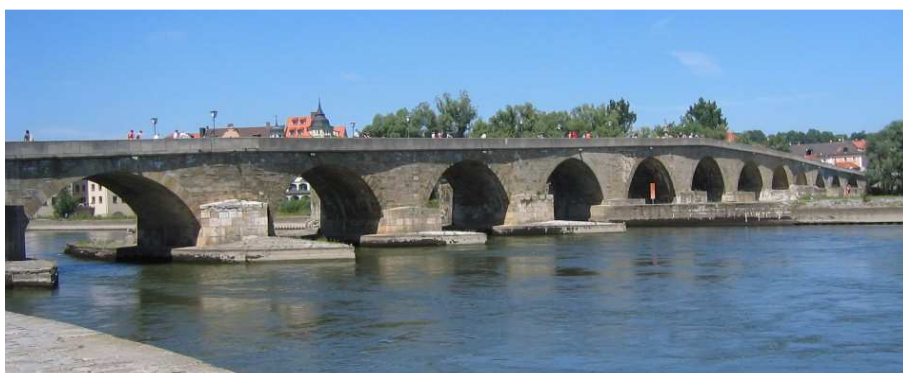
2. HISTORIE STAVBY OBLOUKOVÝCH KONSTRUKCÍ

Oblouk je jedna z nejstarších forem statického působení mostních konstrukcí. První kamenné a zděné konstrukce byly obloukové s horní mostovkou. Jejich počátek se datuje již do doby před 3000 lety do oblasti blízkého Východu [1]. Římské akvadukty byly podporovány složitou soustavou oblouků. Pozůstatky těchto až 2000 let starých staveb můžeme dodnes nalézt na různých místech převážně jižní Evropy (*Obr. 3*). V samotném Římě můžeme též nalézt stavby, které slouží jako vzpomínky na umění antických stavitelů, například Andělský most.



Obr. 3 – Pont du Gard, Francie

Středověcí panovníci stavěli kamenné obloukové mosty ve významných městech, aby podpořili jejich rozvoj. Mnohé z nich přežili celá staletí, aby i dnes sloužili lidem a spojovali města na důležitých vodních tocích po celé Evropě. Namátkou kamenný most v bavorském Řezně (*Obr. 4*) nebo most Ponte Vecchio v italské Florencii.



Obr. 4 – Most v Řezně, Německo

Kámen byl zprvu jediný stavební materiál používaný na stavbu obloukových mostů. Estakády, převádějící první železniční tratě, byly složeny z jednotlivých

kamenných oblouků. Průmyslová revoluce však přinesla zcela nový stavební materiál – kov. Není ovšem náhodou, že první litinový most na světě, nacházející se u Coalbrookdale v Anglii (Obr. 5), byl podporován obloukem [2].



Obr. 5 – Iron Bridge, Coalbrookdale, Anglie, UK

19. a 20. století přineslo s rozvojem dopravy významné období v mostním stavitelství a obloukové mosty se oproti předchozí éře nebývale rozvíjely. Příchod nových materiálů a technik výstavby dal příležitost vzniknout unikátním stavbám¹. Použití betonu umožnilo využít nové možnosti uspořádání mostů. Díky tomu můžeme obdivovat Maillartovy trojkloubové oblouky, které dodnes zdobí krajinu švýcarského venkova [3], nebo obdivovat smělé² oblouky mostů přes řeku Douro v portugalském Portu.



Obr. 6 – Infante D. Henrique Bridge, Porto, Portugalsko

¹ Včetně mostů s dolní nebo mezilehlou mostovkou. Ty nejsou předmětem této práce.

² Pozn. autora: Smělost oblouku je definována jako poměr $L^2:f$, kde L je rozpětí oblouku a f je jeho vzepětí [1]. Čím větší je smělost, tím je oblouk plošší a zároveň tím větší je vodorovná síla (nebo též tzv. oblouková síla), která působí v patě oblouku. Obecně se uvádí pro hospodárný návrh limitní hodnota smělosti 2000 m, avšak realizovány byly konstrukce se smělostí mnohem větší, např. most Infante D. Henrique (ve zmiňovaném Portu, Obr. 6), který se pyšní smělostí 3136 m [16].

I v České republice lze narazit na unikátní oblouková mostní díla. K těm nejstarším patří Kamenný most v Písku přes řeku Otavu nebo Karlův most v Praze. Dvacáté století dalo naopak možnost vzniknout výrazným obloukovým mostům jako například Bechyňskému mostu Duha, převádějícímu silniční i železniční dopravu, mostu Šmejka, vybudovanému na konci první poloviny 20. století, který dodnes slouží jako součást dálnice D1, nebo unikátnímu Žďákovskému mostu přes Orlickou přehradu (*Obr. 7*), který byl v době svého dokončení (rok 1967) považován za největší prostý plnostěnný dvoukloubový ocelový obloukový most na světě [17].



Obr. 7 – Žďákovský most

I v současnosti mají oblouky stále nezastupitelné místo mezi ostatními typy konstrukcí. Díky tomu, že se konstrukce podepřené oblouky vyznačují relativně malou deformací mostovky vzhledem k rozpětí ve srovnání s jinými typy konstrukcí, jsou velmi často využívány na linkách vysokorychlostní železnice [2]. Pro mosty středního až dlouhého rozpětí (přibližně 80 až 200 metrů) jsou obloukové mosty velmi konkurenceschopné vůči dalším konstrukčním typům. Vznikají ovšem i mosty o mnohem větších rozpětích, například Mike O'Callaghan & Pat Tillman Memorial Bridge, převádějící americkou dálnici US93 kolem Hooverovy přehrady [18].

2.1. Půdorysně zakřivené obloukové mosty

Zatímco první mosty byly stavěny jako nejkratší spojnice dvou bodů a jejich půdorysné vedení bylo přímé (až na některé vzácné výjimky, jako například Karlův most v Praze, který je v půdorysném směru zalomený), příchod motorizované železniční dopravy v 19. století (a následně i silniční dopravy) znamenal novou výzvu pro inženýry, kteří, přizpůsobivše se vedení nivelety dráhy či silnice, museli navrhovat své mosty v půdorysných obloucích rozličných poloměrů. Patrně nejznámější železniční mosty, které jsou dodnes využívány

kolejovou dopravou, jsou Glenfinnan Viaduct ve Skotsku (*Obr. 8*) a Landwasser Viaduct ve Švýcarsku (*Obr. 9*). První jmenovaný je jednokolejný železniční most délky 380 m z prostého betonu, postavený podle návrhu inženýrů z kanceláře Simpson & Wilson v letech 1897 - 1898. Most výšky 30 m a šířky 5,5 m se skládá celkem z 21 oblouků půlkruhového tvaru o rozpětí 15 m, přičemž poloměr půdorysného zakřivení převáděné tratě je 241 m.



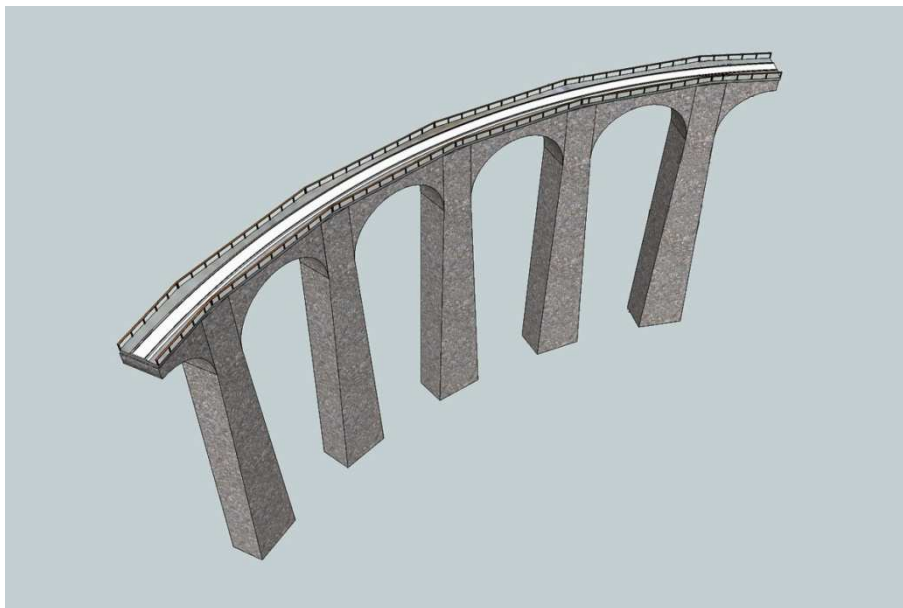
Obr. 8 – Glenfinnan Viaduct, Skotsko, UK

Druhý jmenovaný most délky 136 m byl postavený v letech 1901 – 1902 dle návrhu Alexandra Acatose. Stavebním materiálem byl dolomit. Skládá se celkem z 6 oblouků půlkruhového tvaru o rozpětí 20 m. Poloměr půdorysného zakřivení je pouhých 100 m. Zajímavostí tohoto 65 m vysokého mostu je také to, že při stavbě jeho pilířů nebylo použito tradiční lešení. Na příkladu tohoto mostu bude dále vysvětlena metoda, jakou byly tyto konstrukce navrhovány.

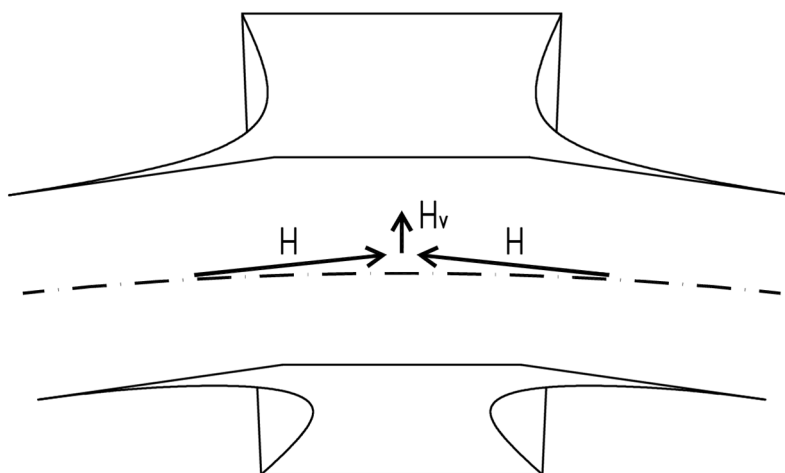


Obr. 9 – Landwasser Viaduct, kanton Graubünden, Švýcarsko

Jelikož oblouk či klenba jsou ze své podstaty rovinné konstrukce, bylo nutno půdorysný směrový oblouk nahradit lomenou čarou, přičemž její rovné části reprezentovali oblouky a uzly lomené čáry jejich pilíře. Ty musely mít z tohoto důvodu půdorys rovnoramenného lichoběžníku. Jejich základny tvořily boční strany mostu, ramena pak paty oblouků (*Obr. 10*). Obloukové síly navazujících oblouků tak nebyly zcela v rovnováze, jelikož jejich výslednice byla ve směru normály převáděné tratě. Proti působení této síly vzdorovala konstrukce masivností pilířů v jejich příčném směru (*Obr. 11*).



Obr. 10 – Landwasser Viaduct – axonometrie konstrukce

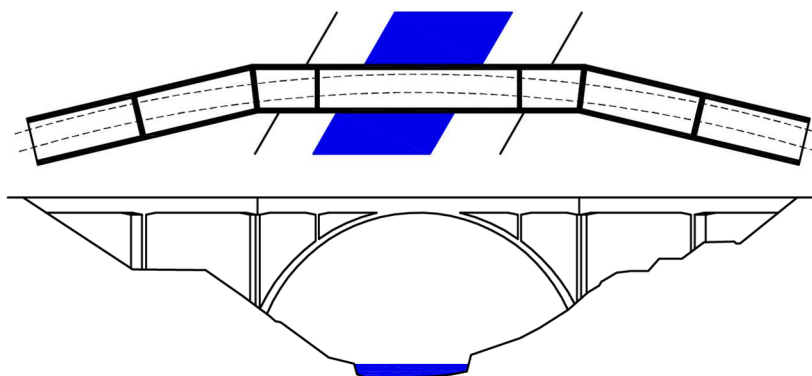


Obr. 11 – Silové působení v pilíři

Obdobné metody byly aplikovány až do roku 1930, kdy švýcarský inženýr Robert Maillart při řešení návrhu železničního mostu v obci Klosters ve východní

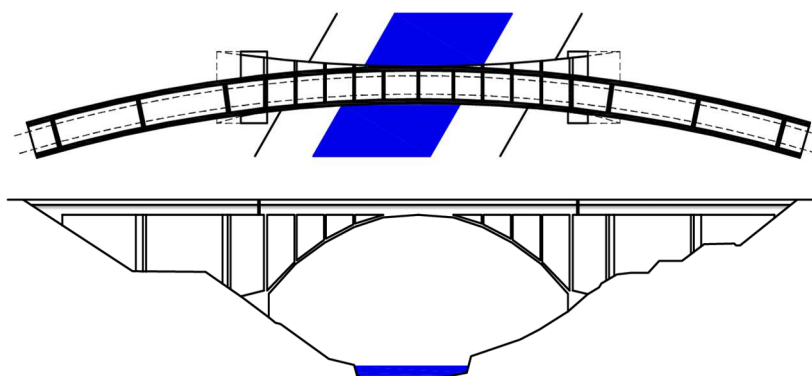
části Švýcarska vyvinul zcela novou metodu návrhu obloukového mostu na půdorysně zakřivené železniční trati.

Původní návrh mostu vytvořili inženýři Conrad a Bernasconi. Ti pro most převádějící trať v půdorysném oblouku o poloměru 125 m a překonávající řeku Landquart v ostrém úhlu navrhli půdorysně zalomenou železobetonovou konstrukci (*Obr. 12*), jejíž dvě krajní přímé části spojoval obloukový most o rozpětí 30 m. Jeho šířka byla 4,8 m a průměrná tloušťka oblouku 0,75 m. Šířka nosné konstrukce byla dostatečná pro to, aby jí mohla probíhat půdorysně zakřivená železniční trať [4].



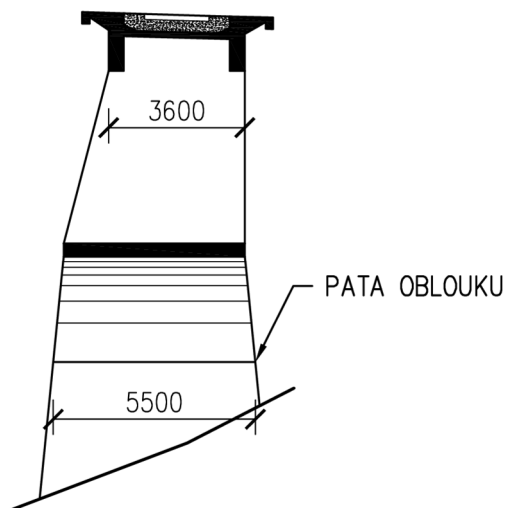
Obr. 12 – Landquart River Bridge – původní návrh (půdorys a pohled)

Maillart se rozhodl tento návrh přepracovat. Navrhl půdorysně zakřivenou konstrukci skládající se opět ze dvou krajních trámových konstrukcí spojených obloukovou konstrukcí (*Obr. 13*). Ta se skládala z tenkého měkkého oblouku průměrné tloušťky 0,30 m podporujícího tuhou mostovku skrze vzpěry tloušťky 0,20 m [10]. Právě použití tuhé mostovky dvoutrámového průřezu výšky 1,5 m, přebírající ohybové momenty, umožnilo návrh tenkého oblouku zatíženého pouze normálovou silou. Ten měl zároveň tvar polygonu a vyjadřoval přirozený tvar oblouku zatíženého vzpěrami [3].



Obr. 13 – Landquart River Bridge – Maillartův návrh (půdorys a pohled)

S faktem, že oblouková konstrukce je půdorysně zakřivená, se Maillart vyrovnal tak, že navrhl oblouk proměnné šířky 3,6 – 5,5 m. Ve vrcholu je oblouk nejužší, přičemž směrem k opěrám se rozšiřuje. Vnitřní strana oblouku (ve vztahu k půdorysnému vedení trasy) opisuje v půdorysu průmět vnitřní hrany zakřivené mostovky, zatímco vnější strana oblouku vnitřní hranu souměrně kopíruje (přičemž osa zrcadlení je tečna na směrové vedení ve vrcholu oblouku). Vzpěry mostu tak dostávají tvar lichoběžníku (Obr. 14).



Obr. 14 – Landquart River Bridge – příčný řez vzpěrou

Díky tomuto inovátorskému přístupu ušetřil Maillart 61 % materiálu oproti původnímu návrhu [4]. I díky tomu byl jeho návrh realizován (Obr. 15). Bohužel most byl v roce 1992 zbourán při přestavbě železniční tratě a nahrazen mostem novým.



Obr. 15 – Landquart River Bridge, Klosters, Švýcarsko – pohled na dostavěný most

Tentýž postup návrhu zopakoval Maillart v letech 1932 a 1933 u dvojice silničních mostů. Starší a menší z nich je Bohlbach Bridge u obce Habkerne ve švýcarském kantonu Bern (*Obr. 16*).



Obr. 16 – Bohlbach Bridge, Habkern, kanton Bern, Švýcarsko

Tento most o rozpětí 14,4 m Maillart opět navrhl jako půdorysně zakřivený most s tenkým obloukem a mostovkou ztuženou parapetními nosníky. Poloměr půdorysného zakřivení převáděné komunikace byl pouhých 15 m. Drobným rozdílem oproti mostu v Klostersu bylo, že vnější hrana oblouku nekopíruje zakřivení vnitřní hrany, ale je v půdoryse přímá, tvoříc tak v půdoryse tečnu na vnější římsu mostu. Tenké lichoběžníkové vzpěry zůstaly zachovány.

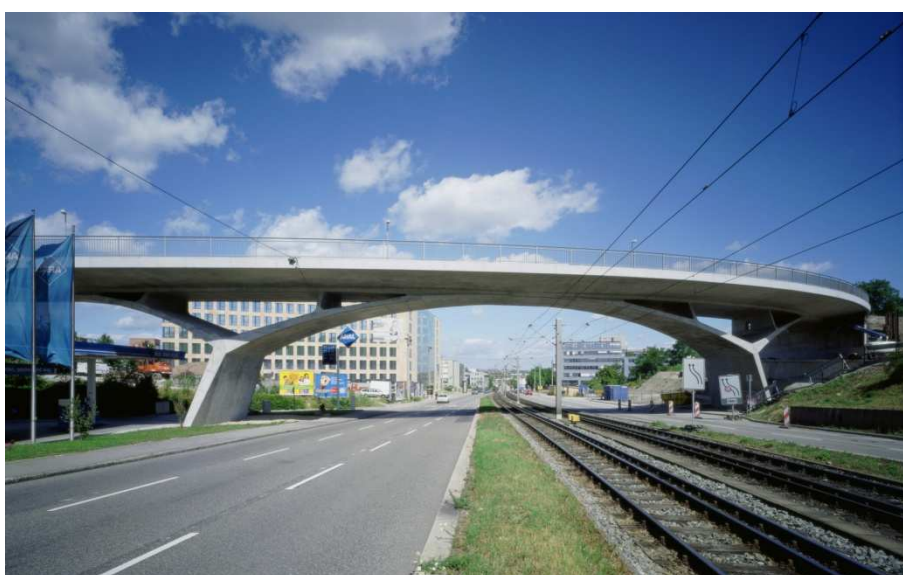
Druhým mostem byl o rok mladší Schwandbach Bridge (*Obr. 17*). Opět se jedná o obloukovou konstrukci s mostovkou ztuženou parapetními nosníky. Oblouk tvaru polygonu o rozpětí 37,4 m má tloušťku pouhých 20 cm a prostřednictvím vzpěr tloušťky 16 cm vynáší mostovku zakřivenou v půdoryse do tvaru elipsy. U tohoto mostu Maillart provedl oproti předchozímu mostu dvě drobné změny, které ovšem výrazně změnily architektonické vyznění konstrukce. První bylo, že upravil výšku parapetních nosníků. Ty jsou výrazně nižší, čímž bylo dosaženo vizuálního odlehčení mostovky, která u Bohlbach Bridge působila značně masivně. Zároveň most doplnil lehkým ocelovým zábradlím oproti betonovému u menšího z mostů. Druhým rozdílem bylo zkrácení spojení mezi korunou oblouku a parapetem, čímž dodatečně vynikl tenký oblouk [19].

Oba mosty dodnes slouží automobilové dopravě a jsou vnímány jako významné milníky švýcarského inženýrského umění, most Schwandbach je dokonce od roku 1984 chráněn jako historická památka.



Obr. 17 – Schwandbach Bridge, Rüeggisberg, kanton Bern, Švýcarsko

Sedmdesát let po Maillartovi vzkřísil jeho koncept půdorysně zakřivené tuhé mostovky podpírané tenkým obloukem v obměněné podobě německý inženýr Jörg Schlaich [20]. Pro nadjezd ve Stuttgartu zvolil lehkou a transparentní konstrukci podobnou bráně. Vznikl tak čtyřpólový Auerbachstrasse Bridge (Obr. 18). Esovitě zakřivený 130 m dlouhý a 10 m vysoký most převádí pozemní komunikaci a chodník přes rušnou magistrálu prostřednictvím oblouků proměnné tloušťky s rozpětími 20 + 43 + 33 + 19 m. Oblouky proměnné šířky jsou vetknuty do tenkých stěn, vzpěry jsou tvořeny stěnami tvaru lichoběžníku. Mostovka je ztužena deskovým trámem vedoucím jejím středem.



Obr. 18 – Auerbachstrasse Bridge, Stuttgart, Spolková republika Německo

V roce 2009 byl v rakouských Alpách postaven pod vedením výzkumného týmu Vídeňské technické univerzity Egg-Graben Bridge (*Obr. 19*). Tento unikátní most³ navazuje svým vzhledem na Schwandbach Bridge, ale s drobnými úpravami. Oblouk proměnné šířky o rozpětí 45,9 m, vzepětí 6,8 m a tloušťce pouhých 40 cm vynáší půdorysně zakřivenou mostovku prostřednictvím 16 cm tenkých lichoběžníkových stěn. Ty se ovšem na rozdíl od Maillartových konstrukcí směrem vzhůru nezužují, ale naopak rozšiřují. Hrany půdorysného průřezu oblouku jsou tak uvnitř půdorysného průřezu mostovky, která přes oblouk přečnává. V kombinaci s deskou mostovky, která není ztužena parapetními nosníky, působí most velmi elegantně a vzdušně.



Obr. 19 – Egg-Graben Bridge, Großarl, Rakousko

2.2. Půdorysně zakřivené obloukové lávky

Je s podivem, že v případě půdorysně zakřivených lávek jsou konstrukce podepírané oblouky zcela opomíjeny a jejich poměr vůči lávkám zavěšeným nebo visutým je naprosto mizivý. V současné době lze nalézt pouze jednu konstrukci podepíranou obloukem, a jednu konstrukci ve stádiu projektu (která se patrně nedočká své realizace).

Onou jedinou stavbou svého druhu je lávka Ripshorst Bridge, nacházející se v Oberhausenu ve Spolkové republice Německo (*Obr. 20*). Lávku podle návrhu

³ Egg-Graben Bridge vznikl v rámci výzkumného projektu, který měl za cíl vyvinout mostní konstrukci s předpínacími kabely plně chráněnými plastovými kabelovými kanálky a bez použití betonářské výztuže. V takovém případě není limitujícím faktorem životnosti mostu koroze výztuže, ale pouze trvanlivost betonu. Mostovku tedy není třeba izolovat, což snižuje náklady na údržbu v rámci životního cyklu konstrukce [11].

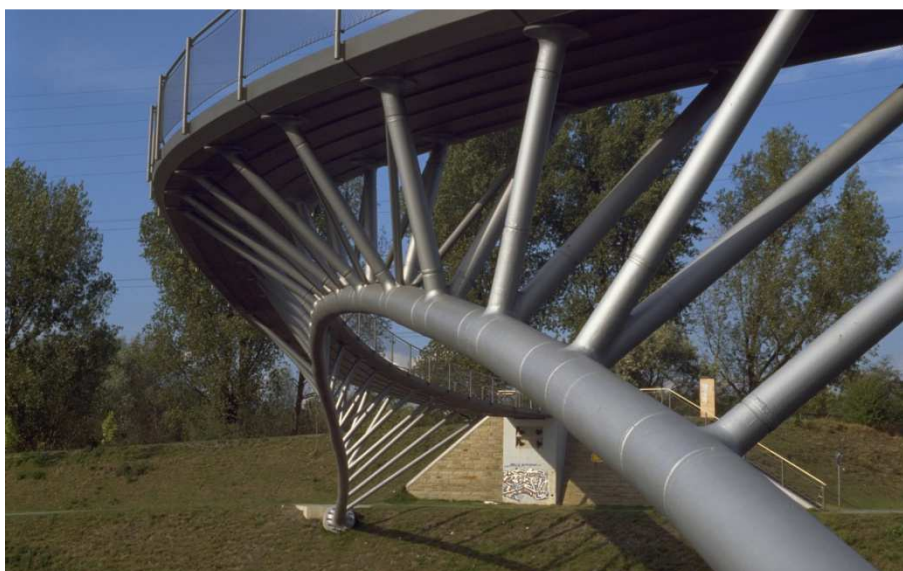
Most byl na kongresu *fib* v roce 2014 oceněn jako mimořádná betonová konstrukce [21].

hannoverské architektonické kanceláře Diekmann und Lohaus projektovala v roce 1997 společnost Schlaich, Bergemann und Partner [22].



Obr. 20 – Ripshorst Bridge, Oberhausen, Spolková republika Německo

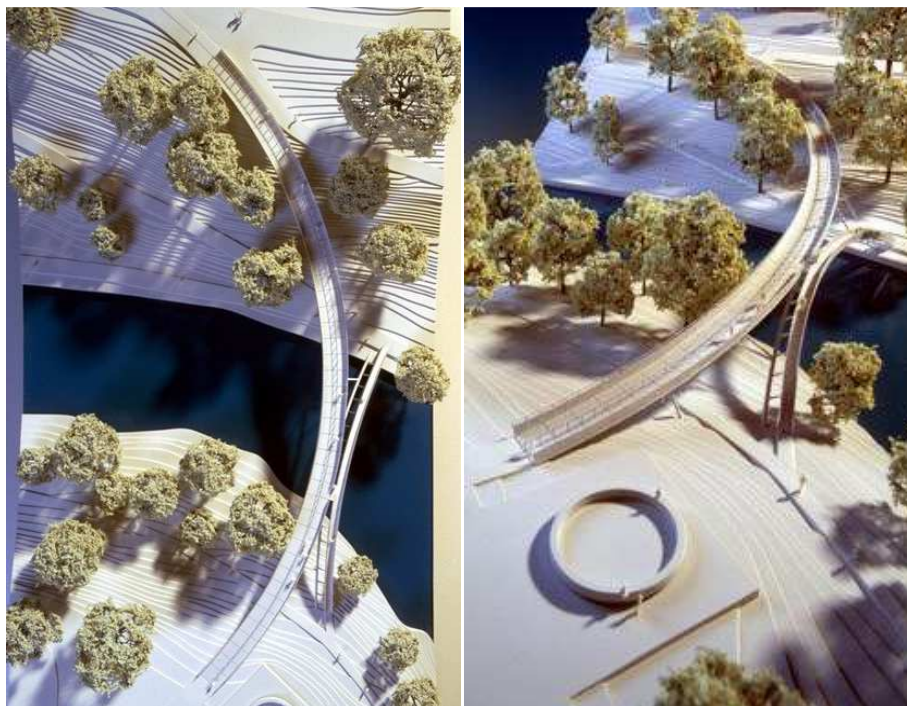
Konstrukci délky 130,0 m tvoří prostorově vedený ocelový oblouk trubkovitého profilu proměnného průřezu o rozpětí 78,0 m, který prostřednictvím ocelových vzpěr proměnné délky a průřezu podpírá dvojité zakřivenou ocelovou ortotropní mostovku šířky 3,0 m. Tvar oblouku je velmi elegantní a dává tušit, že je výsledkem snahy o dosažení co nejoptimálnějšího namáhání (*Obr. 21*).



Obr. 21 – Ripshorst Bridge – detail vzpěr a oblouku

Druhou půdorysně zakřivenou lávku podpíranou obloukem, ač již několik let ve stádiu projektu, je Kelvin Link Bridge ve skotské městě Glasgow (*Obr. 22*).

Ta má podle projektu kanceláře John McAslan + Partners spojit dva břehy řeky Kelvin v místním parku mezi univerzitou a galerií [5]. Mostovka nesymetrického spřaženého průřezu se klene vysoko nad řekou, přičemž uprostřed nejdelšího rozpětí je nesena dvěma skloněnými rovinnými oblouky podpírajícími konstrukci prostřednictvím štíhlých vzpěr. Oblouky tvoří stabilizující systém, přičemž vnitřní nese větší zatížení z mostovky, zatímco vnější nese sekundární mostní konstrukci.



Obr. 22 – Kelvin Link Bridge, Glasgow, Skotsko, UK (model) – půdorys (vlevo) a perspektiva (vpravo)

Na rozdíl od výše zmíněného Ripshorst Bridge, kde je zřejmá snaha o hledání ideálního tvaru oblouku s ohledem na minimalizaci ohybových momentů (což by mělo být v případě obloukových konstrukcí jednou z hlavních priorit projektanta), překvapuje Kelvin Link Bridge tvarem oblouků, které budou jistě (zvláště s ohledem na zatížení od druhé, menší lávky) kromě normálových sil namáhány právě ohybovými momenty a kroucením.

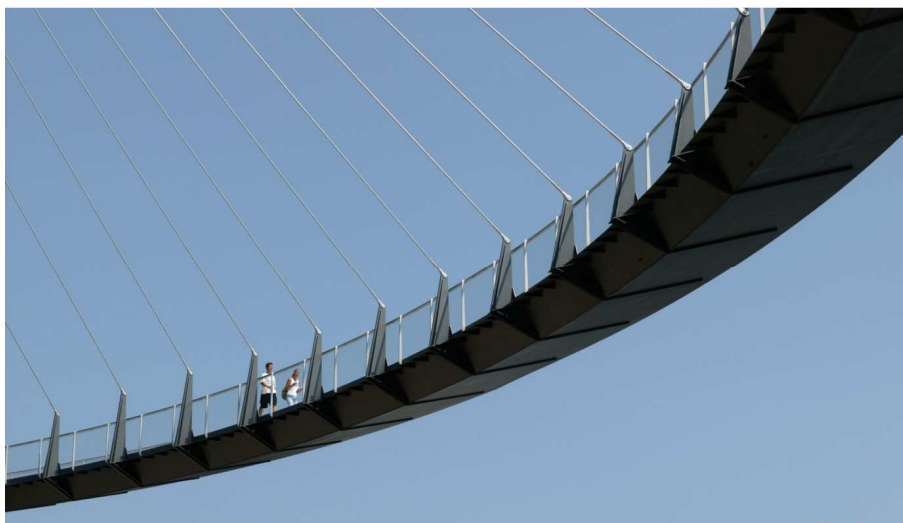


Obr. 23 – Kelvin Link Bridge – pohled

3. PROBLEMATIKA PŮDORYSNÉHO ZAKŘIVENÍ

Problematika půdorysného zakřivení je pro tuto práci stěžejní, proto je třeba ji podrobně prozkoumat a shrnout dosavadní poznatky o zakřivených konstrukcích v širším kontextu, neomezujíc ji pouze na obloukové konstrukce.

Problematika je v této kapitole rozdělena do dvou částí – v první je třeba zdůvodnit, proč by měla být konstrukce zakřivená a jaký to má význam z hlediska její funkce, v té druhé je nutné určit, jak půdorysné zakřivení ovlivní konstrukci z hlediska jejího statického chování.



Obr. 24 – Visutá lávka ve městě Sassnitz, Spolková republika Německo

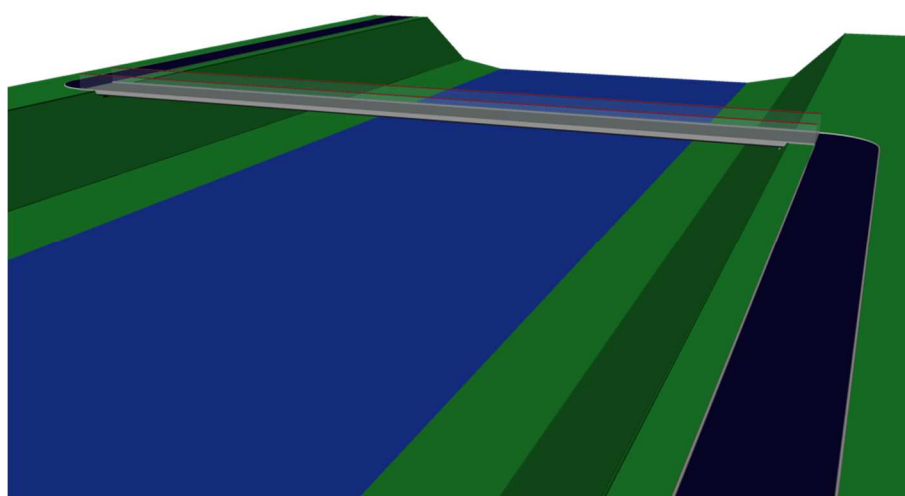
3.1. Důvody pro půdorysné zakřivení mostní konstrukce

V případě silničních a železničních mostů je důvod jejich případného půdorysného zakřivení zřejmý. Návrh jejich nivelet v drtivé většině případů nedovoluje takové úpravy, aby bylo možné stavět mosty výhradně v přímé. Takovéto úpravy by si žádaly nemalé prostorové úpravy, jelikož poloměry půdorysných zakřivení jsou závislé od návrhových rychlostí a bývají značné. V případě lávek pro pěší (a souvisejících komunikací pro cyklistickou dopravu) jsou však požadavky méně přísné. Z toho důvodu se může zdát, že mosty na těchto komunikacích by měly být výhradě v přímé tak, aby překonávanou překážku křížily nejlépe kolmo a tím byla jejich délka co nejkratší (a z toho vyplývající cena co nejnižší – ekonomické hledisko je nezanedbatelným kritériem návrhu stavebních konstrukcí). Přesto se i lávky pro pěší staví v nejrůznějších půdorysných konfiguracích. V následující části budou rozebrány důvody, které k tomu mohou vést.

3.1.1. Potřeba přirozeného vedení trasy

Jedním z hlavních důvodů, proč jsou lávky pro pěší stavěny v půdorysném zakřivení, je potřeba přirozeného vedení trasy.

Je-li jakýkoliv přirozený pohyb promítnut do roviny, lze jej vyjádřit spojitou funkcí⁴. Pokud délku této funkce označíme $s(x)$, pak pro přirozený pohyb je nutné, aby závislost rychlosti pohybu na dráze $s(x)$ byla také spojitá funkce. V ideálním případě by grafem takovéto funkce byla vodorovná čára, znázorňující pohyb konstantní rychlostí. Ta je klíčová, protože se redukuje energie potřebná na změnu rychlosti (nejčastěji akceleraci, je-li řeč o pěších a cyklistech). Problematika bude ukázána na následujícím příkladu.

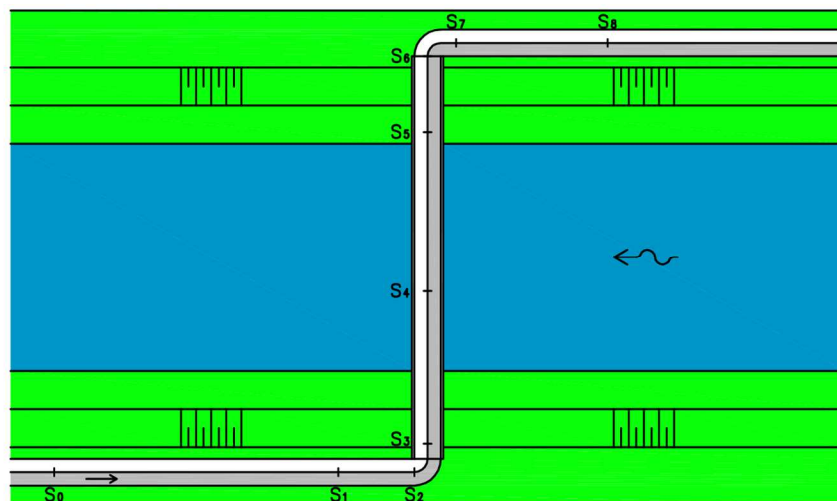


Obr. 25 – Kolmá lávka přes vodoteč

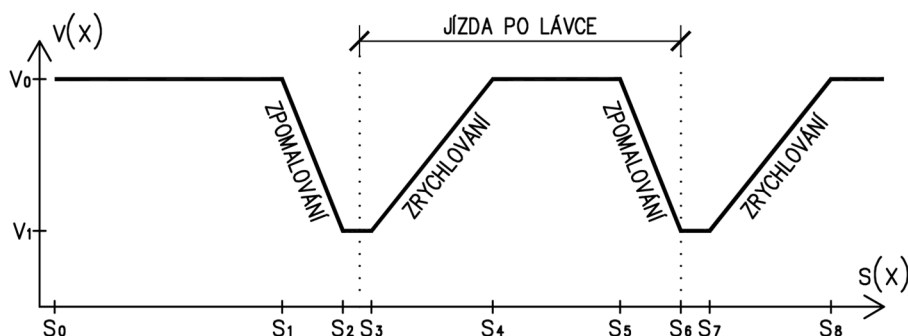
Na *Obr. 25* je znázorněna situace, kdy je vodoteč přemostěna lávkou na ni kolmou. Cyklista, který by jel podél vodoteče po pravé straně, by musel zatočit na lávku a po jejím přejetí by pokračoval po opačné straně ve stejném směru. Na *Obr. 26* je tato situace znázorněna v půdoryse. Na počátku úseku (s_0) jede cyklista konstantní rychlostí v_0 . Následně musí před nájezdem do směrového oblouku výrazně zpomalit (úsek s_1 - s_2) a projet jej konstantní rychlostí v_1 , která je ale výrazně nižší než počáteční rychlost v_0 . Po projetí oblouku cyklista zrychluje (úsek s_3 - s_4), dosáhne původní konstantní rychlosti v_0 (úsek s_4 - s_5), aby

⁴ Pozn. autora: Z definice funkce vyplývá, že má pro každou hodnotu z definičního oboru D_f pouze jednu hodnotu v oboru hodnot H_f . Proto je například pohyb po kružnici nutný vyjádřit dvěma funkcemi lišícími se znaménkem – $f(x) = n + \sqrt{(r^2 - (x - m)^2)}$ a $g(x) = n - \sqrt{(r^2 - (x - m)^2)}$, kde $[m;n]$ jsou souřadnice středu kružnice v kartézské soustavě $[X;Y]$ a r je hodnota poloměru kružnice. Pokud chceme tedy definovat pohyb jako sekvenci funkcí, které na sebe spojitě navazují, je nutné zajistit, aby pro každou dvojici funkcí, které mají společný právě jeden bod ohraničující jejich definiční obory, měly v těchto bodech totožné rovnice tečen. V dalším textu již na tuto skutečnost nebude upozorňováno a autor bude pro popis pohybu užívat pouze termín „funkce“, ač se může jednat právě o sekvenci funkcí.

před druhým obloukem opět zpomalil (úsek s_5-s_6) a projel oblouk opět konstantní rychlostí, která je výrazně nižší než původní v_0 . Po projetí druhého oblouku musí cyklista opět zrychlit (úsek s_7-s_8) a dosáhnout původní rychlosti v_0 . Závislost průběhu rychlosti na trase je zřejmá z *Obr. 27*.



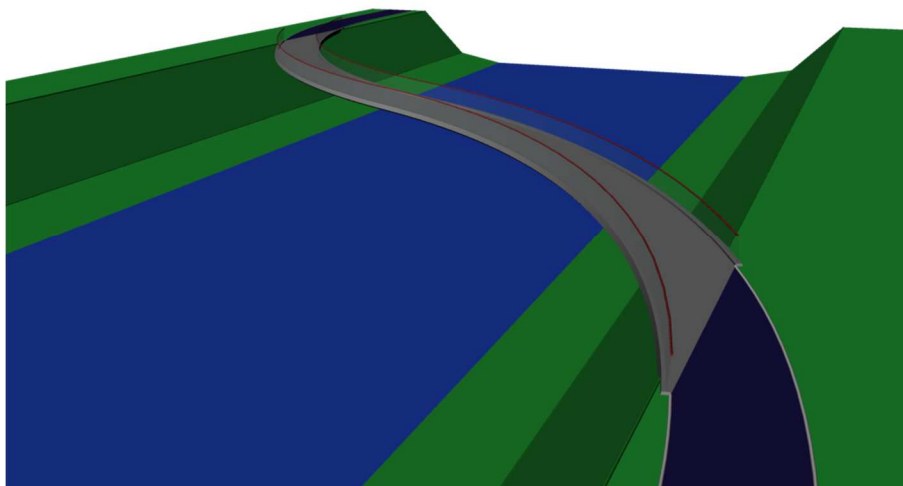
Obr. 26 – Kolmá lávka přes vodoteč – schéma pohybu



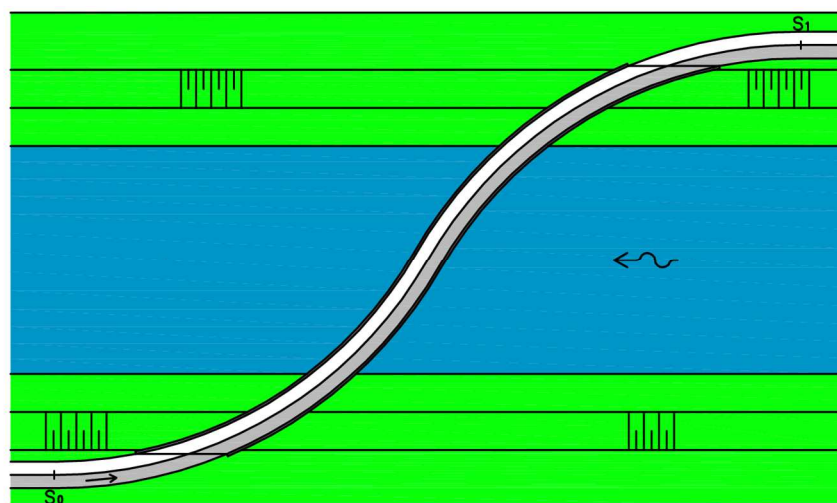
Obr. 27 – Kolmá lávka přes vodoteč – graf závislosti rychlosti na trase

Nutnost decelerace a následné akcelerace je způsobena malými poloměry směrových oblouků. V případě, kdy by cyklista měl možnost změny směru po trase oblouku vyššího poloměru, mohla by být rychlost jeho průjezdu mnohem vyšší. V ideálním případě by byla stejná jako v případě přímé jízdy před změnou směru.

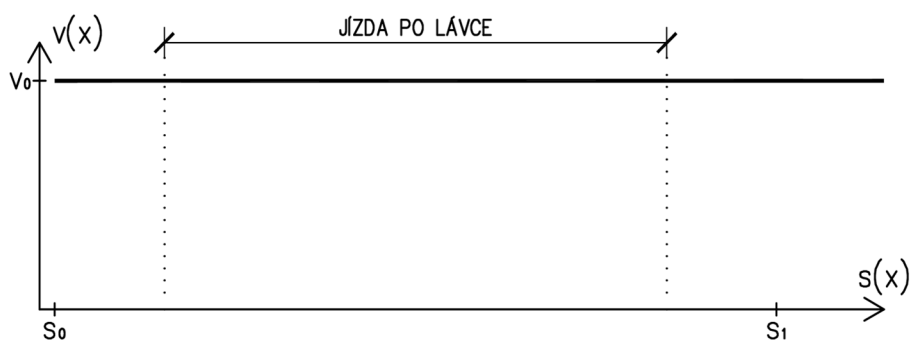
Takováto situace je znázorněná na *Obr. 28*. Jedná se o stejné křížení, pouze lávka není nejkratší spojnici břehů, ale je půdorysně zakřivená. V tomto případě je tvar složen ze dvou kružnicových oblouků (*Obr. 29*), možné jsou ale varianty složené z parabol, eliptických oblouků či klotoid. Při takovémto návrhu trasy není nutné zpomalovat nebo zrychlovat a cyklista projede celou trasu konstantní rychlostí, což je mnohem příznivější (*Obr. 30*).



Obr. 28 – PŮDORYSNĚ ZAKŘIVENÁ LÁVKA PŘES VODOTEČ



Obr. 29 – PŮDORYSNĚ ZAKŘIVENÁ LÁVKA PŘES VODOTEČ – SCHÉMA POHYBU



Obr. 30 – PŮDORYSNĚ ZAKŘIVENÁ LÁVKA PŘES VODOTEČ – GRAF ZÁVISLOSTI RYCHLOSTI NA TRASE

Z porovnání grafů na Obr. 27 a Obr. 30 je zřejmé, že v druhém případě je celková délka trasy kratší, ale navrhovaná lávka je o více než 50 % delší.

Příkladem půdorysně zakřivené konstrukce, jejíž niveleta naplňuje potřebu přirozeného vedení trasy je lávka přes ulici Gahlensche Straße v německém městě Bochum (*Obr. 31*). Tato 130 m dlouhá visutá konstrukce navržená firmou SBP má v půdoryse esovitý tvar. Ačkoliv sami autoři přiznávají, že navržený tvar byl „uměleckým záměrem“ [23] (v tomto případě se ovšem jedná spíše o provedení lávky se skloněnými pylony), důraz na přirozené vedení trasy je zřejmý. Na *Obr. 32* je vidět půdorys konstrukce spolu s vedením chodníku, kdy oba jeho konce jsou od sebe odsazené a zvolené řešení trasy je vhodné a v kontextu této podkapitoly zřejmé a obhajitelné.



Obr. 31 – Lávka přes Gahlensche Strasse, Bochum, Spolková republika Německo

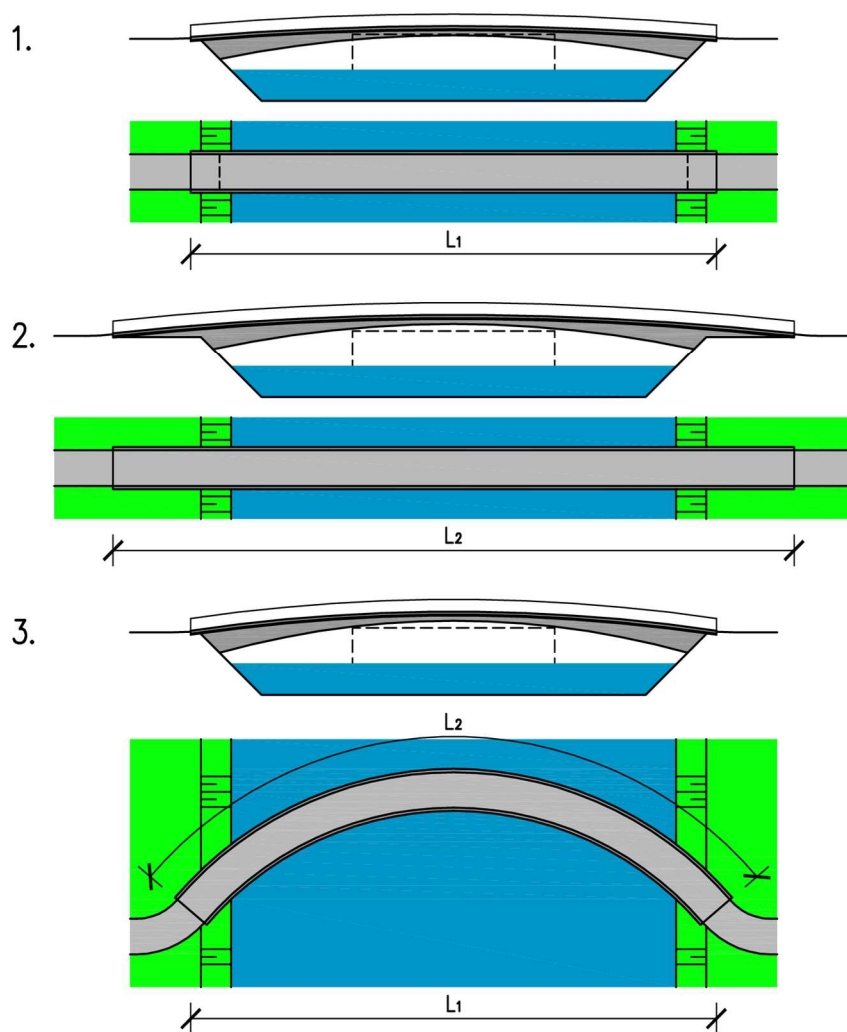


Obr. 32 – Lávka přes Gahlensche Strasse - ortofotomapa

3.1.2. Výškové uspořádání

Při překonávání pozemní komunikace, železnice či vodoteče je nutné dodržovat patřičné průjezdné či průplavní profily. Zároveň je ale třeba dodržet maximální sklonové poměry výškového vedení nivelet lávek. To často vede k nutnosti postavit lávku vyvýšenou a přístupnou prostřednictvím schodiště (což ovšem tvoří bariéru pro hendikepované občany), anebo před a za lávkou vytvořit dlouhé nástupní rampy, které pomohou nastoupat potřebný výškový rozdíl mezi vrcholem průjezdného resp. průplavního profilu a niveletou lávky.

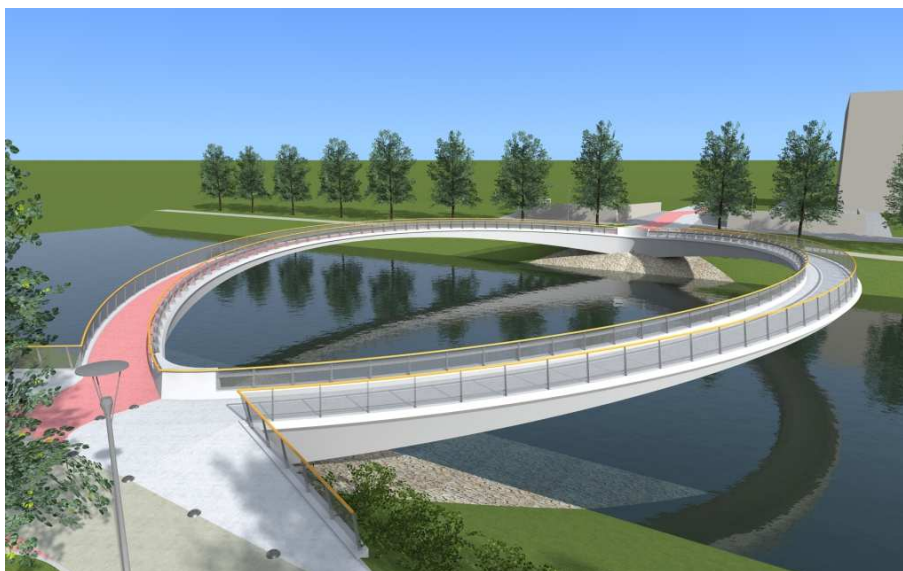
Řešením v podobných případech mohou být právě půdorysně zakřivené konstrukce. Díky tomu, že délka konstrukce je v tomto případě delší (oproti přímé konstrukci stejného rozpětí), sklonové poměry mohou být mnohem příznivější, protože nastoupání do patřičné výšky je realizováno na větší délce. Na *Obr. 33* je znázorněn princip tohoto řešení.



Obr. 33 – Princip úpravy výškového uspořádání prostřednictvím půdorysného zakřivení

První varianta ukazuje lávku přes vodoteč ve výškovém oblouku, ale i při návržení maximálních dovolených podélných sklonů převáděného chodníku zasahuje nosná konstrukce do plavebního profilu. Druhá varianta pak ukazuje obdobnou lávku, ovšem s delšími nástupními rampami tak, aby nosná konstrukce nezasahovala do plavebního profilu. Třetí varianta ukazuje lávku půdorysně zakřivenou, která má stejné rozpětí jako lávka v první variantě a stejnou délku jako lávka v druhé variantě, přičemž ale na obou březích nevyžaduje tak velký zábor jako lávka v druhé variantě a nezasahuje do plavebního profilu.

Příkladem tohoto řešení je studie lávky přes Labe v Hradci Králové, navrženou projekční kanceláří SHP v roce 2014. Zde bylo příznivých sklonových poměrů dosaženo právě prodloužením délky lávky prostřednictvím půdorysného zakřivení (Obr. 34).



Obr. 34 – Lávka přes Labe v Hradci Králové, Česká republika - studie

3.1.3. Speciální konstrukce

Existují konstrukce, které mohou být považovány za výjimky a do výše zmíněných kategorií nezapadají. Takové jsou spíše vzácností. Jako příklad je možné uvést Gateshead Millennium Bridge v anglickém městě Newcastle upon Tyne (Obr. 35). Tato půdorysně zakřivená pohyblivá oblouková lávka s dolní mostovkou přemostuje řeku Tyne. Ortotropní ocelová mostovka a ocelový oblouk jsou v betonových opěrách uchyceny pomocí válcových čepů, kolem kterých je možné lávku naklápět. V tom případě slouží zakřivená mostovka jako protizávaží parabolickému oblouku. Dá se proto v tomto případě hovořit o jedinečném důvodu pro půdorysné vedení mostovky.



Obr. 35 – Gateshead Millennium Bridge, Newcastle upon Tyne, Anglie, UK

3.1.4. Estetika

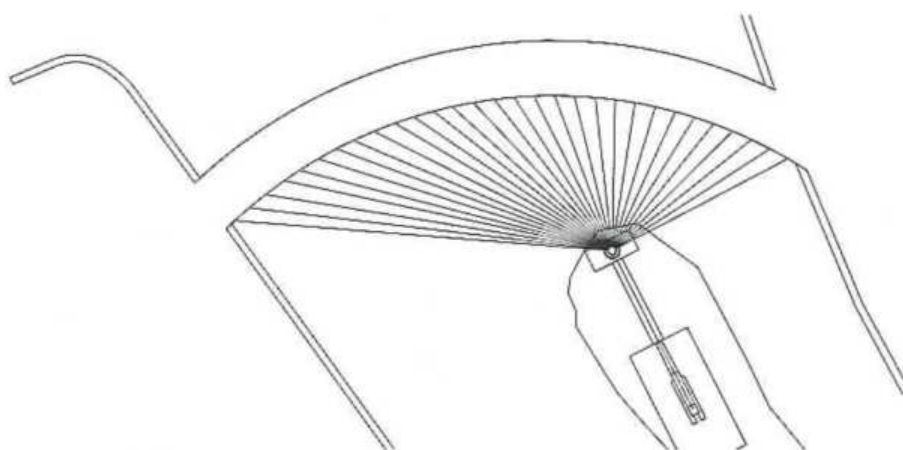
Mohlo by se zdát, že jedním z důvodů, proč jsou lávky pro pěší stavěny v půdorysném zakřivení, je estetické hledisko. Architekti mohou často volit půdorysné zakřivení proto, aby byla výsledná koncepce něčím unikátní, zajímavá, a často i šokující, přičemž tento důvod ovšem nelze obhájit z hlediska inženýrského, kdy půdorysné zakřivení přinese spíše komplikace návrhu.



Obr. 36 – Pasarela del Malecón, Murcia, Španělsko

Příkladem takovéto konstrukce by mohla být i lávka Pasarela del Malecón ve španělském městě Murcia (*Obr. 36* a *Obr. 37*). Tuto zavěšenou lávku navrhl španělský inženýr Javier Manterola Armisén. Kombinace vějířovitě umístěných závěsů s ocelovou mostovkou tvaru oblouku působí velmi elegantně a na první pohled není zřejmý jiný záměr pro její půdorysné zakřivení než estetické hledisko.

Na druhou stranu, není úkolem stavebního inženýra hledat důvody, proč půdorysně zakřivenou konstrukci nevyprojektovat. Naopak, je nutné přijmout niveletu konstrukce jako výzvu a najít takové statické řešení, aby byl výsledek co nejlepší. Zároveň platí, že ačkoliv by architektura mostu měla vyjadřovat jeho základní funkce, tj. bezpečně a hospodárně převést dopravu přes překážku, neznamená to, že by měla být architektura determinována jen tímto elementárním požadavkem [24].

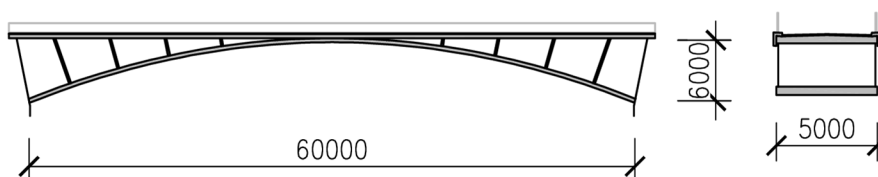


Obr. 37 – Pasarela del Malecón - půdorys

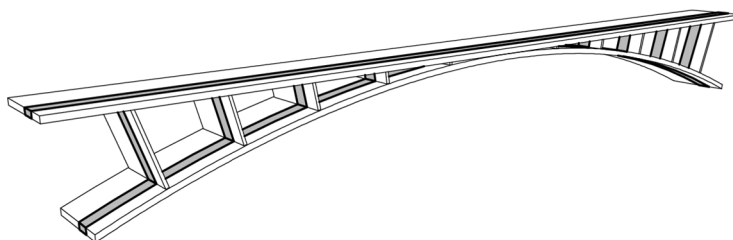
3.2. Vliv půdorysného zakřivení na analýzu konstrukce

Návrh prostorově zakřivené konstrukce se od návrhu přímé konstrukce znatelně liší. Je to dáno (v případě půdorysného zakřivení) přechodem z modelování dvourozměrného do modelování třírozměrného prostoru a s tím související problematikou odlišného způsobu namáhání a složitější definicí okrajových podmínek. Na příkladu trojice obloukových jednopolových konstrukcí o stejném rozpětí a vzepětí oblouku bude vysvětleno, jak se průběh návrhu liší.

První konstrukcí je betonový obloukový most s obloukem i mostovkou totožné šířky (*Obr. 38*). Takovou konstrukci je možné analyzovat tak, že je z ní vytknut pruh o šířce 1 metr (*Obr. 39*), který je následně analyzován jako rovinná prutová konstrukce. Sledované vnitřní síly budou pouze normálová síla N , smyková síla V_z a ohybový moment M_y .

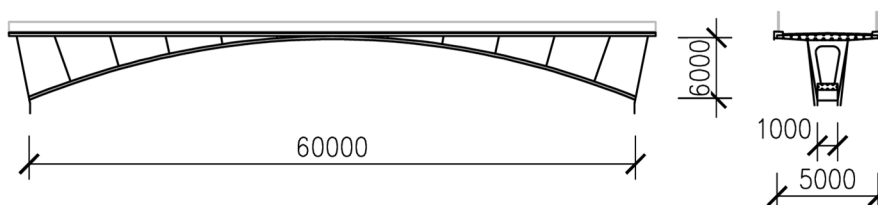


Obr. 38 – Konstrukce tvořená betonovou mostovkou a širokým betonovým obloukem

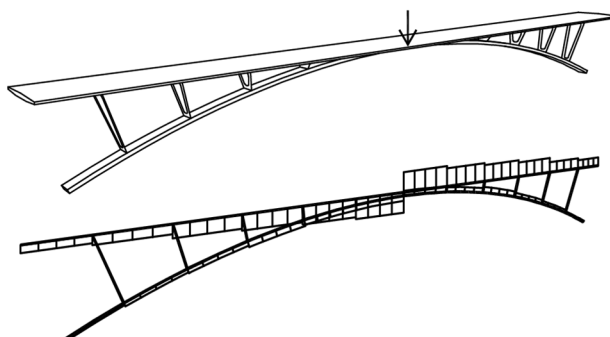


Obr. 39 – Prut šířky 1 metr vytknutý z konstrukce

Druhá konstrukce je tvořena ocelovým obloukem (možno jej vyplnit betonem) a ocelovou ortotropní mostovkou (Obr. 40). I v tomto případě lze konstrukci analyzovat jako rovinnou prutovou konstrukci, avšak vzhledem k poloze mostovky vůči oblouku je nutno zahrnout do analýzy i kroučící moment M_x , způsobený nerovnoměrným zatížením mostovky v příčném směru (Obr. 41).

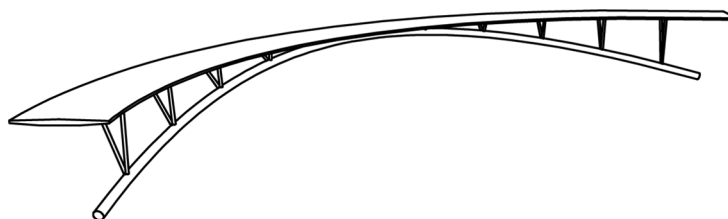


Obr. 40 – Konstrukce tvořená ocelovou mostovkou a ocelovým obloukem



Obr. 41 – Nerovnoměrné zatížení konstrukce způsobující kroucení (nahore) a průběh kroučícího momentu na mostovce a oblouku

Třetí konstrukce je podobná druhé s tím rozdílem, že je půdorysně zakřivená (Obr. 42). Půdorysný průřez oblouku nesplývá s půdorysným průřezem mostovky, tj. oblouk se nenachází pod mostovkou, ale leží mimo ni. U takového typu konstrukce je nutné do analýzy zahrnout i smykovou sílu F_y a ohybový moment M_z . Tato skutečnost značně komplikuje návrh konstrukce, jelikož návrh čistě tlačného oblouku je s ohybovým momentem v další rovině mnohem náročnější.



Obr. 42 – Půdorysně zakřivená oblouková konstrukce

Z výše uvedených důvodů je zřejmé, že návrhu půdorysně zakřivených konstrukcí je nutno věnovat speciální pozornost. Konstrukce nelze analyzovat pomocí jednoduchých dvourozměrných výpočetních modelů, ale je nutno při návrhu vystihnout fungování konstrukce mnohem komplexněji, se všemi vlivy, které na ni působí.

4. CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

V předchozích kapitolách byl představen průřez historií půdorysně zakřivených konstrukcí podepřených oblouky. Je zřejmé, že jich není mnoho. Taktéž byly vysvětleny důvody, proč je třeba navrhovat zakřivené konstrukce; stejně jako úskalí, která návrh takovéto konstrukce provázejí. Tato práce bude návrh takovýchto konstrukcí dále rozvíjet. To se neobejde bez počátečního shrnutí přístupu k rovinným konstrukcím, z kterého bude následně vycházet i hledání vhodného přístupu k postupnému zakřívování. Poté bude navržena vhodná referenční konstrukce, která bude zmenšena, vyrobena a testována. Porovnáním výpočtů a měření bude teoretický výstup prakticky verifikován. Na závěr budou navrženy další směry výzkumu obloukových konstrukcí.

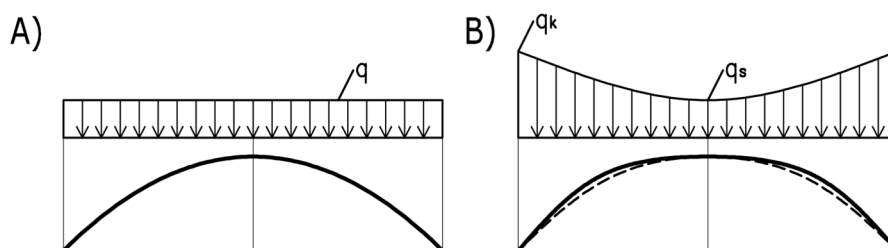
Cíle této disertační práce lze shrnout do několika následujících bodů:

- 1) Ucelené shrnutí metod návrhu obloukových konstrukcí využívaných inženýry v minulosti i v současnosti.
- 2) Stanovení poloměrů půdorysného zakřivení, pro které se dá k návrhu konstrukce podepřené obloukem přistoupit stejně jako k návrhu konstrukce přímé. Zároveň je třeba brát ohled na okrajové podmínky konstrukce.
- 3) Nalezení vhodné metody pro určení geometrie oblouku prostorové konstrukce tak, aby byl namáhán převážně tlakem a pouze minimálními ohybovými momenty.
- 4) Na základě nalezené metody navrhnout půdorysně zakřivenou konstrukci podepřenou obloukem, otestovat její chování na zmenšeném fyzikálním modelu a srovnat naměření namáhání a deformace s výpočetním modelem.
- 5) Vytyčit směr dalšího zkoumání.

5. METODY NÁVRHU OBLOUKOVÝCH KONSTRUKCÍ

V úvodní kapitole bylo řečeno, že ideálně navržený oblouk je namáhán pouze normálovou silou. Toto tvrzení je potřeba upřesnit. Je zřejmé, že není možné navrhnout oblouk tak, aby pro každé možné zatížení byl namáhán pouze normálovou silou. V takovém případě by musel být schopen měnit svůj tvar v závislosti na poloze zatížení. Je ovšem možné navrhnout tvar oblouku tak, aby pro jednu kombinaci statického, dlouhodobě působícího zatížení byl namáhán právě pouze normálovou silou [12]. Takové namáhání nejlépe reprezentuje suma všech stálých zatížení⁵.

Pokud je tlaková čára k danému zatížení shodná se střednicí oblouku, není oblouk namáhán ohybovými momenty. Pro různá zatížení oblouku lze najít ideální tvary střednic. Rovnoměrnému spojitému zatížení odpovídá střednice ve tvaru paraboly 2. stupně (Obr. 43 A). V případě spojitěho zatížení rostoucího od vrcholu oblouku k patkám odpovídá střednice tvaru paraboly vyššího (4.) stupně, po stranách více vypouklá, anebo ve zvláštních případech elipsa⁶ (Obr. 43 B).



Obr. 43 – Tvary oblouků vyhovující různému zatížení: A) rovnoměrné spojitě zatížení; B) spojitě zatížení rostoucí od vrcholu oblouku k patkám

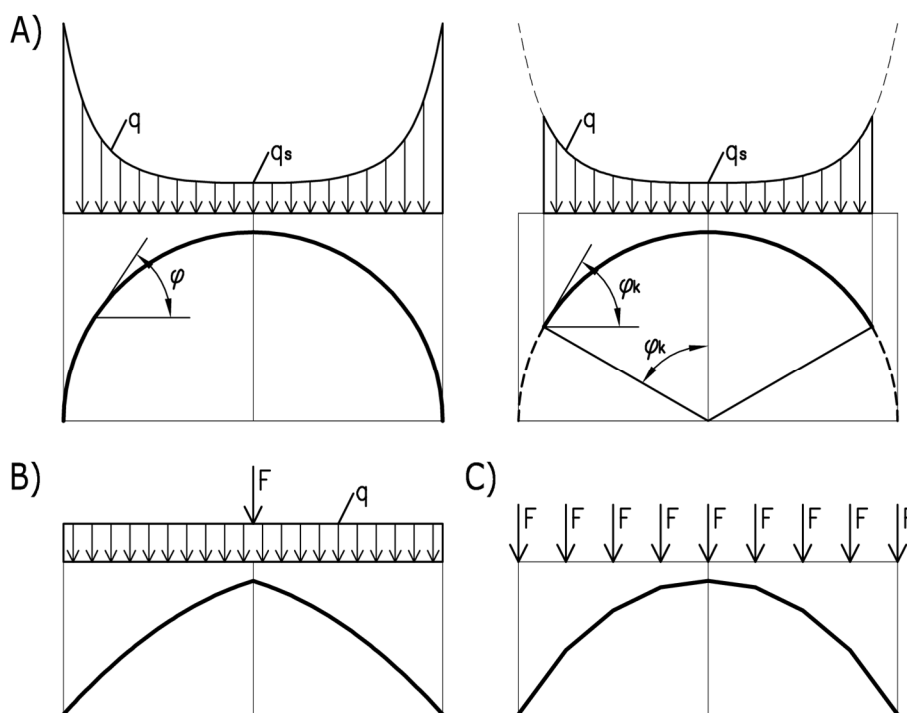
Spojitěmu zatížení rostoucímu k patkám dle vzorce $q = q_s / \cos^3(\varphi)$ (kde φ je úhel tečny ke kružnici v daném bodě) odpovídá kruhová střednice (Obr. 44 A). Protože však zatížení nad patkami nemůže pro plný kruhový oblouk dosahovat hodnoty $q_k = \infty$, využívalo se pro oblouky pouze kruhového segmentu s patkami v úhlu $\varphi_k = 60^\circ$. Speciálním případem je pak tzv. gotický oblouk, který odpovídá tlakové čáře od rovnoměrného spojitěho zatížení doplněného osamělou silou v polovině rozpětí (Obr. 44 B). Zatížení od soustavy osamělých svislých sil odpovídá střednice ve tvaru mnohoúhelníku (Obr. 44 C). Ten se obvykle pro klidnější vzhled nahrazuje hladkou křivkou⁷.

⁵ Je třeba mít na paměti, že malá výstřednost normálové síly může být způsobena například změnou tvaru střednice vyvozenou jejím pružným zkrácením (tzv. dotlačením oblouku) [1]. I s těmito vlivy je třeba počítat, v následujících odstavcích na ně však nebude kladen důraz.

⁶ Elipsa bývala v minulosti u kamenných mostů nahrazována ovály složenými ze dvou kruhových oblouků (metoda podle Bosuta nebo metoda podle Huyghense, [1]).

⁷ Výjimkou je například most Puente de Bacunayagua na Kubě.

Ke každému zatížení a rozpětí je možno volit nekonečný počet střednic s různým vzepětím, které jsou spolu ve vztahu afinity [1].



Obr. 44 – Tvary oblouků vyhovující různému zatížení: A) spojité zatížení rostoucí od vrcholu oblouku k patkám; B) rovnoměrné spojité zatížení s osamělou silou; C) soustava osamělých sil

Výše zmíněné tvary odpovídající základním zatížením jsou zřejmé. Otázkou je, jaká metoda je však pro konkrétní návrh tvaru oblouku vhodná, jak z pohledu přiblížení se tvaru střednice k tlakové čáře, tak z pohledu pracnosti a možnosti jejího zautomatizování tak, aby se daly vstupní parametry snadno měnit.

5.1. Metody starých mistrů

Metodami starých mistrů (ač by toto pojmenování mělo být doplněno uvozovkami) jsou myšleny postupy a přístupy, které byly používány před příchodem výpočetních metod založených na metodě konečných prvků (tj. před tím, než začaly být využívány k analýze počítače). V zásadě mluvíme o metodách rozvíjených od novověku až do poloviny 20. století. Tyto metody jsou hojně popsány v knihách rakouského inženýra Josefa Melana a českého inženýra Stanislava Bechyněho.

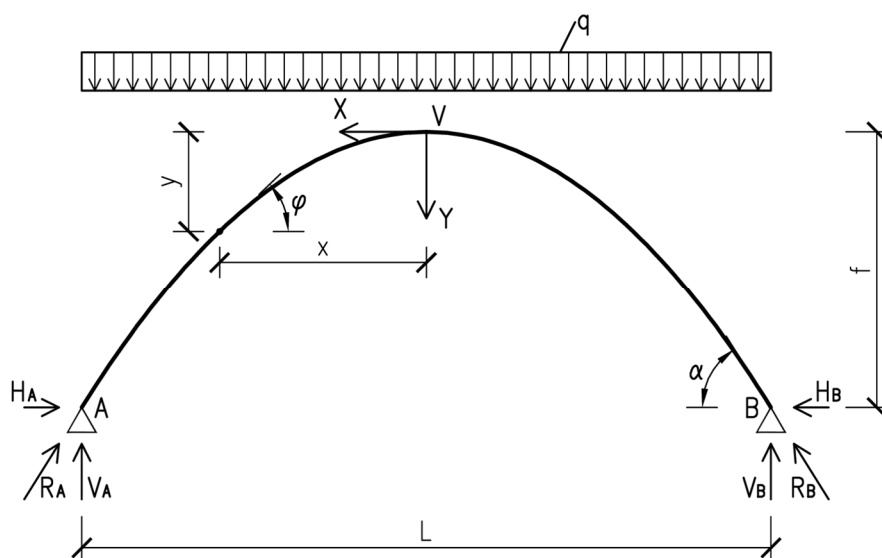
Vzhledem k tomu, že obloukové mosty, které byly navrhovány v 18., 19. a v první polovině 20. století se svým tvarem, charakterem i použitými materiály značně liší od mostů stavěných dnes, nebudou tyto metody podrobněji rozebírány. Jejich podrobný popis lze nalézt například v [1].

5.2. Analytická metoda

Analytickou metodou je v kontextu této práce myšlen postup, kdy se tvar tlakové čáry přímo vypočítá ze známé funkce zatížení. Její princip můžeme demonstrovat na příkladech.

5.2.1. Příklad použití analytické metody – dvojklobový oblouk

Je uvažován dvojklobový oblouk zatím nspecifikovaného tvaru střednice, zatížený rovnoměrným spojitým zatížením⁸ (Obr. 45). Jaký musí být jeho tvar, aby v něm vymizely ohybové momenty a smykové síly [6]?



Obr. 45 – Příklad – dvojklobový oblouk, schéma

Nejprve je nutno určit reakce v podporách. Svislé reakce lze určit z podmínek rovnováhy sil ve svislém směru:

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot L}{2} \quad (1)$$

Pokud mají být smykové síly nulové, pak výsledné reakce R_A a R_B musí být ve směru tečny střednice v bodě A, resp. B. Vodorovné reakce H_A a H_B pak lze vyjádřit jako

$$H_A = H_B = \frac{V_A}{\tan \alpha} = \frac{q \cdot L}{2 \cdot \tan \alpha} \quad (2)$$

Nyní je možné vyjádřit ohybový moment na oblouku jako

⁸ Toto zatížení nereprezentuje tíhu oblouku, jde o obecné zatížení, proto je v notaci uvedeno písmenem q.

$$M_x = V_A \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) - \frac{q}{2} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)^2 - H_A \cdot (f - y) = \frac{q}{2} \cdot \left[-x^2 + \frac{L}{\tan \alpha} \cdot (y - f) + \frac{L^2}{4}\right] = 0 \quad (3)$$

Po dosazení souřadnice vrcholu V[0;0] a úpravě plyne

$$\tan \alpha = \frac{4 \cdot f}{L} \quad (4)$$

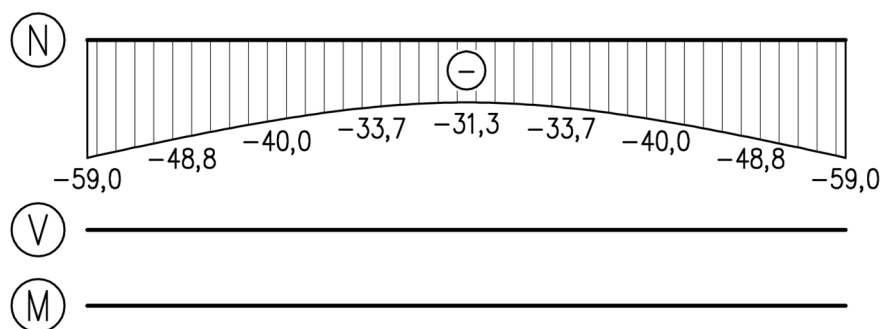
Zpátky po dosazení do rovnice (3) a úpravě

$$y = \frac{4 \cdot f}{L^2} \cdot x^2 \quad (5)$$

Rovnice střednice oblouku je tedy parabola 2. stupně. Jako zpětná kontrola může posloužit první derivace rovnice (5), kdy po dosazení $x = L / 2$ vyjde opět rovnice (4). Ohybové momenty i smykové síly jsou nulové a spojitě rovnoměrné zatížení q vyvolává pouze normálové síly o velikosti

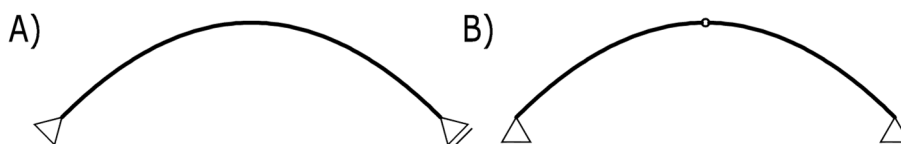
$$\begin{aligned} N_x &= H_x \cdot \cos \varphi - V_x \cdot \sin \varphi = -H_A \cdot \cos \varphi - \left[V_A - q \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)\right] \cdot \sin \varphi = \\ &= -q \cdot \cos \varphi \cdot \left(\frac{8 \cdot f}{L^2} \cdot x^2 + \frac{L^2}{8 \cdot f}\right) \end{aligned} \quad (6)$$

Pokud by byl příklad numericky vyčíslen, pak pro rozpětí $L = 10$ m, vzepětí $f = 4$ m a zatížení $q = 10$ kN/m by byl průběh vnitřních sil N , V a M následující:



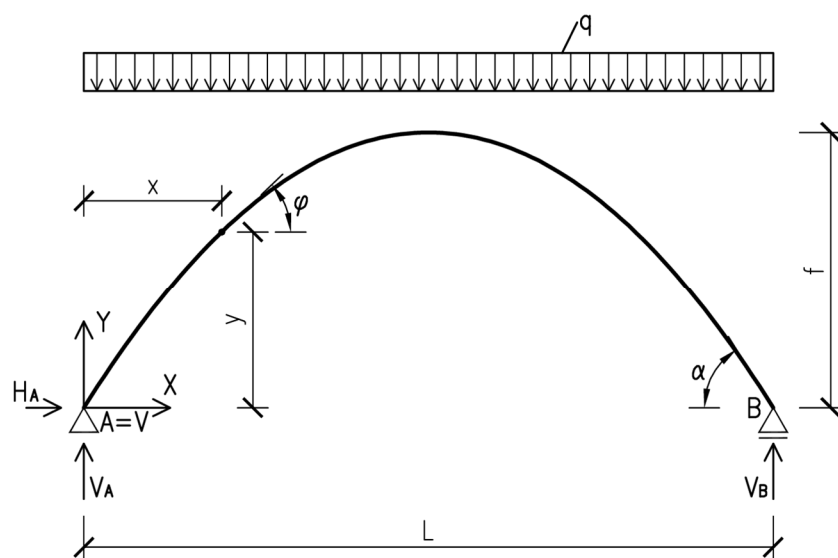
Obr. 46 – Příklad – dvojklobový oblouk, průběhy vnitřních sil (narovnaná střednice)

Je důležité si uvědomit, že výše uvedený příklad by měl naprosto totožné průběhy vnitřních sil, kdyby se nahradil jeden z pevných kloubů kloubem posuvným, avšak natočeným tak, že posun by byl umožněn pouze ve směru normály v dané opěře (Obr. 47 A). Stejně průběhy by pak vykazoval i trojklobový oblouk se stejnou střednicí (Obr. 47 B).



Obr. 47 – Příklad – A) úprava okrajových podmínek;
B) přidání kloubu do vrcholu oblouku

Na druhou stranu by měl oblouk velmi odlišné průběhy vnitřních sil, pokud by byl prostě podepřený, přičemž posun by byl umožněn ve směru osy X (Obr. 48). V takovém případě by se jednalo spíše o prostě uložený zakřivený nosník. Ten by byl samozřejmě namáhán nejen normálovými, ale též smykovými silami a ohybovým momentem [6].



Obr. 48 – Příklad – dvojklobový oblouk, odlišná úprava okrajových podmínek

Rovnice střednice by byla v tomto případě stejná, pro počátek uvažovaný v bodě A by měla tvar

$$y = -\frac{4 \cdot f}{L^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot f}{L} \cdot x = \frac{4 \cdot f \cdot x}{L^2} \cdot (L - x) \quad (7)$$

Rovnice sklonů tečen by se pak získala derivací rovnice (7):

$$y' = \frac{dy}{dx} = \tan \varphi = \frac{4 \cdot f}{L^2} \cdot (L - 2 \cdot x) \quad (8)$$

Vodorovná reakce H_A (stejně jako vodorovná složka výslednice sil v libovolném průřezu H_x) by byla rovna nule, svislé reakce V_A a V_B by nabývaly stejných hodnot jako v příkladu výše dle rovnice (1) a svislá složka výslednice sil v libovolném průřezu V_x by vyjádřila jako

$$V_x = V_A - q \cdot x = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x = \frac{q}{2} \cdot (L - 2 \cdot x) \quad (9)$$

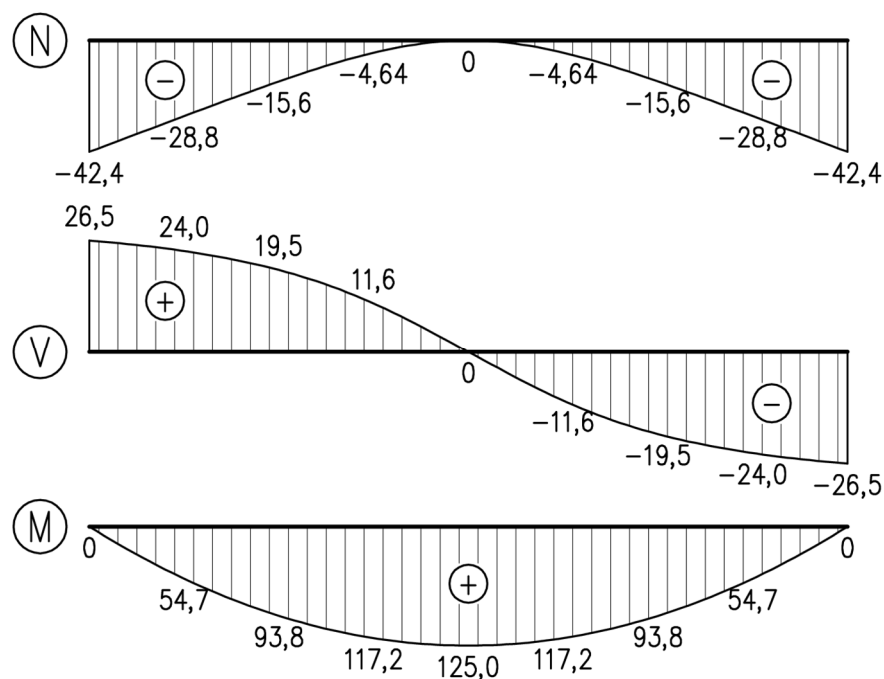
Složky vnitřních sil N , V a M v libovolném průřezu nosníku by pak bylo možno vyjádřit⁹ jako

$$N = H_x \cdot \cos \varphi - V_x \cdot \sin \varphi = -\frac{q}{2} \cdot (L - 2 \cdot x) \cdot \sin \varphi \quad (10)$$

$$V = H_x \cdot \sin \varphi + V_x \cdot \cos \varphi = \frac{q}{2} \cdot (L - 2 \cdot x) \cdot \cos \varphi \quad (11)$$

$$M = V_A \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - x) \quad (12)$$

Ze vztahu (12) vyplývá, že ohybové momenty na daném oblouku jsou shodné s ohybovými momenty na přímém vodorovném prostě uloženém nosníku stejného rozpětí a zatížení. To potvrzuje počáteční předpoklad, že při prostém uložení oblouku s jedním pevným a jedním vodorovně posuvným kloubem se jedná spíše o prostě uložený zakřivený nosník. Průběh vnitřních sil je pak diametrálně odlišný (Obr. 49).



Obr. 49 – Příklad – průběhy vnitřních sil při odlišné úpravě okrajových podmínek

Z výše zmíněného lze konstatovat, že pro návrh čistě tlačného oblouku je volba vhodných okrajových podmínek zásadní.

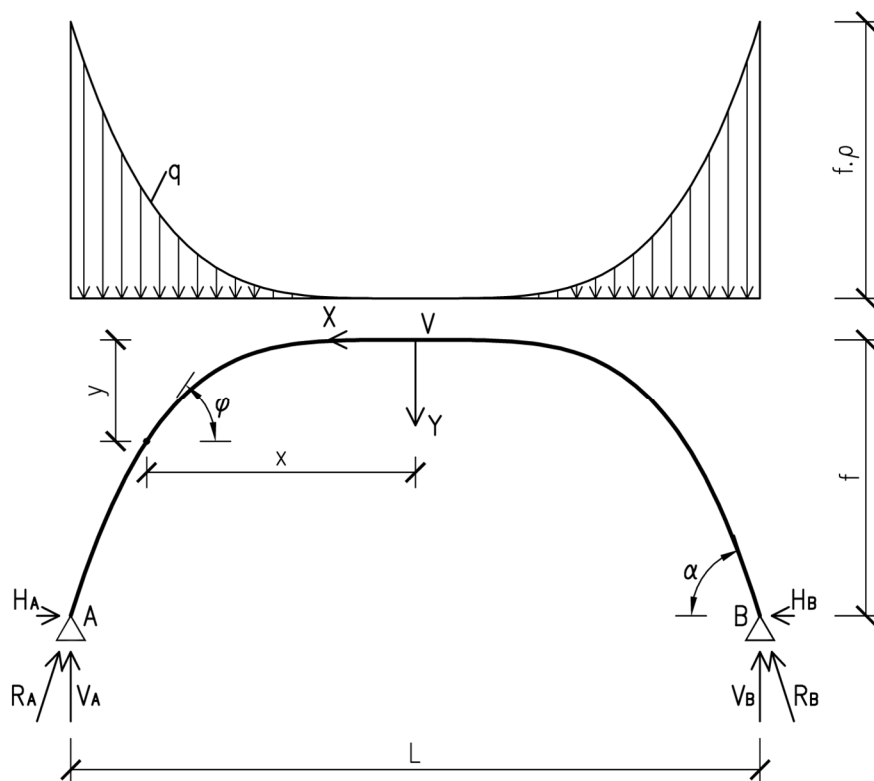
⁹ Vyjádření normálové síly N a smykové síly V z vodorovné složky výslednice sil H_x a svislé složky výslednice sil V_x je umožněno díky transformačním vzorcům:

$$N = H_x \cdot \cos \varphi - V_x \cdot \sin \varphi$$

$$V = H_x \cdot \sin \varphi + V_x \cdot \cos \varphi$$

5.2.2. Příklad použití analytické metody – přesýpaný oblouk

Na příkladu konstrukce přesýpaného mostu bude demonstrováno, proč je pro složitěji namáhané konstrukce analytická metoda poměrně komplikovaná. Opět je uvažován dvojklobbový oblouk zatížený nerovnoměrným spojitým zatížením, reprezentujícím zeminu na oblouku¹⁰. Jaký musí být jeho tvar, aby v něm vymizely ohybové momenty a smykové síly (Obr. 50)?



Obr. 50 – Příklad – přesýpaný most, schéma

Jelikož je funkce reprezentující zatížení závislá na tvaru střednice oblouku, je nutno stanovit její počáteční tvar a výpočtem jej ověřit. Na základě zkušeností bude stanovena parabola 4. stupně s počátkem ve vrcholu. Pro zjednodušení bude zatížení uvažováno pouze po vrchol oblouku (ačkoliv ve skutečnosti by toto zatížení muselo být doplněno ještě o rovnoměrnou složku, protože na reálné konstrukci by ve vrcholu vždy působilo nenulové zatížení). Funkce zatížení je tedy vyjádřena jako

$$y = A \cdot x^4 \quad (13)$$

Dosazením okrajové podmínky pro $x = L/2$, kdy zatížení dosahuje hodnoty f, ρ , kde f je vzepětí oblouku a ρ je objemová tíha zásypového materiálu, je funkce zatížení rovna

¹⁰ Ve skutečnosti působí zemina na oblouk i v horizontálním směru. To je princip návrhu flexibilních ocelových konstrukcí. Pro potřeby příkladu na to nebude brán zřetel.

$$q(x) = \frac{16 \cdot f \cdot \rho}{L^4} \cdot x^4 \quad (14)$$

Svislé reakce v podporách lze určit z podmínek rovnováhy sil ve svislém směru a jejich hodnota je rovna polovině celkové plochy zatěžovacího obrazce. Její hodnotu lze vypočítat pomocí určitého integrálu

$$V_A = V_B = \int_0^{\frac{L}{2}} q(x) dx = \frac{16 \cdot f \cdot \rho}{L^4} \int_0^{\frac{L}{2}} x^4 dx = \frac{f \cdot \rho \cdot L}{10} \quad (15)$$

Vodorovné reakce H_A a H_B pak lze vyjádřit obdobně jako v rovnici (2)

$$H_A = H_B = \frac{V_A}{\tan \alpha} = \frac{f \cdot \rho \cdot L}{10 \cdot \tan \alpha} \quad (16)$$

Nyní je nutné vyjádření ohybového momentu na oblouku. Hodnota ohybového momentu od parabolického zatížení 4. stupně se spočítá obdobně jako první moment plochy pod parabolou 4. stupně. Tento vzorec se běžně ve statických tabulkách nenachází, proto je nutné jej zjistit integrací

$$S_y = \iint_A x dA = \frac{16 \cdot f \cdot \rho}{L^4} \int x^5 dx = \frac{16 \cdot f \cdot \rho \cdot x^6}{6 \cdot L^4} + C_1 \quad (17)$$

Integrační konstanta C_1 v tomto případě nabývá nulové hodnoty. Výsledné zatížení je ale rozdílem dvou ploch – té od počátku po $x = L/2$, a té do bodu x . V takovém případě je velikost momentu (bez uvažování znaménkové konvence) od zatížení $q(x)$ rovna

$$M_{q(x)} = \frac{16 \cdot f \cdot \rho \cdot L^6}{6 \cdot L^4 \cdot 2^6} - \frac{16 \cdot f \cdot \rho \cdot x^6}{6 \cdot L^4} = \frac{f \cdot \rho}{24 \cdot L^4} \cdot (L^6 - 64 \cdot x^6) \quad (18)$$

Nyní je možné vyjádřit ohybový moment na oblouku dosazením rovnic (15), (16) a (18) do základní rovnice (3)

$$\begin{aligned} M_x &= V_A \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) - M_x - H_A \cdot (f - y) = \\ &= \frac{f \cdot \rho \cdot L}{10} \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right) - \frac{f \cdot \rho}{24 \cdot L^4} \cdot (L^6 - 64 \cdot x^6) - \frac{f \cdot \rho \cdot L}{10 \cdot \tan \alpha} \cdot (f - y) = \\ &= \frac{f \cdot \rho \cdot L}{120} \cdot \left[320 \cdot x^6 - 12 \cdot x \cdot L + L^2 - \frac{12 \cdot L}{\tan \alpha} \cdot (f - y)\right] = \end{aligned} \quad (19)$$

Po dosazení souřadnice vrcholu $V[0;0]$ a úpravě plyne

$$\tan \alpha = \frac{12 \cdot f}{L} \quad (20)$$

Zpátky po dosazení do rovnice (19) a úpravě

$$M_x = \frac{f \cdot \rho \cdot L}{120} \cdot \left[320 \cdot x^6 - 12 \cdot x \cdot L + L^2 - \frac{L^2}{f} \cdot (f - y)\right] \quad (21)$$

Již v této fázi výpočtu je z rovnice (21) zřejmé, že střednice bude tvaru paraboly 6. stupně. V tom případě by bylo nutno opravit prvotní předpoklad zatížení, tj. rovnici (13), a začít počítat od začátku.

Z tohoto příkladu je zřejmé, že využití analytické metody při nerovnoměrném zatížení oblouku vede na složitý iterativní postup, který se navíc vzhledem k nutnosti využití integrálního počtu nedá zautomatizovat.

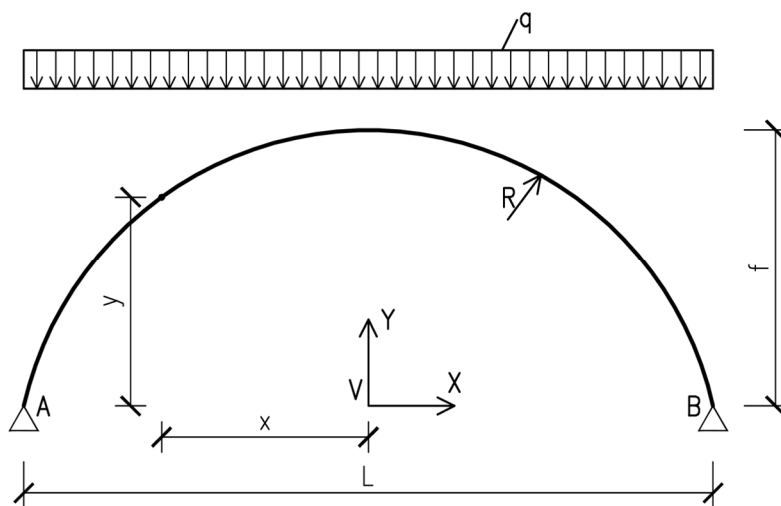
5.3. Přírůstková metoda

Jako přírůstková metoda je označena taková metoda, kdy pro dané zatížení $q(x)$ je navržen výchozí tvar střednice, který by měl odpovídat předpokládanému tvaru tlakové čáry, následně jsou určeny průběhy ohybových momentů na dané konstrukci a podle jejich průběhů jsou přímo opraveny souřadnice bodů střednice o přírůstky $\Delta_i = M_i / N_i$, kde M_i je velikost ohybového momentu v i -tém uzlu střednice a N_i je velikost normálové síly ve stejném místě. Pomocí iterace, kdy v každém bodě je upravena geometrie, lze po konečném počtu kroků dosáhnout významného snížení, ne-li přímo vymizení ohybového momentu na oblouku.

Tato metoda je vhodná v případě, kdy výpočet vnitřních sil probíhá pomocí metody konečných prvků v programovém prostředí výpočetního softwaru. Na druhou stranu právě díky zvolené metodě je velmi obtížné, v určitých případech i nemožné zredukovat ohybové momenty a posouvající síly na nulu.

5.3.1. Příklad použití přírůstkové metody – oblouk zatížený rovnoměrným spojitým zatížením

Je uvažován dvojklobový oblouk zatížený rovnoměrným spojitým zatížením. Jaký musí být jeho tvar, aby v něm vymizely ohybové momenty a smykové síly?



Obr. 51 – Příklad – dvojklobový oblouk, schéma

Vybrat pro počáteční tvar rovnou parabolu 2. stupně by nemuselo být vhodné pro demonstraci zvolené metody, proto bude střednice nejprve nahrazena výsečí kruhového oblouku (Obr. 51). Zároveň nebude příklad řešen obecně, ale přímo s numerickým vyčíslením počáteční geometrie. Hodnoty rozpětí, vzepětí oblouku

a zatížení byly převzaty z příkladu v kapitole 5.2.1: $L = 10 \text{ m}$, $f = 4 \text{ m}$ a $q = 10 \text{ kN/m}$. Poloměr kruhové výseče byl vypočten z hodnot rozpětí a vzepětí:

$$R^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (R - f)^2 \quad (22)$$

Po úpravě

$$R = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + f^2}{2 \cdot f} = \frac{\left(\frac{10}{2}\right)^2 + 4^2}{2 \cdot 4} = 5,125 \text{ m} \quad (23)$$

Střednice oblouku bude rozdělena na 40 dílků o vzdálenostech 0,25 m (ve směru osy X). Souřadnice ve směru osy Z budou dopočítány za pomoci analytické geometrie z rovnice kružnice (kdy počátek souřadného systému se nachází uprostřed mezi patami oblouku)

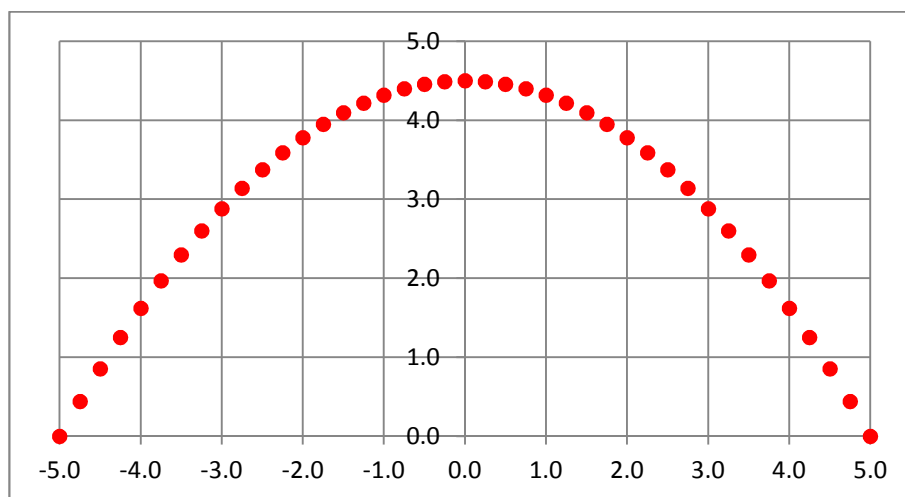
$$x^2 + (z - (f - R))^2 = R^2 \quad (24)$$

Po úpravě

$$z = \sqrt{R^2 - x^2} + (f - R) = \sqrt{5,125^2 - x^2} - 1,125 \quad (25)$$

Samotnou iteraci tvaru (popsanou v úvodu kapitoly 5.3) lze zanést do tabulkového procesoru. Kritériem pro ukončení iterace bude v tomto konkrétním případě maximální hodnota ohybového momentu $M_y = 0,10 \text{ kNm}^{11}$.

Výsledné souřadnice získané po 8. kroku iterace jsou vyobrazeny na *Obr. 52*.



Obr. 52 – Výsledné souřadnice bodů

¹¹ Hodnota ohybového momentu bude nenulová hned z několika důvodů – jednak je ovlivněna výpočetní metodou (MKP, tj. Metodou konečných prvků, která je z důvodu diskretizace problému zatížena malou chybou), a pak také způsobem nadělení konstrukce, kdy mezi dvěma uzly bude průběh ohybového momentu na (nezakřiveného) elementu podobný jako na výseku spojitého nosníku.

Body lze proložit vhodnou křivkou. Nabízí se polynom 2. a 4. stupně. Výsledné křivky získané metodou nejmenších čtverců jsou

$$y = -0,18 \cdot x^2 - 4 \cdot 10^{-15} \cdot x + 4,500 \quad (26)$$

$$y = 8 \cdot 10^{-7} \cdot x^4 - 1 \cdot 10^{-14} \cdot x^3 - 0,18 \cdot x^2 - 3 \cdot 10^{-13} \cdot x + 4,500 \quad (27)$$

Vzhledem k hodnotám koeficientů mocnin 3. a 4. řádu v rovnici (27) je zřejmé, že vhodnou aproximací bude kvadratická rovnice. Při zanedbání lineárního koeficientu v rovnicích (26) a (27) nabývá výsledná rovnice tvaru

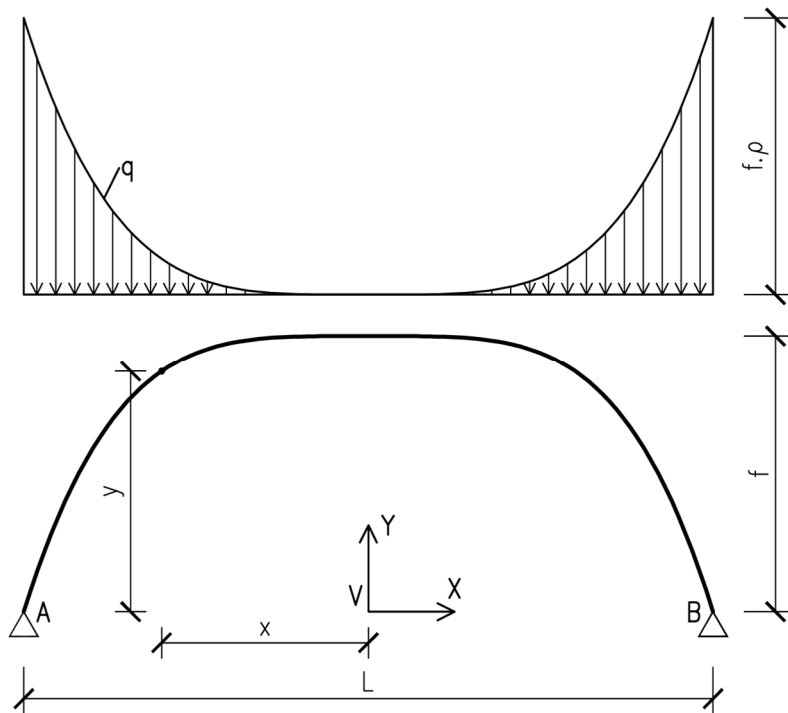
$$y = -0,18 \cdot x^2 + 4,500 \quad (28)$$

Tato parabola má ovšem vzepětí $f = 4,500$ m. Z toho důvodu je nutno nahradit ji afinní parabolou o (počátečním) vzepětí $f = 4,000$ m. Výsledná rovnice je pak totožná s rovnicí (5), pouze posunutá po svislé ose o hodnotu f (což je způsobeno posunem počátku souřadného systému).

$$y = -0,16 \cdot x^2 + 4,000 \quad (29)$$

5.3.2. Příklad použití přírůstkové metody – přesýpaný oblouk

Je uvažována dvojkloubová konstrukce přesýpaného mostu zatížená nerovnoměrným spojitým zatížením reprezentujícím zeminu na oblouku. Jaký musí být její tvar, aby v ní vymizely ohybové momenty a smykové síly (Obr. 53)?



Obr. 53 – Příklad – přesýpaný most, schéma

Počáteční tvar střednice oblouku bude roven parabole 4. stupně. Příklad bude opět řešen přímo s numerickým dosazením hodnot rozpětí a vzepětí oblouku, převzatých z kapitoly 5.2.1: $L = 10$ m a $f = 4$ m. Objemová tíha zásypové zeminy bude uvažována hodnotou $\rho = 20$ kN/m³. Stejně jako v kapitole 5.3.1 bude střednice oblouku rozdělena na 40 dílků po vzdálenostech 0,25 m (ve směru osy X). Souřadnice ve směru osy Z budou dopočítány za pomoci analytické geometrie z rovnice paraboly 4. stupně s počátkem souřadného systému uprostřed mezi patami oblouku:

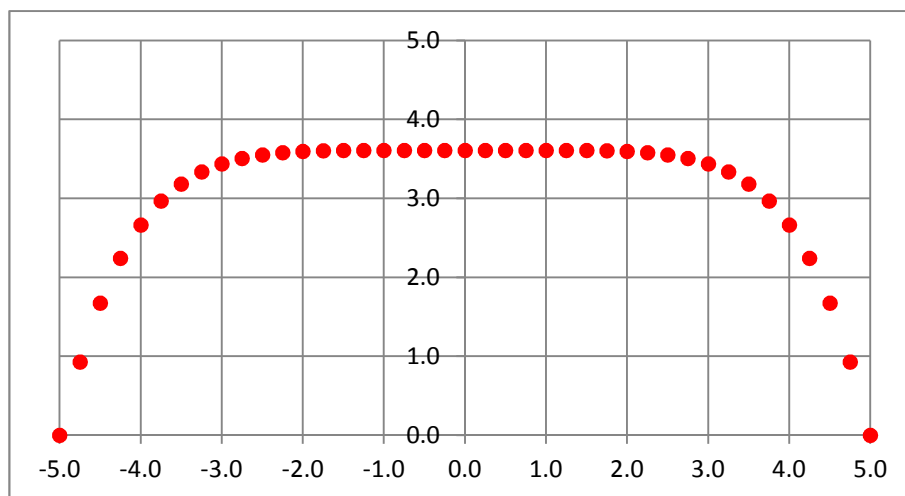
$$y = -\frac{16 \cdot f}{L^4} \cdot x^4 + f \quad (30)$$

Zatížení na každý element oblouku bude vypočítáno z geometrie i-tého uzlu oblouku

$$q_i = (f - y_i) \cdot \rho = \frac{16 \cdot f}{L^4} \cdot x_i^4 \cdot \rho \quad (31)$$

Kritériem pro ukončení iterace bude maximální hodnota ohybového momentu $M_y = 1,00$ kNm.

Výsledné souřadnice získané po 6. kroku iterace jsou zobrazeny na *Obr. 54*.



Obr. 54 – Výsledné souřadnice bodů

Body lze proložit vhodnou křivkou. Nabízí se polynom 6. stupně. Výsledná křivka získaná metodou nejmenších čtverců je (při zanedbání členů lichých mocnin)

$$y = -0,000237 \cdot x^6 - 0,000162 \cdot x^4 + 0,001242 \cdot x^2 + 3,608610 \quad (32)$$

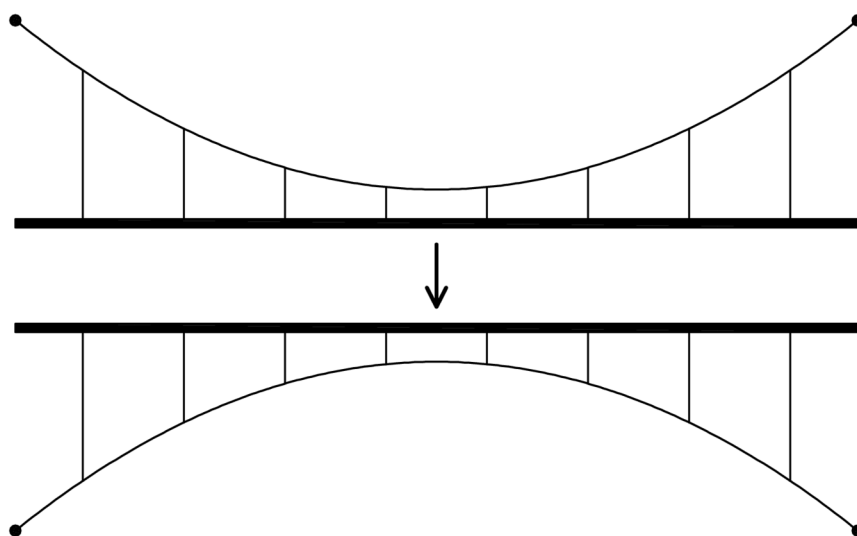
Tato parabola má ovšem vzepětí $f = 3,609$ m. Z toho důvodu je nutno nahradit ji afinní parabolou o vzepětí $f = 4,000$ m. Výsledná rovnice je pak

$$y = -0,000262 \cdot x^6 - 0,000179 \cdot x^4 + 0,001377 \cdot x^2 + 4,000 \quad (33)$$

5.4. Metoda inverze visutého kabelu

Metoda inverze visutého kabelu vychází z poznatku anglického matematika a fyzika Roberta Hooqa, který již v 2. polovině 17. století prohlásil: „Ut pendet continuum flexile, sic stabit contiguum rigidum inversum“ (volně přeloženo: „Jak visí ohebný kabel, tak obráceně stojí pevný oblouk.“). Ideální tvar střednice oblouku je možno nalézt pomocí stejně zatížené visuté konstrukce, jejíž netuhý kabel má stejné rozpětí jako oblouk, průvės jejího kabelu je roven projektovanému vzepětí oblouku a která má totožné okrajové podmínky jako projektovaný oblouk (obvyklé je v tomto případě kloubové uložení). Samozřejmostí je použití stejných průřezových charakteristik a použitých materiálů (což je v praxi nemožné, avšak pro potřeby výpočtu nutné). Princip metody bude demonstrován na příkladech.

Volně visící kabel, zatížený pouze vlastní tíhou, nabývá tvaru řetězovky, tj. křivky odpovídající tvaru grafu funkce hyperbolický kosinus. Navrhnout geometrii oblouku na základě inverze řetězovky by mělo význam v případě, že by vlastní tíha samotného oblouku byla výrazně vyšší než zatížení od spojitého zatížení (např. od mostovky a ostatních stálých zatížení) [7]. V praxi tomu bývá spíše naopak.



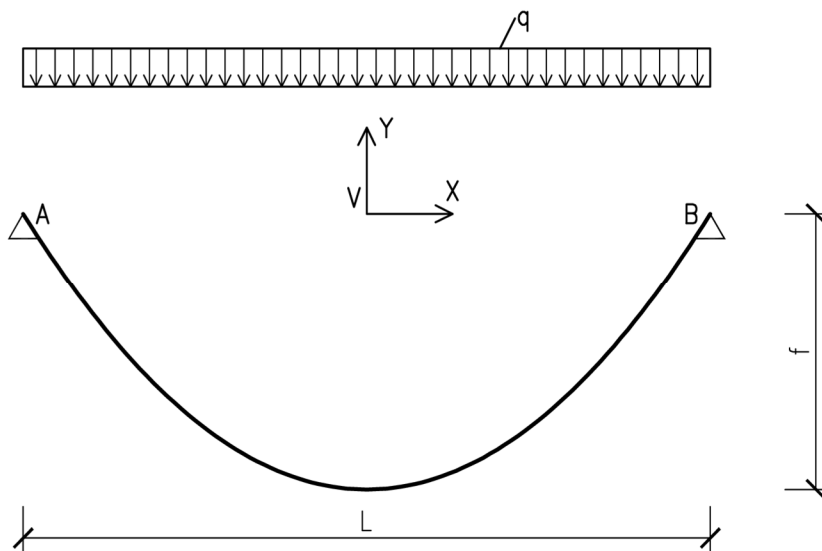
Obr. 55 – Princip metody inverze visutého kabelu

5.4.1. Příklad použití metody inverze visutého kabelu – dvojklobový oblouk

Jaký tvar zaujme kloubově uložený visutý kabel zatížený rovnoměrným spojitým zatížením (*Obr. 56*)?

Příklad je možno řešit jak analyticky, tak pomocí výpočetního softwaru. Analytickým řešením, stejně jako problematikou řetězovek, se zabývá například [6], [7] anebo [8]. Tento konkrétní případ bude řešen druhým způsobem.

Pro výchozí tvar bude zvolen vodorovný kabel o rozpětí $L = 10$ m. Předpoklad je takový, že nezávisle na počátečním tvaru kabelu budou výsledné tvary vůči sobě afinní. Spojité zatížení bude opět $q = 10$ kN/m.

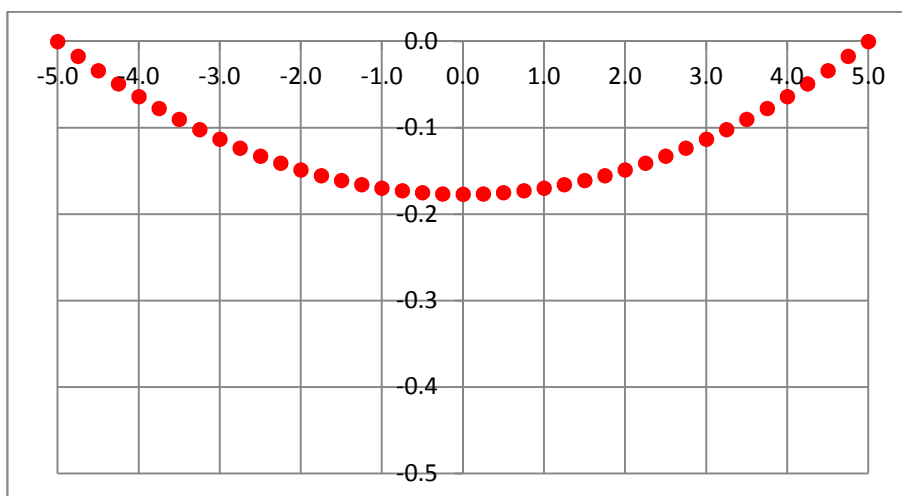


Obr. 56 – Příklad – dvojkloubový oblouk, schéma

Jelikož bude ve výpočetním programu řešen příklad pomocí nelineárního výpočtu (ovšem bez vlivu tahového zpevnění kabelu), je tvar získán během jediného výpočetního kroku.

Výsledná křivka získaná metodou nejmenších čtverců ze svislých deformací má rovnici

$$y = 0,0071 \cdot x^2 - 0,1767 \quad (34)$$



Obr. 57 – Výsledné souřadnice bodů kabelu

Vzhledem k maximální deformaci kabelu uprostřed rozpětí $y_{\max} = 176,7$ mm odpovídá tato parabola (*Obr. 57*) oblouku z příkladu 5.2.1, rovnice (5) (posunutá o vzepětí f , dle výše zmíněné notace rovna y_{\max}). Inverzí geometrie a úpravou vzepětí výsledného oblouku na hodnotu $f = 4$ m lze obdržet opět rovnicí (29), potvrzujíc tímto správnost přístupu.

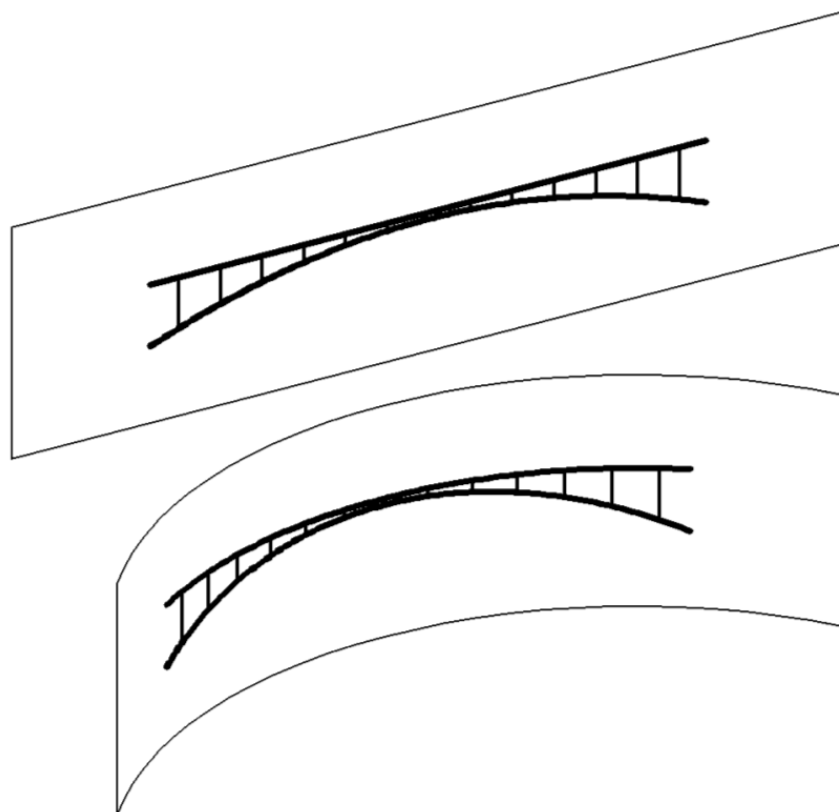
5.5. Shrnutí

Všechny zmíněné metody mají svá specifika a každá z nich konkrétní výhody a nevýhody. Je ovšem důležité poukázat na fakt, že metody se týkají rovinných oblouků. Žádná z nich nepředpokládá primární využití pro návrh oblouku prostorově zakřiveného. V následujících kapitolách bude z toho důvodu hledán způsob, jak některou z těchto metod aplikovat na půdorysně zakřivenou konstrukci, případně bude hledána jiná metoda pro návrh prostorově zakřivené obloukové konstrukce tak, aby byl její oblouk namáhán pro konkrétní kombinaci zatížení pouze normálovou silou.

6. PARAMETRICKÁ STUDIE PŮDORYSNÉHO ZAKŘIVOVÁNÍ OBLOUKOVÉ KONSTRUKCE

Jak již bylo ukázáno v kapitole 3.2, půdorysné zakřivení má významný vliv na návrh konstrukce a na její analýzu. V kapitole 2 bylo ukázáno, že se k těmto konstrukcím v minulosti přistupovalo jako k rovinným konstrukcím. Nabízí se proto otázka, kdy se dá ještě půdorysně zakřivená konstrukce navrhnout podobně jako konstrukce přímá, a kdy už je nutno přistup k návrhu změnit.

Z toho důvodu byla provedena parametrická studie, ve které byl sledován vliv půdorysného zakřivování konstrukce na její chování, tj. na průběhy vnitřních sil a na její deformace. Zakřivování bylo prováděno tak, že rovinná konstrukce byla obtáčena kolem svislé válcové plochy o známém poloměru (*Obr. 58*). Předpoklad byl takový, že normálová síla v oblouku se bude zmenšovat a naopak ohybové momenty v oblouku se budou zvětšovat. Cílem studie bylo nalezení limitního poloměru válcové plochy R_{lim} takového, aby mohla být obloukové konstrukce navržena stejným způsobem jako konstrukce půdorysně nezakřivená.

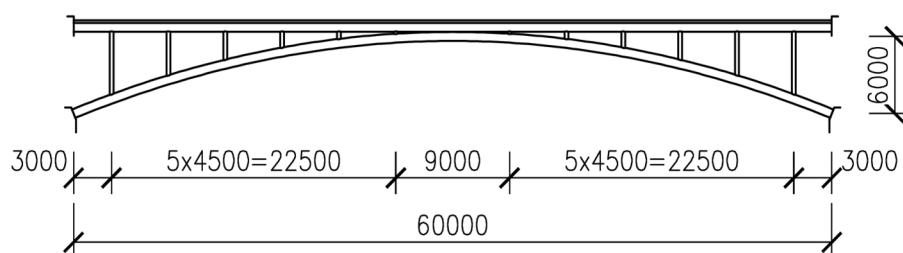


Obr. 58 – Schéma půdorysného zakřivení přímé konstrukce kolem svislé válcové plochy

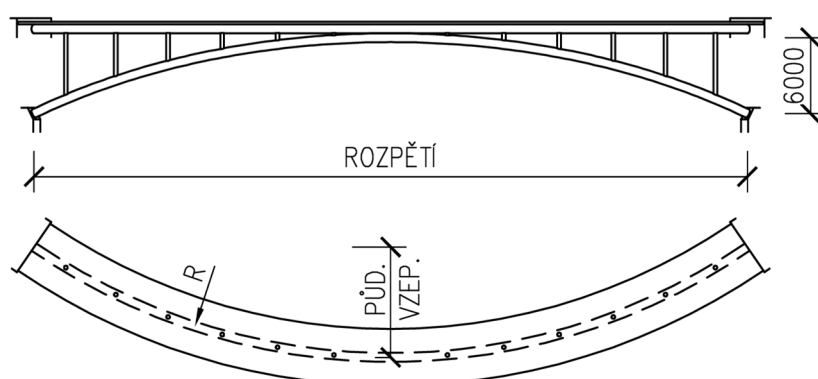
6.1. Předpoklady studie

Studium chování půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí bylo realizováno na referenční konstrukci lávky pro pěší s obloukem v ose mostovky. Tvar oblouku byl zvolen jako parabola 2. stupně¹² s poměrem vzepětí ku délce 1/10. Tato konstrukce byla nejprve analyzována jako přímá a následně v pěti krocích byla zakřivena do poloměrů 500 m, 250 m, 100 m, 50 m a 25 m. Zakřivení bylo realizováno tak, že byla celá konstrukce otočena kolem svislé válcové plochy.

Délka konstrukce byla stanovena na 60 m, přičemž počáteční rozpětí mělo stejnou velikost. U zakřivených konstrukcí se pak rozpětí se zmenšujícím se poloměrem půdorysného zakřivení také zmenšovalo, protože se opěry konstrukce přibližují (v extrémním případě by mohlo rozpětí dosáhnout až 38,197 m). Vzepětí oblouku bylo 6 m a zatížení z mostovky na něj bylo přenášeno prostřednictvím 12 pravidelně rozmístěných, kloubově uložených vzpěr; oblouk byl zároveň tuze spojen s mostovkou ve svém vrcholu (Obr. 59 a Obr. 60).



Obr. 59 – Schéma přímé konstrukce



Obr. 60 – Schéma zakřivené konstrukce

Rozpětí a půdorysná vzepětí pro jednotlivé konstrukce jsou uvedeny v Tab. 1.

¹² Jak bylo vysvětleno v kapitole 5, parabola 2. stupně je nejvhodnější tvar oblouku při předpokládaném rovnoměrném spojitým zatížení. To je sice v daném případě zjednodušení (oblouk není zatížený přímo, ale prostřednictvím vzpěr), avšak ideální tvar oblouku by byl velice podobný.

R [m]	∞	500 m	250 m	100 m	50 m	25 m
Rozpětí [m]	60,000	59,964	59,856	59,104	56,464	46,602
Půdorysné vzepětí [m]	0,000	0,900	1,798	4,466	8,733	15,941

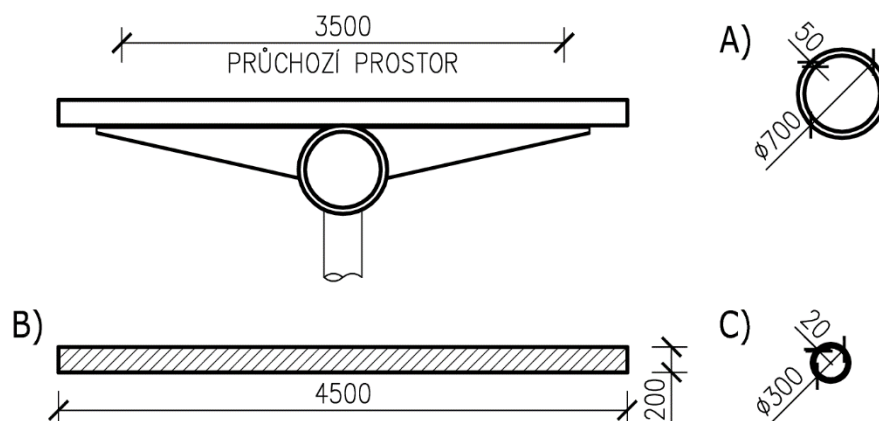
Tab. 1 – Hodnoty rozpětí a půdorysných vzepětí

Jako materiál byla zvolena ocel pevnostní třídy S355 a beton třídy C45/55. Všechny materiálové charakteristiky byly uvažovány dle příslušných platných ČSN EN norem. Vzhledem k charakteru studie, kdy byly sledovány pouze průběhy vnitřních sil a deformací a jednotlivé prvky nebyly posuzovány, byly potřebnými charakteristikami pouze moduly pružnosti a objemové tíhy. Pro potřeby modelování vazeb byl ještě výpočetní model doplněn o tzv. ideální materiál. Ten se vyznačuje výrazně vyšším modulem pružnosti než ostatní použité materiály (řádově vyšším) a nulovou vlastní tíhou. Přehledně jsou vypsány charakteristiky v Tab. 2.

	ocel S355	beton C45/55	ideální materiál
E [GPa]	210,0	36,0	$1 \cdot 10^9$
γ [kN/m ³]	78,5	25,0 (zavtrdlý) 26,0 (vlhký)	0,000

Tab. 2 – Charakteristiky použitých materiálů

Mostovka byla spřažená a skládala se z ocelové roury TR700/50 a betonové desky šířky 4,5 m a tloušťky 0,2 m. Oblouk byl tvořen ocelovou rourou TR700/50, vzpěry profily TR300/20 (Obr. 61).



Obr. 61 – Příčný řez a průřezy konstrukce pro parametrickou studii:
A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) betonová část mostovky; C) vzpěry

Aby bylo dosaženo co nejreálnějšího namáhání konstrukce, bylo nutné uvažovat důsledky výstavby konstrukce. Ta byla rozdělena na 4 kroky reprezentující zásadní změny v zatěžování konstrukce. Vliv dotvarování a smršťování betonu nebyl brán v potaz. Z toho důvodu nebyly jednotlivým krokům přiřazeny časové uzly.

Krok 1

V prvním kroku byla zavedena do výpočtu ocelová část konstrukce se svými okrajovými podmínkami. Na konstrukci působila pouze vlastní tíha.

Krok 2

Ve druhém kroku bylo na ocelovou konstrukci aplikováno zatížení odpovídající betonové desce mostovky, avšak s objemovou tíhou rovnou vlhkému betonu.

Krok 3

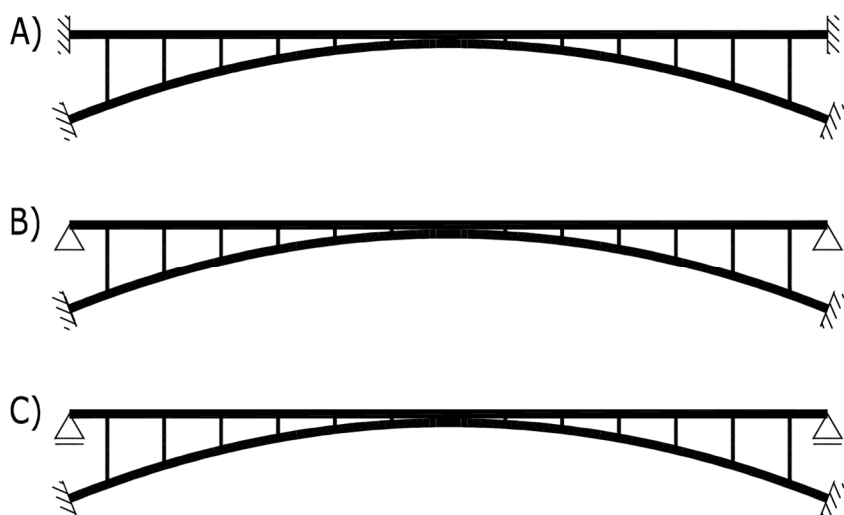
Další krok představovalo zmonolitnění betonu. To znamenalo, že do matice tuhosti konstrukce byly zavedeny elementy reprezentující betonovou desku mostovky i s pevnými vazbami, spojujícími ji s ocelovou částí mostovky. Nové elementy byly aplikovány na již deformovanou konstrukci a jejich počáteční namáhání je nulové. Zatížení od vlhkého betonu bylo zaměněno za zatížení odpovídající suchému (zatvrdlému) betonu.

Krok 4

Nakonec byla konstrukce zatížena ostatním stálým zatížením, v tomto případě rovným tíze zábradlí. Jelikož v madle zábradlí nebyly uvažovány žádné předpínací kabely, nebylo zábradlí přidáváno do matice tuhosti konstrukce.

Chování během zakřívování bylo sledováno i ve vztahu k okrajovým podmínkám konstrukce. U oblouku bylo vždy uvažováno vetknutí, a to i navzdory skutečnosti, že kloubové uložení by umožňovalo návrh bez ohybových momentů ve vetknutí. Na druhou stranu se dá předpokládat, že oblouk půdorysně zakřivené konstrukce by bylo jednodušší realizovat jako vetknutý. Oproti tomu u mostovky je možné uvažovat více typů uložení – vetknutí, pevné klouby nebo podélně posuvné klouby¹³ (*Obr. 62*). Mostovka zároveň nebyla uložena na každém konci pouze v jednom bodě, ale prostřednictvím 3 m dlouhého příčnicku ve dvou bodech. Díky tomu bylo možné správně zachytit kroucení nosné konstrukce a sledovat, zda není konstrukce náchylná k nadzvedávání ložisek.

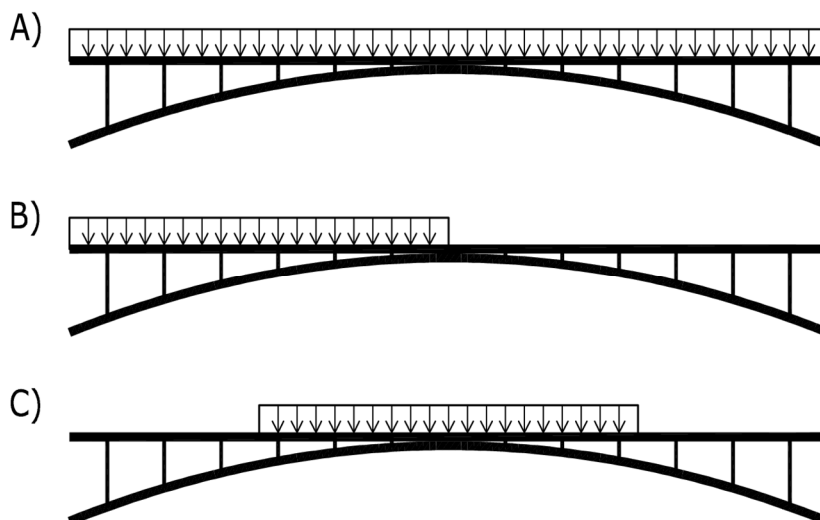
¹³ Kromě pevného a posuvného kloubu by bylo možno uvažovat i klouby posuvné, ale v podélném směru konstrukce podepřené pružně. Takto podepřené konstrukce však při uvažování různých tuhostí pružin (tj. tuhých i měkkých) vykazovaly výsledky v totožném rozmezí hodnot jako mezi pevnými a posuvnými klouby, v případě měkkých pružin i totožné jako při užití posuvných kloubů. Z toho důvodu nejsou součástí této studie.



Obr. 62 – Schéma okrajových podmínek konstrukce: A) vetknutá mostovka; B) kloubově uložená mostovka; C) posuvně uložená mostovka

Vzhledem k charakteru této studie nebyly jednotlivé konstrukce analyzovány na veškerá možná zatížení dle příslušných zatěžovacích norem, ale pouze na svislá stálá a nahodilá zatížení. Stálá zatížení sestávala z vlastní tíhy konstrukčních prvků (ocelové konstrukce a betonové desky mostovky), tíhy příčníků (uvažovány 1,5 kN nad každou vzpěrou a na koncích mostovky) a zábradlí (o velikosti 1 kN/m), proměnná zatížení sestávala ze tří zatěžovacích stavů, reprezentujících zatížení od chodců, o velikosti 4,0 kN/m² (tj. pro předpokládaný průchozí prostor o šířce 3,5 m bylo na mostovku zadáno liniové zatížení o velikosti 14,0 kN/m) působící na celou délku konstrukce (Obr. 63 A), na první polovinu její délky (tj. mezi staničením 0,00 m – 30,00 m, Obr. 63 B) a na střední polovinu její délky (tj. mezi staničením 15,00 m – 45,00 m, Obr. 63 C). Zatížení pak byla dále kombinována ve 4 charakteristických kombinacích, reprezentujících jednak samostatně stálá zatížení (kombinace C01), a také kombinaci účinků stálých zatížení a jednotlivých proměnných zatížení (kombinace C02, C03 a C04).

Jelikož bylo nutné dodržet navrhovanou niveletu konstrukce, muselo být u každého modelu provedeno nadvýšení konstrukce. Provedeno bylo tak, že hodnoty deformací od stálého zatížení (tj. po 4. kroku postupu výstavby) ve směru osy Z byly s opačným znaménkem přičteny k souřadnicím uzlů mostovky a oblouku. Následně byl opět proveden výpočet. Nově dosažené deformace byly porovnány s hodnotami nadvýšení v každém uzlu. Pokud byl rozdíl v absolutní hodnotě roven $5 \cdot 10^{-4}$ m nebo vyšší, postup se opakoval. V opačném případě výpočet skončil a nadvýšení z předchozího kroku iterace bylo považováno za konečné.



Obr. 63 – Schéma umístění proměnného zatížení

Výpočty byly provedeny v programovém prostředí MIDAS Civil za použití prvků typu BEAM (jednotlivé části mostovky, oblouk a pevné vazby) a TRUSS (vzpěry). Výpočetní modely byly uvažovány jako prutové. Mostovka délky 60 m byla rozčleněna na dvě části (ocelovou a betonovou), navzájem spojené pevnými vazbami. Každá z částí mostovky byla dále po délce rozdělena na elementy délky 0,5 m. Ocelový oblouk byl rozdělen na stejný počet elementů jako mostovka, tj. 120, ovšem s tím rozdílem, že jednotlivé elementy měly různé délky. To bylo dáno tím, že X-ové a Y-ové souřadnice uzlů oblouku byly totožné se souřadnicemi uzlů mostovky. Z těchto souřadnic se následně dopočítávala výška oblouku, vycházející z rovnice paraboly (obecně $y = -A \cdot x^2$, v této studii $y = -1/150 \cdot x^2$)¹⁴. Oblouk a ocelová roura mostovky byly spojeny kloubově uloženými vzpěrami. Temeno oblouku bylo s mostovkou spojeno v jednom bodě prostřednictvím pevné vazby.

6.2. Vyhodnocení výsledků

6.2.1. Vyhodnocení vnitřních sil na oblouku

Vzhledem k tomu, že tématem této práce je chování obloukových konstrukcí, bude i faktorem ovlivňujícím stanovisko vhodnosti analýzy zakřivené konstrukce jako konstrukce rovinné hlavně namáhání oblouku; namáhání ostatních konstrukčních částí bude sledováno pouze okrajově.

Průběhy vnitřních sil lze sledovat jednak ve vztahu k jednotlivým průběhům zakřivení (při totožných okrajových podmínkách), a pak také v kontextu změny okrajových podmínek (při totožném půdorysném zakřivení).

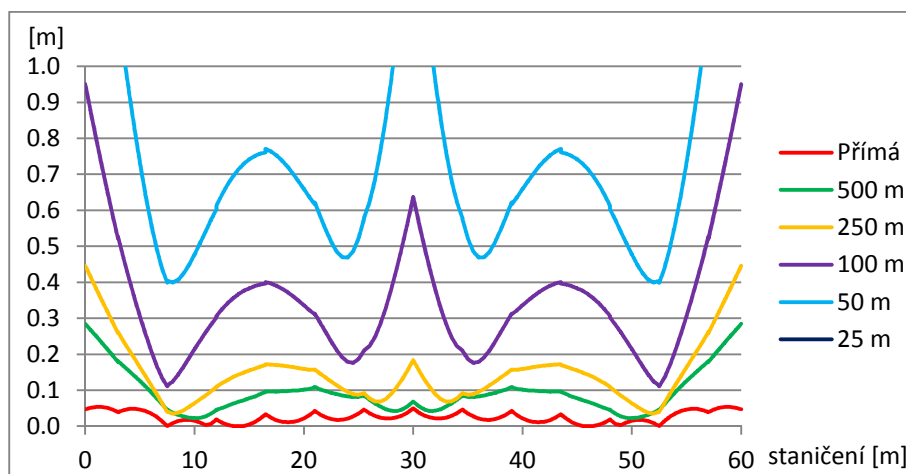
¹⁴ Výpočetní modely zakřivených konstrukcí se liší jedním zásadním způsobem: souřadnice na X-ové ose z přímé konstrukce se stávají staničením nivelety a nové X-ové souřadnice se stejně jako Y-ové souřadnice dopočítávají prostřednictvím goniometrických funkcí z poloměru zakřivení. Souřadnice oblouku ve směru osy Z se v tomto případě dopočítávají právě ze staničení.

Ze srovnání konstrukcí se stejnými okrajovými podmínkami vyplývá několik zřejmých závěrů: Velikost normálových sil na oblouku se zvyšující se křivostí (tj. se snižujícím se poloměrem půdorysného zakřivení¹⁵) významně klesá. To platí pro všechny 4 kombinace zatížení a pro všechny 3 typy okrajových podmínek. Zároveň se u obou typů kloubového uložení mostovky projevuje znatelný skok v průběhu normálové síly v místě uložení krajních vzpěr. Naproti tomu velikosti ohybových a příčných ohybových momentů rostou se zvyšující se křivostí (opět ve všech 4 kombinacích zatížení). I v tomto případě normálové síly v krajních vzpěrách ovlivňují průběhy ohybových momentů na oblouku u obou typů kloubového uložení, formujíc v daných místech znatelné lokální nespojitosti. Kroutící momenty také rostou se zvyšující se půdorysnou křivostí, přičemž pro vetknutou mostovku a mostovku uloženou na pevných kloubech nabývají totožných hodnot a pro mostovku uloženou na posuvných kloubech jsou přibližně o 50 % vyšší. Hodnoty vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení a různé okrajové podmínky jsou uvedeny v Příloze 1.

Pro posouzení namáhání oblouku se jako nejvhodnější hledisko jeví poměr celkového ohybového namáhání a namáhání normálovou silou. Tento poměr bude označen písmenem e ¹⁶ a lze jej vyjádřit jako

$$e = \frac{M_c}{N} = \frac{\sqrt{M_y^2 + M_z^2}}{N} \quad (35)$$

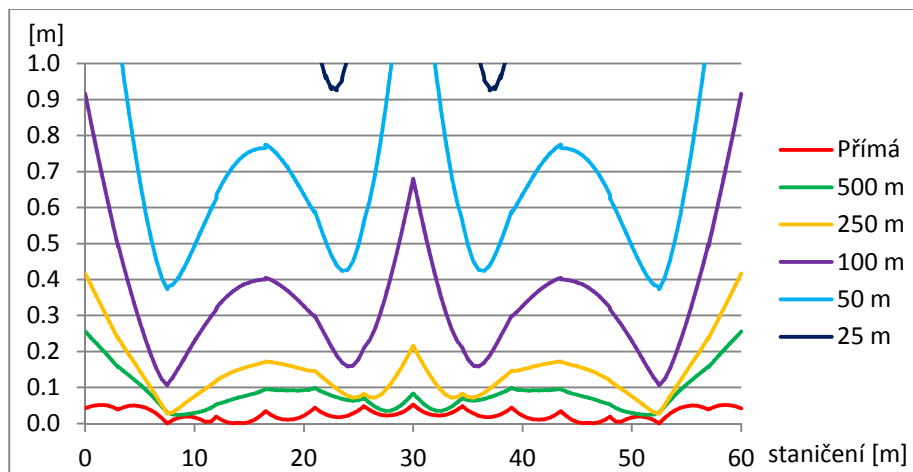
Na Obr. 64 až Obr. 75 jsou uvedeny průběhy hodnoty e po délce staničení oblouku pro jednotlivé kombinace a okrajové podmínky. Na Obr. 64 je u konstrukce o poloměru zakřivení 25 m srovnávaná excentricita tak velká, že je mimo rozsah grafu.



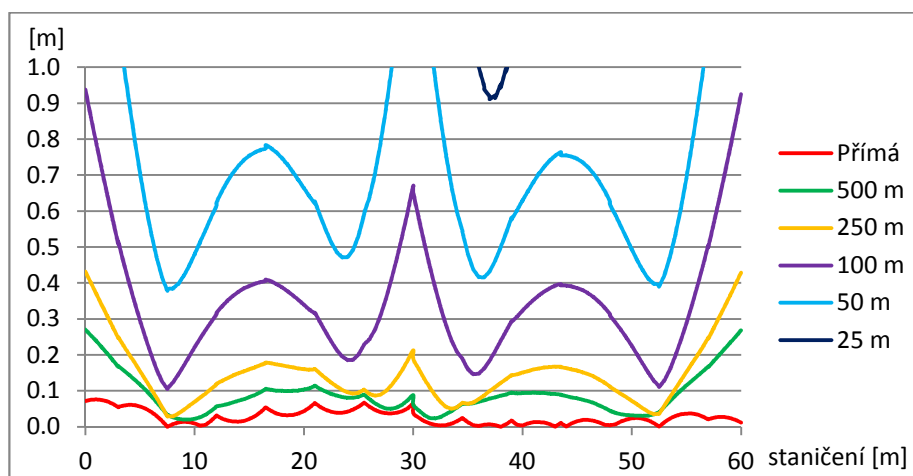
Obr. 64 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro vetknutou mostovku

¹⁵ Přímá konstrukce je považována za zakřivenou konstrukci o nekonečném poloměru a nulové křivosti.

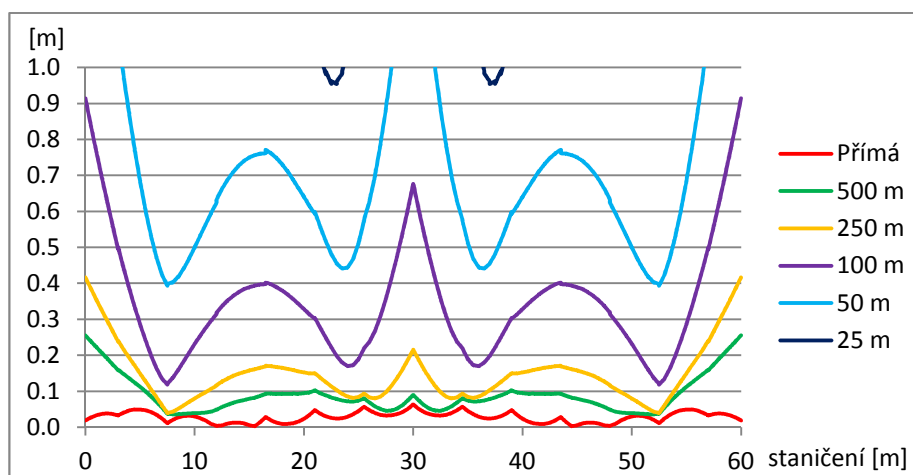
¹⁶ Notace je označena písmenem „e“, protože se jedná o excentricitu normálové síly.



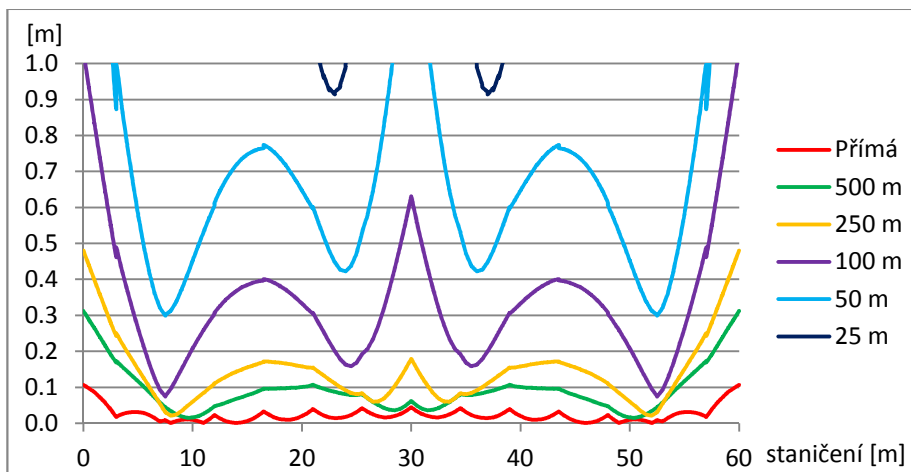
Obr. 65 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro vetknutou mostovku



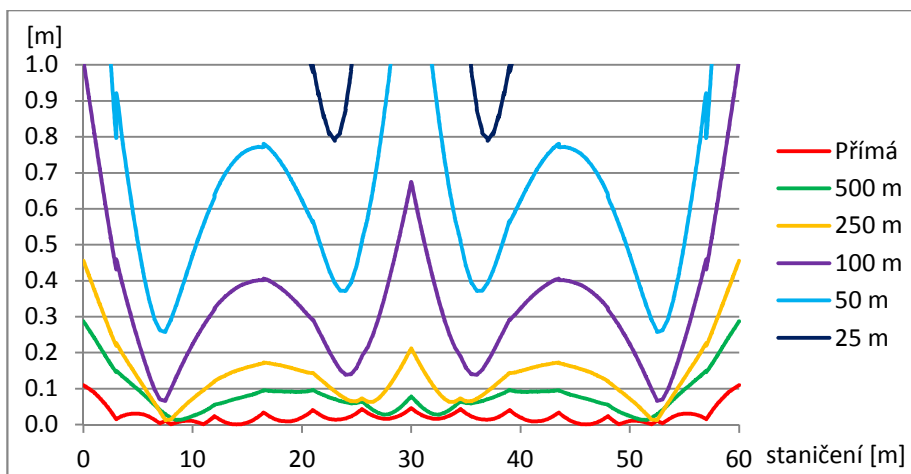
Obr. 66 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro vetknutou mostovku



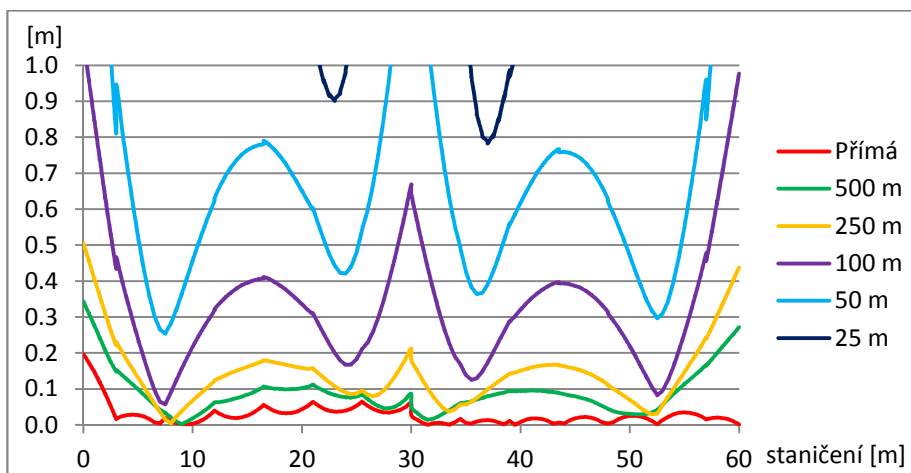
Obr. 67 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro vetknutou mostovku



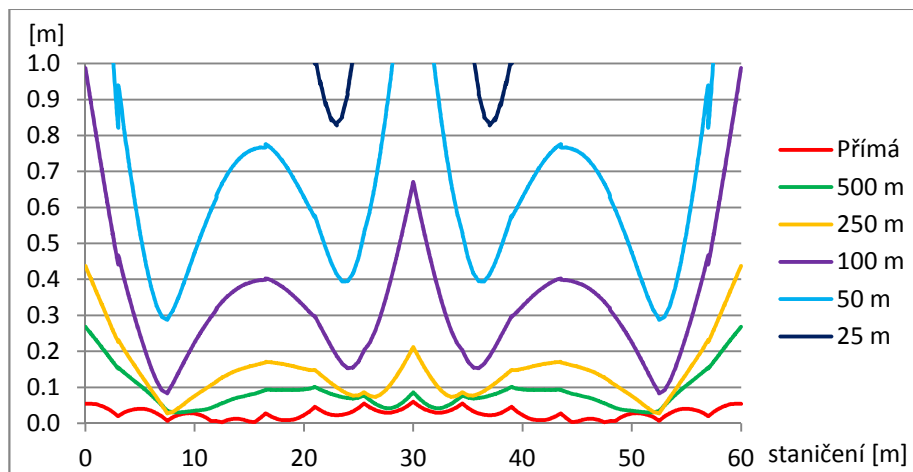
Obr. 68 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro kloubově uloženou mostovku



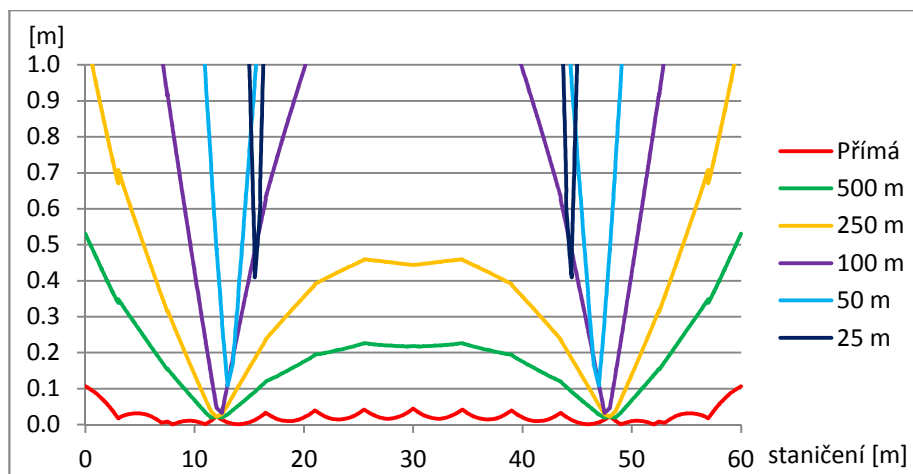
Obr. 69 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro kloubově uloženou mostovku



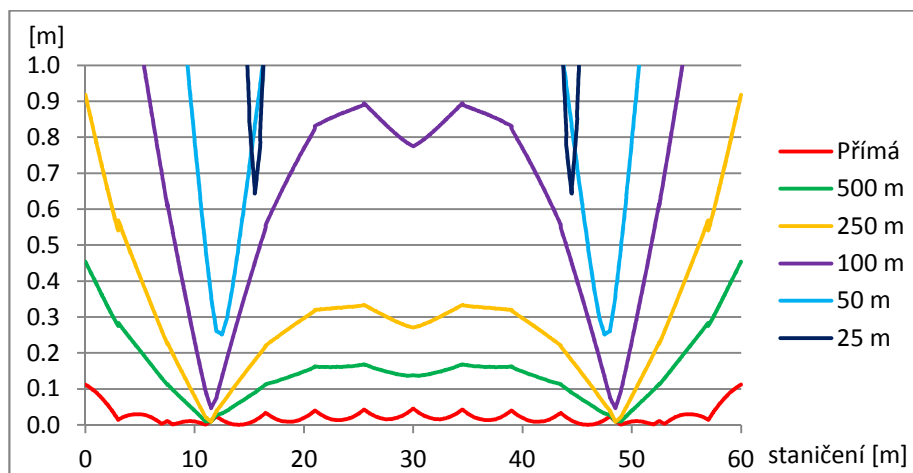
Obr. 70 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro kloubově uloženou mostovku



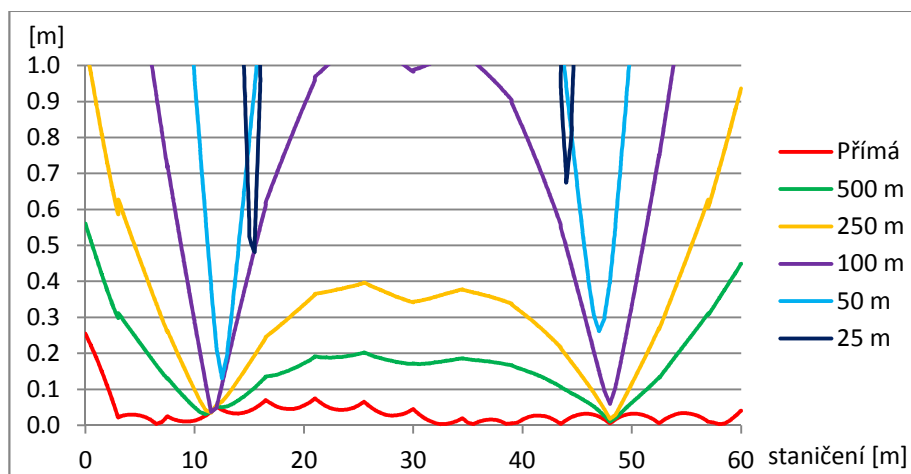
Obr. 71 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro kloubově uloženou mostovku



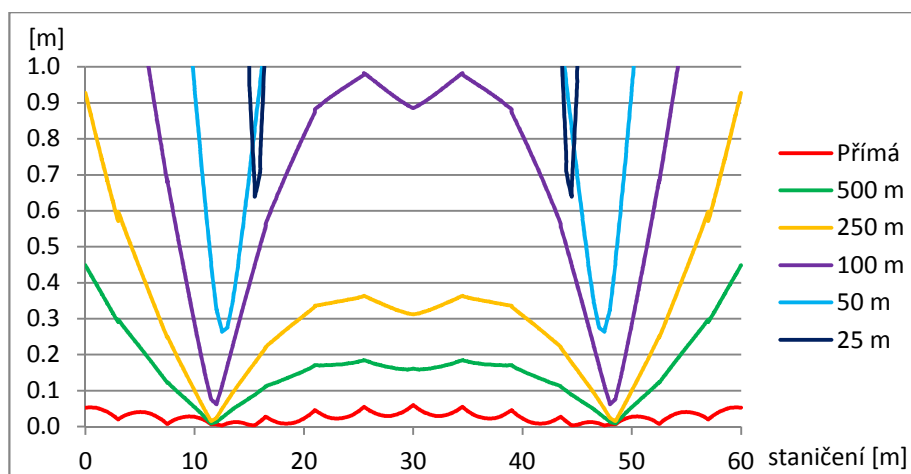
Obr. 72 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro posuvně uloženou mostovku



Obr. 73 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro posuvně uloženou mostovku



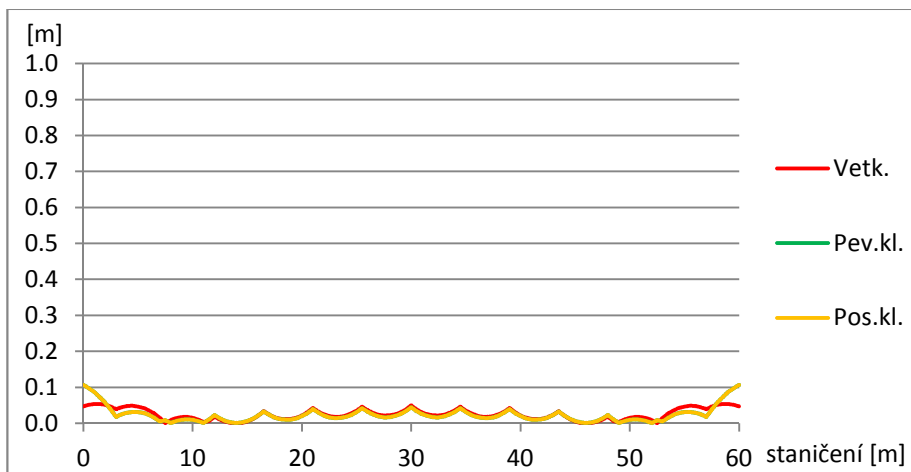
Obr. 74 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro posuvně uloženou mostovku



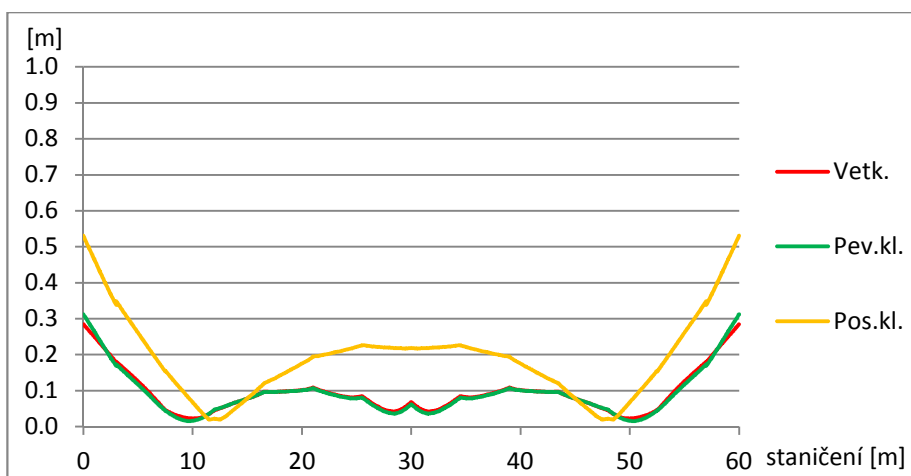
Obr. 75 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro posuvně uloženou mostovku

Ze srovnání konstrukcí s totožným půdorysným zakřivením vyplývá i další závěr: Zatímco průběhy excentricit e jsou pro vetknutou mostovku a mostovku uloženou na pevných kloubech obdobné, průběhy na konstrukcích s posuvně uloženými mostovkami jsou (s výjimkou přímé konstrukce) odlišné a v absolutní hodnotě i násobně vyšší. Se vzrůstající křivostí konstrukce je i rozdíl mezi konstrukcemi vyšší.

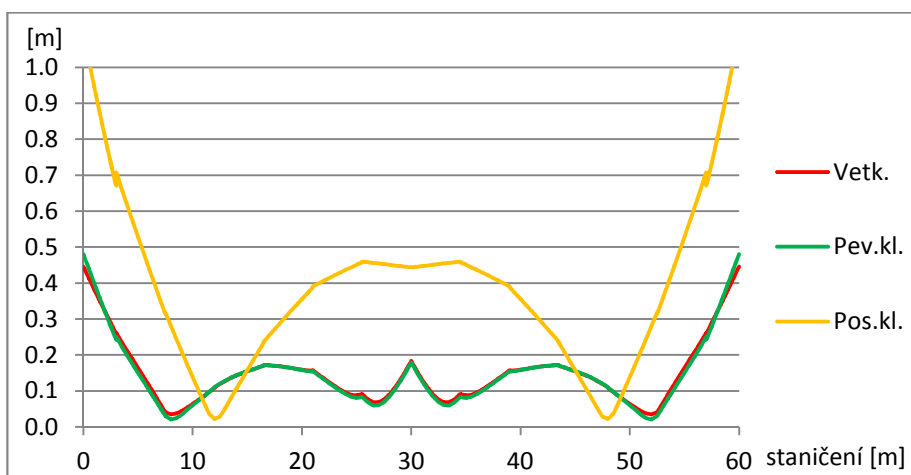
Na Obr. 76 až Obr. 81 jsou uvedeny průběhy hodnoty po délce staničení oblouku e pro kombinaci CO1 (pro porovnání okrajových podmínek je tato kombinace dostačující) a jednotlivé poloměry zakřivení. Na Obr. 81 byl použit dvojnásobný rozsah hodnot na ose Y, jelikož hodnoty pro vetknutou mostovku byly zcela mimo graf.



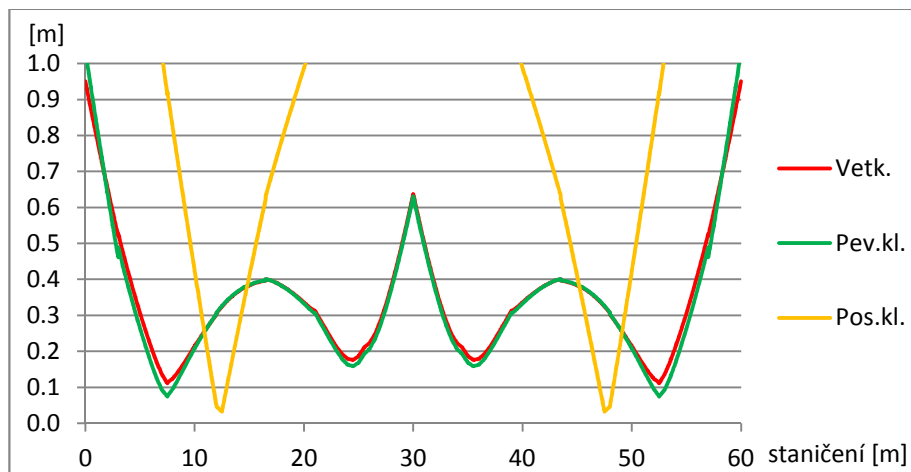
Obr. 76 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro přímou konstrukci



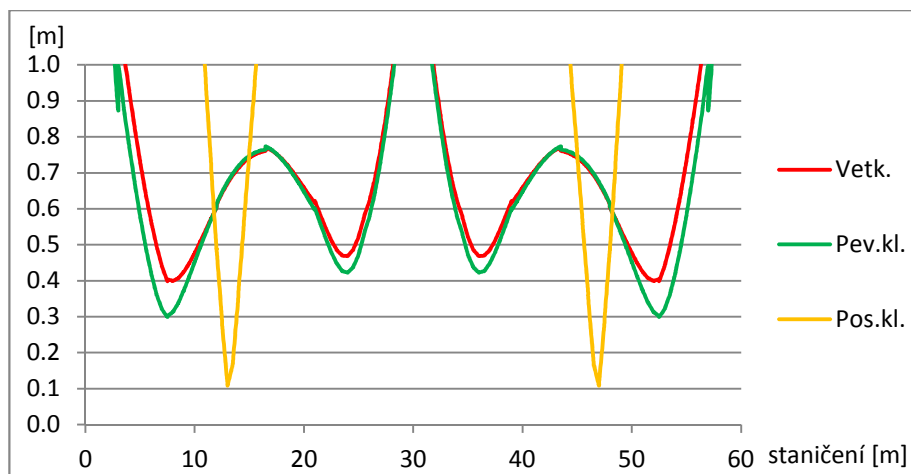
Obr. 77 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 500 m



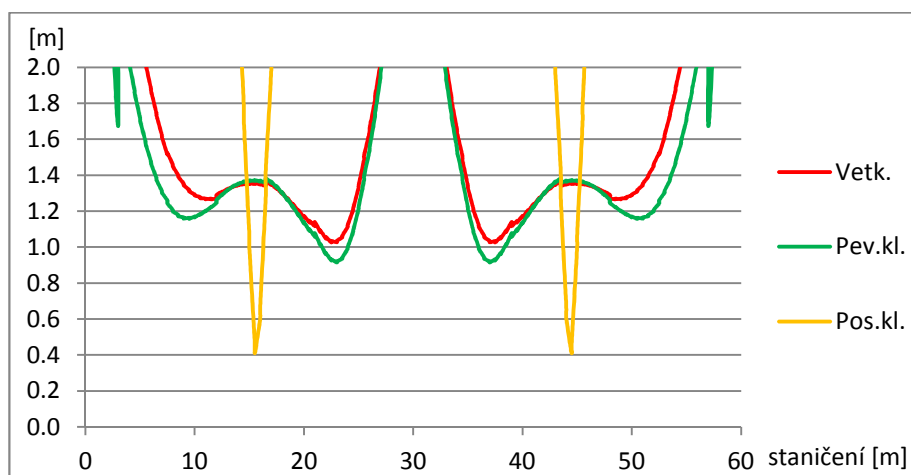
Obr. 78 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 250 m



Obr. 79 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 100 m



Obr. 80 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 50 m



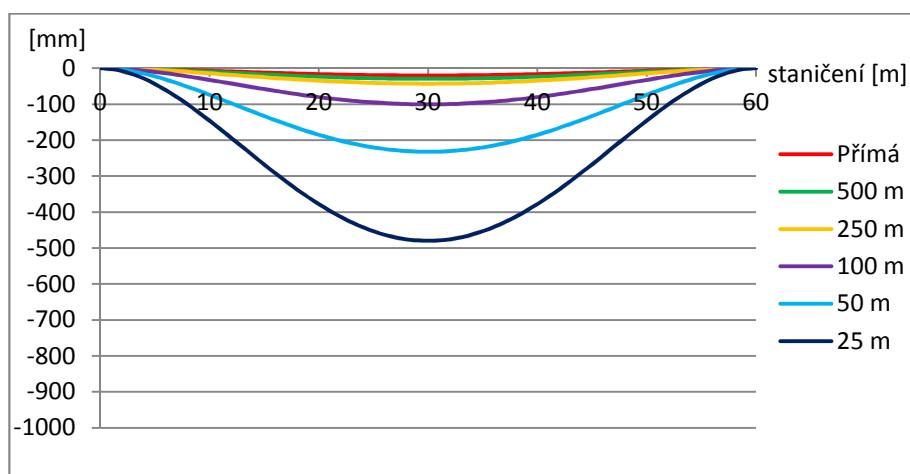
Obr. 81 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 25 m

6.2.2. Vyhodnocení svislých deformací konstrukce

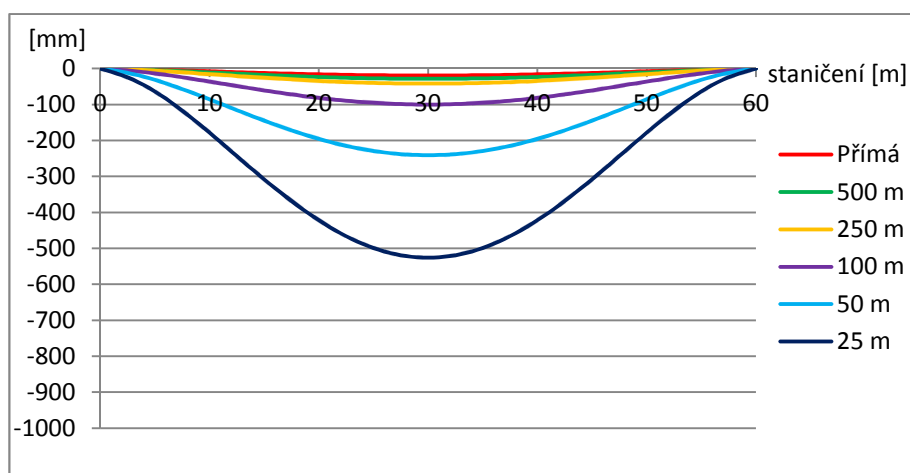
Stejně jako vnitřní síly, i deformace byly sledovány jak ve vztahu k jednotlivým poloměřům zakřivení při stejných okrajových podmínkách, tak pro stejné poloměry půdorysného zakřivení a odlišných okrajových podmínkách.

Z jednotlivých srovnání vyplývá, že svislá deformace mostovky i oblouku se se zvyšující se křivostí také zvětšuje. Zároveň z porovnání různých okrajových podmínek vyplývá, že pro mostovku vetknutou a kloubově uloženou jsou deformace obdobné, zatímco pro posuvně podepřenou mostovku jsou deformace vyšší, pro vysoké křivosti i násobně.

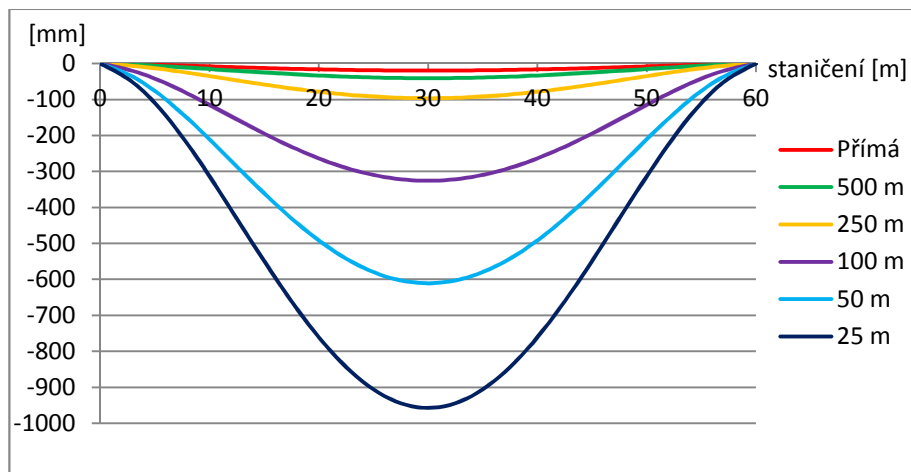
Na druhou stranu, deformace jsou z větší části tvořené zatížením stálým, tudíž je možno je eliminovat nadvýšením konstrukce. Deformace od stálých složek zatížení (tj. odpovídající kombinaci C01) jsou zobrazeny na *Obr. 82* až *Obr. 84*.



Obr. 82 – Svislá deformace od kombinace C01 pro vetknutou mostovku

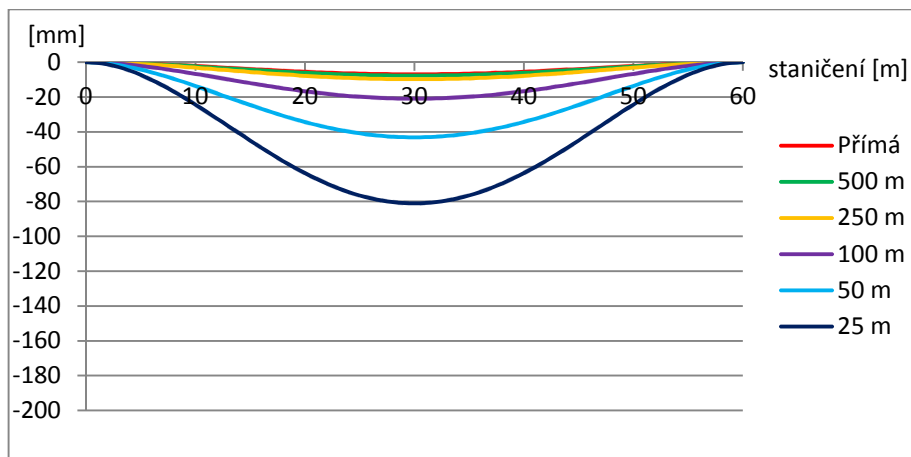


Obr. 83 – Svislá deformace od kombinace C01 pro kloubově uloženou mostovku

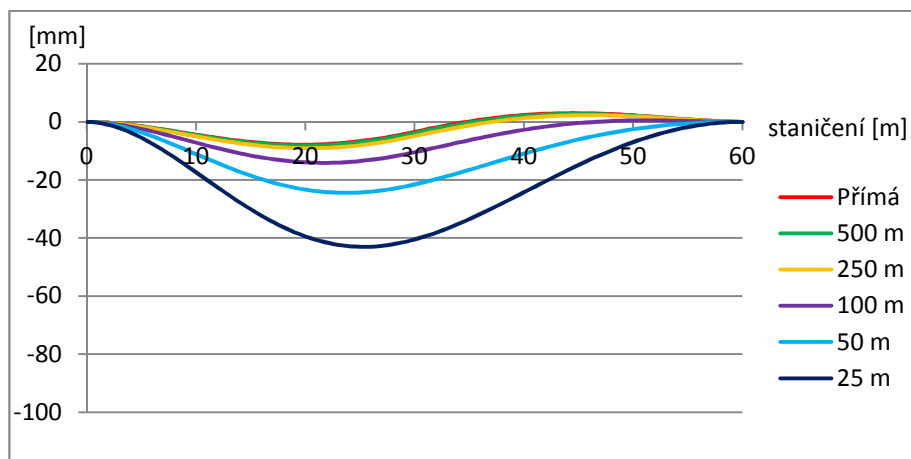


Obr. 84 – Svislá deformace od kombinace C01 pro posuvně uloženou mostovku

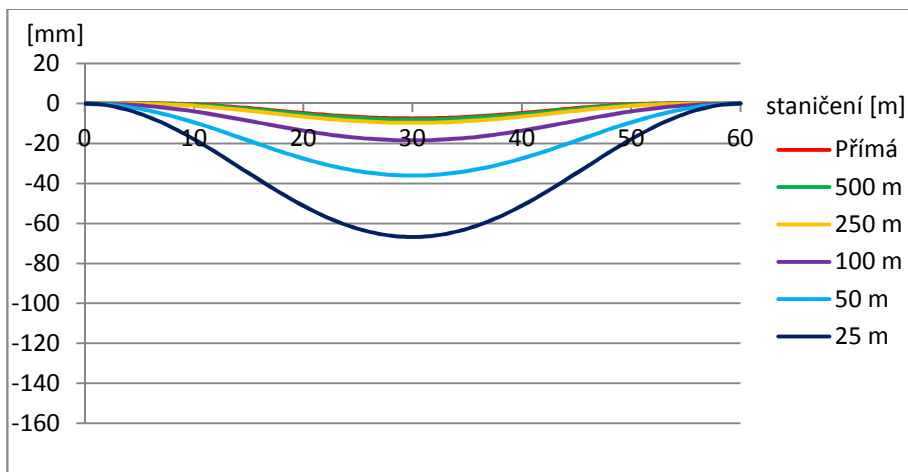
Deformace mostovky od nahodilých složek zatížení jsou uvedeny na Obr. 85 až Obr. 93.



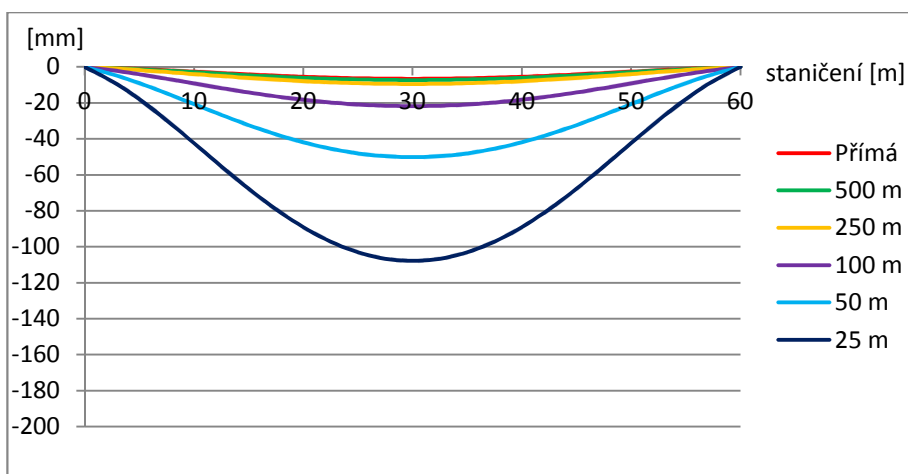
Obr. 85 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro vetknutou mostovku



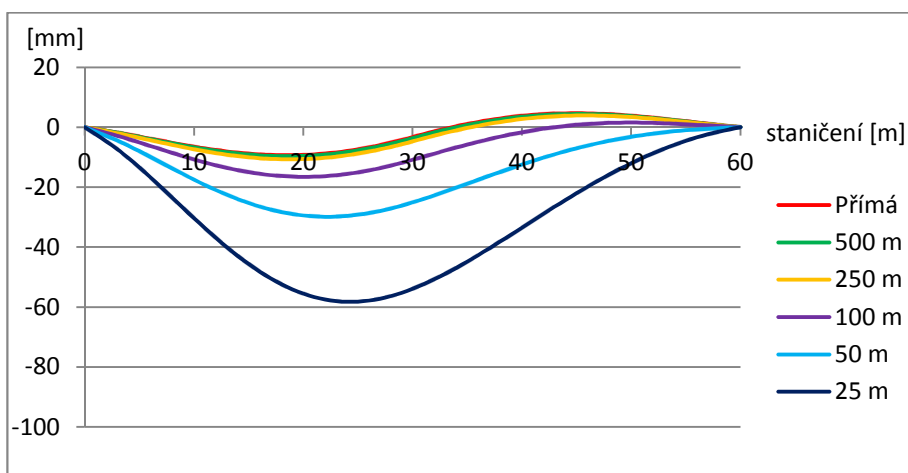
Obr. 86 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro vetknutou mostovku



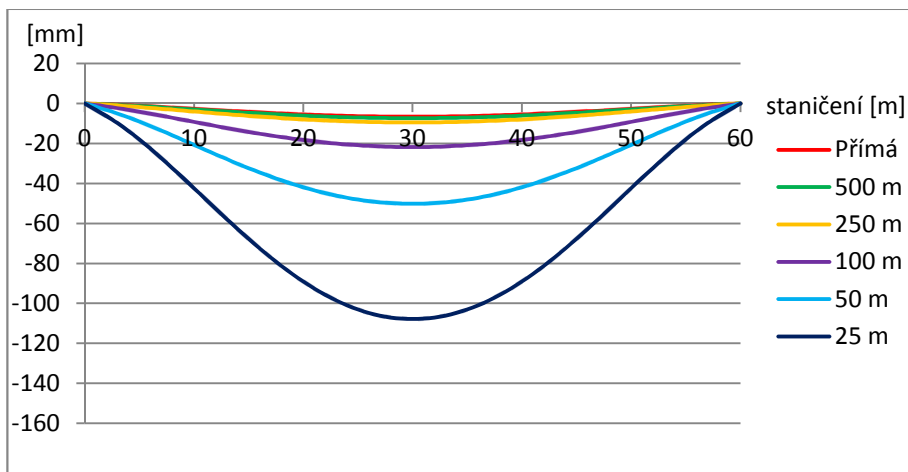
Obr. 87 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro vetknutou mostovku



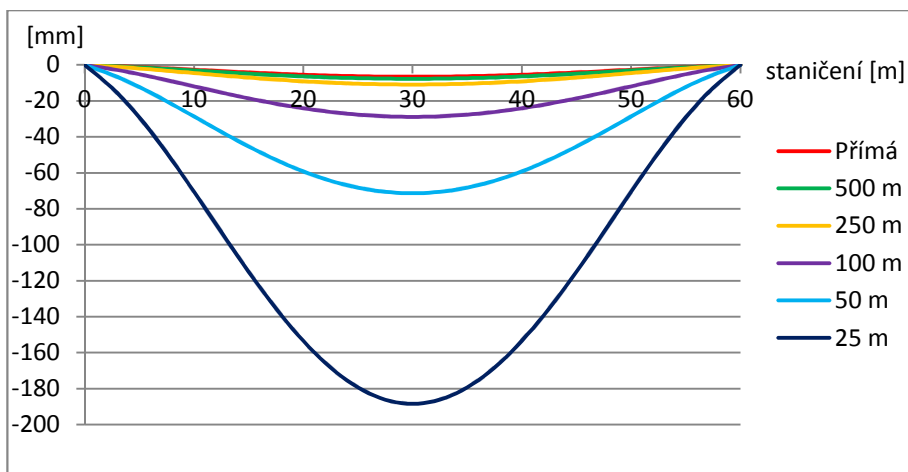
Obr. 88 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro kloubově uloženou mostovku



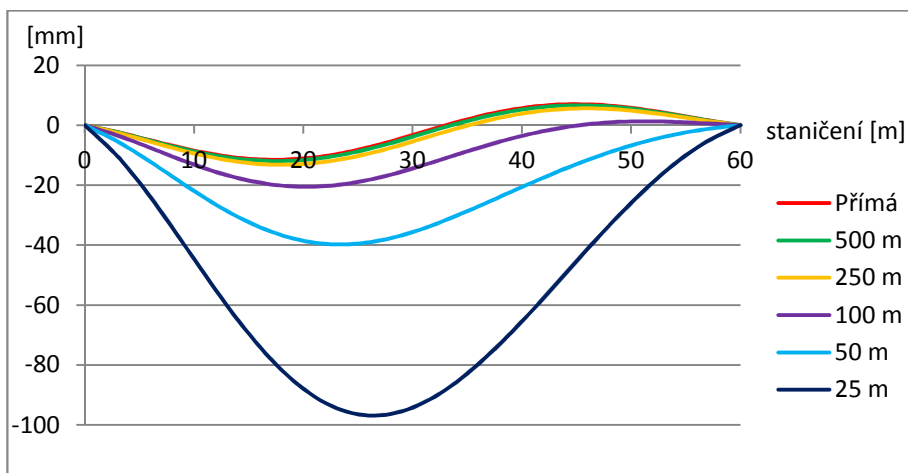
Obr. 89 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro kloubově uloženou mostovku



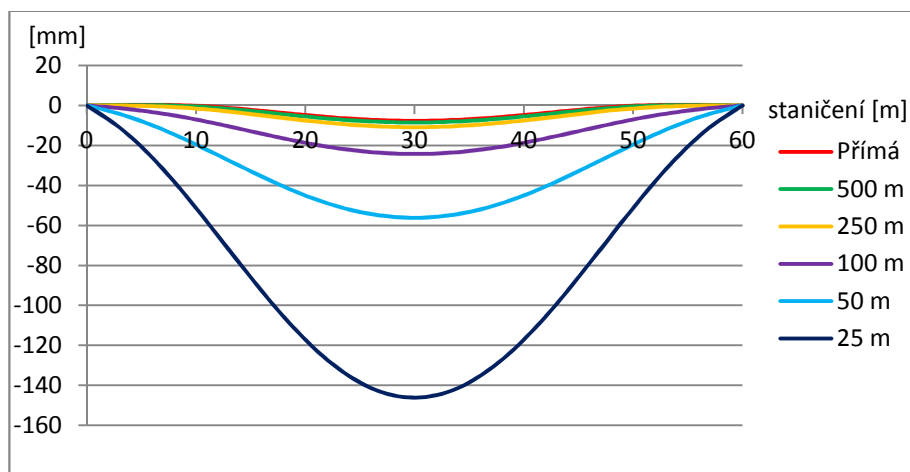
Obr. 90 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro kloubově uloženou mostovku



Obr. 91 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro posuvně uloženou mostovku



Obr. 92 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro posuvně uloženou mostovku



Obr. 93 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro posuvně uloženou mostovku

6.3. Závěr studie

Z výše uvedeného vyplývají dva závěry. Ten první je, v případě zakřivení o poloměrech 100 m, 50 m a 25 m se již nedá hovořit vzhledem k velkému ohybovému namáhání o obloukové konstrukci (jelikož se již jistě nejedná o obloukové působení), ale spíše o konstrukcích podepřených prostorově zakřiveným nosníkem. Z druhé strany škály křivosti lze konstatovat, že konstrukce zakřivené do poloměru 500 m a vyšším vykazují chování velice podobné přímé konstrukci, a proto lze přistoupit k jejich návrhu jako k zakřívování přímé konstrukce. Konstrukce o poloměru zakřivení 250 m zůstává na pomyslném pomezí obou kategorií (poloměry vhodné k zakřivení a poloměry, pro které by bylo třeba přistoupit k odlišnému přístupu k návrhu). Poměry ohybových momentů k normálovým silám jsou již v kritických průřezích několikanásobně vyšší než v případě přímé konstrukce, na druhou stranu ale průběhy vnitřních sil od tohoto zakřivení (a velikosti sil a momentů) by se ještě daly zařadit do kategorie zakřivitelných konstrukcí. Zároveň se dá konstatovat, že (s výjimkou konstrukce s mostovkou uloženou posuvně) je ve většině řezů pro všechny 4 sledované kombinace působitě normálové síly uvnitř průřezu oblouku. Proto pokud nebude provedena podrobnější analýza zahrnující vyšší počet poloměrů zakřivení, bude poloměr 250 m stanoven jako limitní.

Druhý závěr se týká okrajových podmínek. Jako nejvhodnější se zdá mostovku zakřivené konstrukce vetknout. Ačkoliv bylo prokázáno, že průběhy excentricit e jsou pro vetknuté a neposuvně kloubově uložené mostovky obdobné, proti kloubovému uložení hovoří hlavně zvýšené namáhání oblouku a se zvyšující se křivostí nárůst tahových reakcí v uložení, kteréžto by bylo obtížné přenést nekotvenými ložisky. Zároveň konstrukce s vetknutou mostovkou vykazují menší svislé deformace.

7. NÁVRH GEOMETRIE PROSTOROVÉ KONSTRUKCE

V předchozí kapitole byl zkoumán vliv zakřívování rovinných konstrukcí na průběhy vnitřních sil v oblouku. Tento přístup se ukázal vhodný pouze pro poloměr půdorysného zakřivení do 250 m. Pro vyšší křivosti již bude nutné zvolit jiný přístup. Jako nejvhodnější se jeví aplikace některé z metod uvedených v kapitole 5 a upravit ji pro potřeby prostorové konstrukce.

Metody starých mistrů by bylo velmi obtížné aplikovat (vzhledem k době, ve které byly rozvíjeny) na moderní spřaženou konstrukci, u které je oblouk tvořen pouze ocelovou rourou. Analytická metoda by také nebyla příliš vhodná vzhledem ke komplikovanému tvaru prostorové konstrukce. Přírůstková metoda se může jevit jako vhodná pro iterování ideálního tvaru oblouku, avšak úprava geometrie na základě dvojice ohybových momentů by byla náročná na vhodné určení počáteční geometrie konstrukce. Nejvhodnější metodou se tudíž jeví metoda inverze visutého kabelu. Iterační postup za využití metody konečných prvků bude velmi přímočarý. Zkoumání tohoto předpokladu bude jednou z dílčích částí hledání optimální geometrie oblouku.

Jelikož bude tvar konstrukce a její chování verifikováno pomocí zmenšeného (fyzikálního) modelu, bude na to brán zřetel již při návrhu konstrukčního uspořádání prostorové konstrukce.

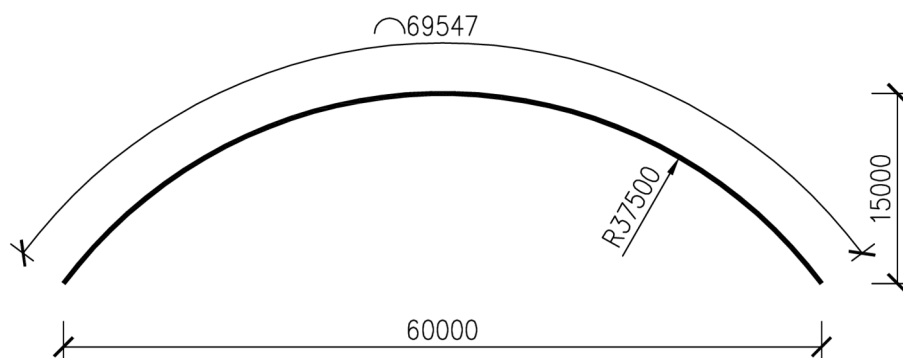
7.1. Konstrukční uspořádání

Konstrukční uspořádání je obdobné jak u konstrukce zakřívované ve studii z předešlé kapitoly. Konstrukce se skládá ze tří částí: spřažené mostovky, ocelového oblouku a ocelových vzpěr. Rozpětí mostovky bylo navrženo 60,0 m, její výškové vedení bylo uvažováno v přímé. Z konstrukčních důvodů bylo stanoveno, že bude přestavovat konstrukci v půdorysu odpovídající přibližně třetině kružnice s co největším poloměrem zakřivení. Ten byl stanoven jako 37,5 m. Tomu při daném rozpětí odpovídá vzepětí směrového oblouku 15,0 m a délka mostovky 69,547 m (*Obr. 94*).

Mostovka se skládá z ocelové roury a betonové desky šířky 4,5 m. Oblouk podporující lávku má totožné rozpětí jako mostovka. Výchozí vzepětí oblouku bylo uvažováno jako $\frac{1}{10}$ rozpětí oblouku, tudíž 6,0 m. Předpokládá se, že vzepětí se bude v průběhu hledání optimálního tvaru oblouku měnit. Oblouk se dotýká mostovky v jejím středu rozpětí v jediném bodě.

Vzpěry spojující mostovku a oblouk jsou šikmé, mají proměnnou délku a jsou rovnoměrně rozmístěny od poloviny délky konstrukce po vzdálenosti 5,0 m směrem k jejím koncům (poslední vzpěra je od okraje konstrukce vzdálena 4,773 m).

Schéma konstrukce je znázorněno v Příloze 2.



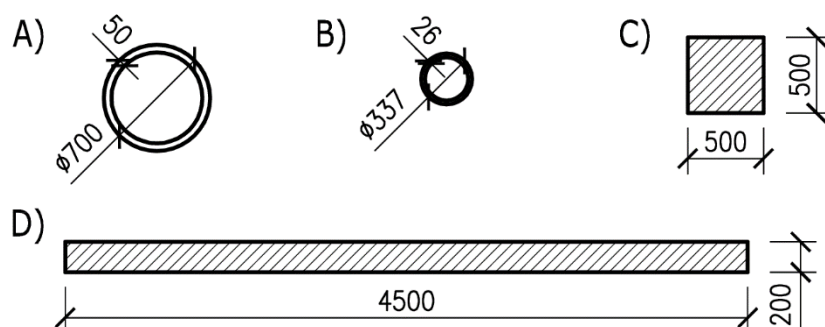
Obr. 94 – Půdorysné schéma reálné konstrukce

Použité materiály vycházejí z materiálů použitých v předchozí studii (ocel pevnostní třídy S355, beton C45/55 a ideální materiál). Na rozdíl od studie byl uvažován pouze třetinový modul pružnosti betonu oproti jeho normové hodnotě. To bylo dáno předpokladem, že beton se v průběhu testování modelu potrhá. Přehledně jsou vypsány charakteristiky v *Tab. 3*.

	ocel S355	beton C45/55	ideální materiál
E [GPa]	210,0	12,0	$1 \cdot 10^9$
γ [kN/m ³]	78,5	24,0 (zavtrdlý) ¹⁷ 25,0 (vlhký)	0,000

Tab. 3 – Charakteristiky použitých materiálů

Průřezy ocelových prvků konstrukce byly zvoleny s ohledem na dostupný sortiment ocelářských výrobků – ocelová roura mostovky a oblouk byly tvořeny rourou TR700/50, vzpěry profily TR337/26.



Obr. 95 – Průřezy konstrukce: A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) vzpěry; C) ideální průřez; D) betonová část mostovky

¹⁷ Objemová tíha betonu byla ve výpočtu nižší než v případě studie v předchozí kapitole. To bylo dáno tím, že pro fyzikální model bude uvažován nevyztužený beton, jehož objemová tíha je dle normy o 1 kN/m³ nižší.

Betonová deska byla modelována obdélníkovým průřezem o šířce 4,5 m a tloušťce 0,2 m. Zaveden byl ještě tzv. ideální průřez, který byl použit při modelování pevné vazby v uložení. Všechny průřezy jsou přehledně zobrazeny na Obr. 95.

Jak již bylo uvedeno v předchozí kapitole, na namáhání konstrukce má rovněž vliv zvolený postup výstavby. Pokud by byla konstrukce v optimálním případě stavěna na pevné skruži, oblouk, jehož tvar byl získán metodou inverze visutého kabelu, by nebyl namáhán ohybovým momentem. Tato možnost při stavbě podobných konstrukcí ovšem nenastává. Z toho důvodu bylo třeba zahrnout do výpočtu i vliv postupu výstavby. Ten byl obdobný jako uvažovaný postup výstavby konstrukcí z předchozí kapitoly. Byl rozdělen pouze na 3 kroky, jelikož se nepředpokládalo působení jakýchkoliv ostatních stálých zatížení na konstrukci. Vzhledem k předpokládané životnosti fyzikálního modelu (cca půl roku) nebylo třeba brát v potaz vliv reologických změn betonu.

Krok 1

V prvním kroku byla zavedena do výpočtu ocelová část konstrukce se svými okrajovými podmínkami. Způsob její montáže nebyl nijak zohledněn, jelikož byl předpoklad dodání konstrukce fyzikálního modelu vcelku. Konstrukce byla zatížena pouze svoji vlastní tíhou.

Krok 2

Ve druhém kroku byla konstrukce zatížena rovnoměrným spojitým zatížením odpovídajícím vlhkému betonu desky mostovky.

Krok3

Ve třetím kroku byla konstrukce zmonolitněna, což znamenalo, že byly aktivovány elementy reprezentující betonovou desku mostovky. Rovnoměrné spojitě zatížení vlhkým betonem bylo odstraněno a nahrazeno rovnoměrným spojitým zatížením odpovídajícím tíze vytvrdlého betonu desky mostovky.

Oblouk i mostovka byly uvažovány jako vetknuté, což nejlépe reprezentovalo okrajové podmínky jak uvažované prostorové konstrukce, tak budoucího fyzikálního modelu.

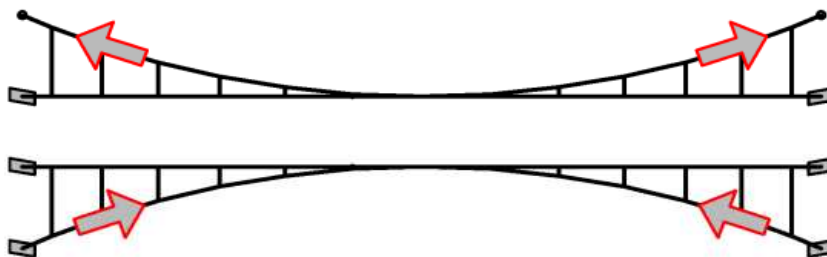
Zatížení konstrukce bylo uvažováno obdobně jako v předchozí studii. Ze stálých zatížení byla uvažována pouze vlastní tíha ocelových částí nosné konstrukce, generovaná výpočetním programem na základě zadaných průřezových ploch a objemové tíhy, a betonových částí, jejichž tíha byla do modelu zadána pomocí rovnoměrného spojitého zatížení. Navíc bylo uvažováno s tíhou 27 ocelových nadpodporových příčníků, uvažovaných pouze bodovým zatížením o velikosti 11,728 kN (za každý). Proměnná zatížení byla realizována ve třech zatěžovacích stavech stejným způsobem jako ve studii v předchozí

kapitole (Obr. 63) – zatížení po celé délce mostovky, na první polovině její délky a ve střední části mostovky. Vždy se jednalo o spojitě rovnoměrné zatížení o velikosti 14 kN/m, tj. plošné zatížení 4,0 kN/m² na uvažované zatěžovací šířce 3,5 m. Zatížení byla dále kombinována ve 4 charakteristických a 4 návrhových kombinacích (zde s dílčími součiniteli zatížení 1,35) stálých a proměnných zatížení tak, aby bylo možno sledovat maximální namáhání jednotlivých prvků výsledné prostorové konstrukce v obou mezních stavech.

Nadvýšení výsledné obloukové konstrukce nebylo uvažováno.

7.2. Postup stanovení tvaru oblouku

Postup stanovení tvaru oblouku vycházel z metody inverze visutého kabelu. Hledána byla tedy taková visutá konstrukce, jejíž kabel měl rozpětí a vzepětí totožné s rozpětím a vzepětím obloukové lávky. Princip je vysvětlen v kapitole 5.4 a na Obr. 96.



Obr. 96 – Princip metody inverze visutého kabelu

Stanovení tvaru oblouku bylo rozděleno do 4 fází:

Fáze 1

V první fázi byla modelována konstrukce spřažené mostovky, přičemž v místech napojení vzpěr byly uvažovány svislé kloubové podpěry. Tento model byl zatížen vlastní tíhou (včetně tíhy příčníků) a sledovány byly reakce v mezilehlých podporách.

Fáze 2

V druhé fázi byl modelován samotný visutý kabel se závěsy (z těch se pak staly vzpěry). Počáteční tvar kabelu byl zvolen tak, že hypotetický střed mostovky a konce kabelu vytvořily rovinu, do které byla umístěna parabola druhého stupně. Její vrchol byl umístěn tak, aby se kabel dotýkal ocelové roury mostovky (která ale modelována nebyla) právě v jednom bodě a to ve středu délky konstrukce. Konce kabelů byly kloubově uloženy. Ke kabelu se připojily závěsy. Jejich opačné konce byly kloubově uloženy v směru os X a Y (tj. zabránilo se jejich posunu ve vodorovné rovině) a ve svislém směru byly zatíženy reakcemi z modelu první fáze. Tyto síly nahradily zatížení od mostovky,

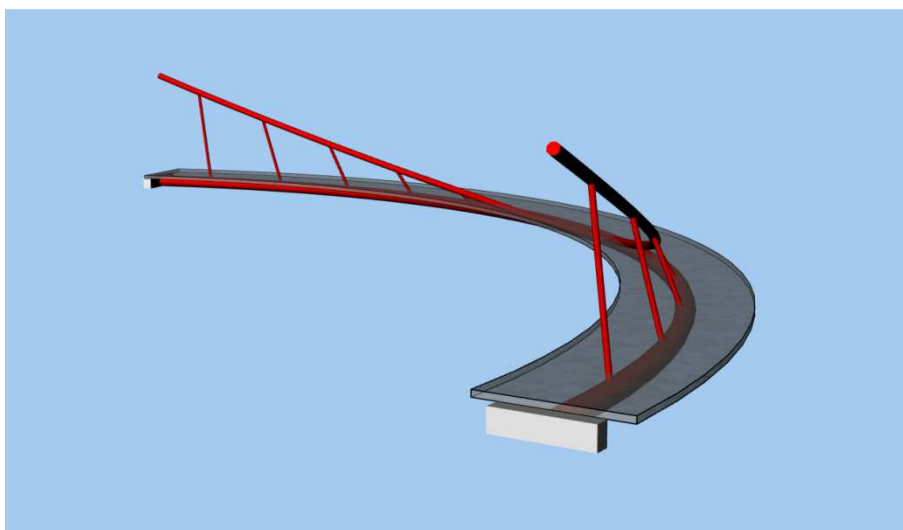
aniž bylo nutné zavádět do výpočtu i její tuhost. Do závěsů a přes ně do kabelu bylo nutné vnést počáteční namáhání. To se vypočítalo pomocí goniometrických funkcí ze zatížení aplikovaného na konce závěsů.

Po provedené nelineárního výpočtu byla geometrie kabelu opravena o jeho vodorovnou a svislou deformaci. Následně proběhl opět výpočet a oprava geometrie kabelu. Iterace probíhala tak dlouho, dokud se deformace neustálila. Takto byl nalezen optimální tvar kabelu. Během tohoto procesu musela být kontrolována poloha vrcholu kabelu tak, aby se nevzdálil od místa dotyku s rourou mostovky.

Během popsaného postupu se deformovala ve svislém směru i mostovka (reprezentovaná pouze koncovými uzly závěsů). Z toho důvodu bylo nezbytné provádět v průběhu iterace tvaru i korekce Z-ových souřadnic závěsů tak, aby ve výsledku byla jejich hodnota stejná jako na počátku výpočtu, tj. nulová.

Fáze 3

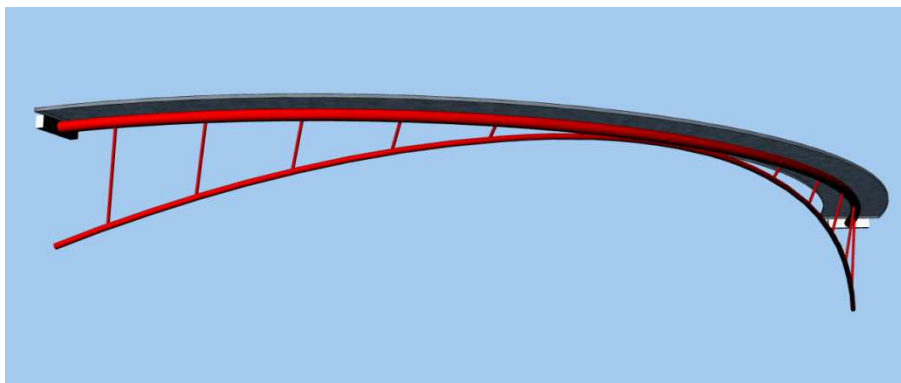
Třetí fáze měla spíše kontrolní charakter. Ke kabelu byla připojena spřažená mostovka a bylo sledováno, zda a jak se visutá konstrukce deformovala a jakým způsobem byla namáhána. V případě nadměrných deformací by bylo nutné zvážit opakování druhé fáze, popř. úpravu průřezů.



Obr. 97 – Vizualizace modelu fáze 3

Fáze 4

Čtvrtá (poslední) fáze již zahrnovala invertování geometrie kabelu a změnu prvků kabelu a závěsů na oblouk a vzpěry. Taktéž byly upraveny okrajové podmínky konstrukce (oblouk byl v podporách vetknutý) a jednotlivých prvků (vzpěry byly na rozdíl od závěsů do oblouku a mostovky také vetknuty).



Obr. 98 – Vizualizace modelu fáze 4 – výsledná konstrukce

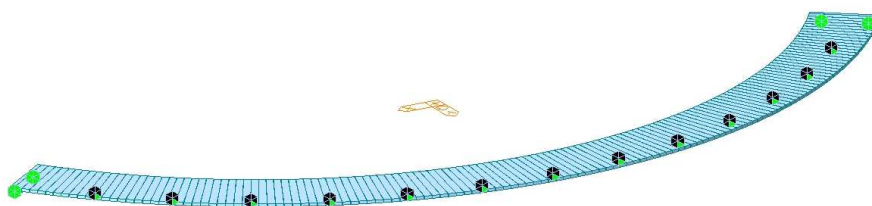
7.3. Výpočetní modely

Všechny výpočetní modely byly prutové, vytvořené v programovém prostředí MIDAS Civil.

Model fáze 1

Mostovka byla po výšce rozčleněna na část ocelovou a část betonovou, které byly vzájemně spojeny pevnými vazbami (Elastic Link, Type Rigid). Jednotlivé části se skládaly z polygonů, každý o 140 elementech – 138 elementů délky 0,500 m a dva krajní, kratší, délky 0,274 m. Na konce ocelové části byly umístěny příčnící délky 3,000 m.

Konce příčniců byly vetknuté, ocelová roura mostovky byla v místech vzpěr kloubově podepřena ve směru osy Z.



Obr. 99 – Model fáze 1 (MIDAS Civil)

Použité typy elementů:

ocelová roura mostovky – BEAM

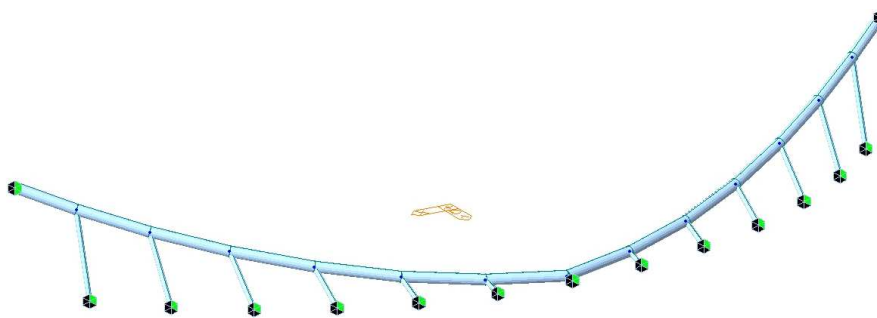
betonová deska mostovky – BEAM

příčnící (ideální průřez) – BEAM

Model fáze 2

Visutý kabel byl po délce rozdělen na 14 elementů, jejichž délky a předpínací síly se v průběhu výpočtu měnily. Průřez kabelu byl totožný s výsledným průřezem oblouku. Každý závěs byl tvořen jedním, na obou koncích kloubově uloženým elementem. Celkem se jednalo o 13 elementů – 12 závěsů a 1 závěs falešný, reprezentující vazbu mezi obloukem a ocelovou rourou mostovky.

Konce kabelu byly kloubově uloženy ve směru os X, Y a Z. Konce závěsů byly v místě mostovky uloženy kloubově ve směru os X a Y.



Obr. 100 – Model fáze 2 (MIDAS Civil)

Použité typy elementů:

kabel – TENSTRUSS (Cable)

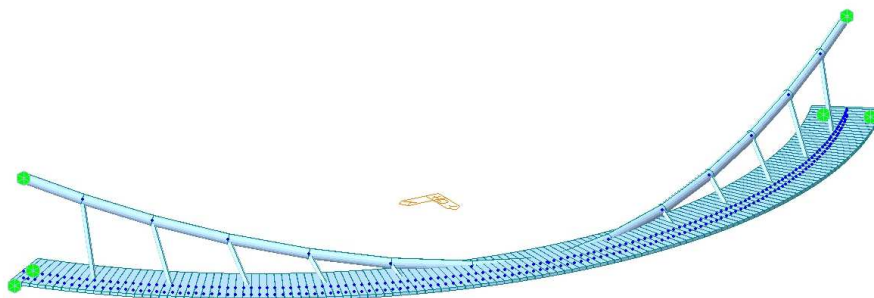
závěsy – TENSTRUSS (Cable)

falešný závěs – TRUSS

Model fáze 3

Ve třetí fázi byly zkombinovány modely z fází 1 a 2 – kabel a závěsy byly doplněny o mostovku.

Konce příčníků zůstaly vetknuté, stejně jako kloubové uložení konců kabelu.



Obr. 101 – Model fáze 3 (MIDAS Civil)

Použité typy elementů:

ocelová roura mostovky – BEAM

betonová deska mostovky – BEAM

příčnice (ideální průřez) – BEAM

kabel – TENSTRUSS (Cable)

závěsy – TENSTRUSS (Cable)

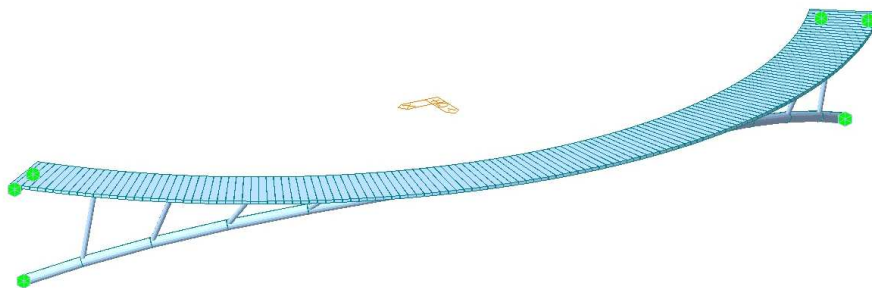
falešný závěs – TRUSS

Model fáze 4

Mostovka byla modelována stejně jako v modelech fáze 1 a 3, tj. dvojicí polygonů. Oblouk byl modelován jako polygon ze 14 elementů¹⁸. Elementy oblouku a ocelové roury mostovky byly spojeny 12 ocelovými vzpěrami a jednou pevnou vazbou (Elastic Link, Type Rigid) v polovině délky obou částí. Vzpěry nebyly uloženy kloubově, ale byly uvažovány jako vetknuté do oblouku i do mostovky. Důvodem bylo, že by bylo velice obtížné realizovat kloubový přípoj na fyzikálním modelu. Z důvodu korelace průběhů vnitřních sil mezi modelem reálné konstrukce a fyzikálním modelem byly vzpěry uvažovány jako vetknuté i na tomto výpočetním modelu.

Konce příčnic mostovky zůstaly v tomto modelu vetknuté, stejně jako paty oblouku.

Do tohoto výpočetního modelu byl zahrnut postup výstavby, naopak nebylo provedeno nadvýšení konstrukce. Výpočetní model byl zatížen svislým proměnným zatížením.



Obr. 102 – Model fáze 4 (MIDAS Civil)

Použité typy elementů:

ocelová roura mostovky – BEAM

betonová deska mostovky – BEAM

¹⁸ Ve výkresové dokumentaci bylo 15 uzlových bodů oblouku proloženo kubickým splajnem, aby se ocelová roura dala vhodně vytvarovat, viz kapitola 9.

příčnicky (ideální průřez) – BEAM

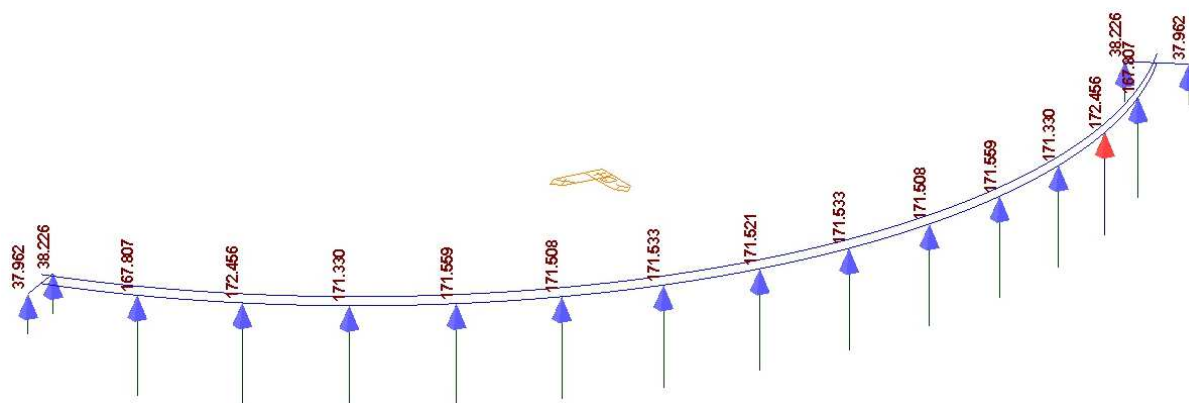
oblouk – BEAM

vzpěry – BEAM

7.4. Průběh výpočtu

Model fáze 1

Na modelu fáze 1 byly sledovány pouze svislé reakce v podepření, kteréžto byly následně použity jako zatížení pro model fáze 2. Průběhy vnitřních sil, napětí nebo deformace nebyly v této fázi sledovány.



Obr. 103 – Model fáze 1 – svislé reakce R_z (v kN), charakteristická kombinace

Kontrolou lze prokázat, že zatížení byla v modelu uvažována správně:

$$\sum G_z = 69,547 \cdot (78,5 \cdot 0,1021 + 24 \cdot 0,2 \cdot 4,5) + 27 \cdot 11,728 = 2376,28 \text{ kN} \quad (36)$$

$$\sum R_z = 2376,28 \text{ kN} \quad (37)$$

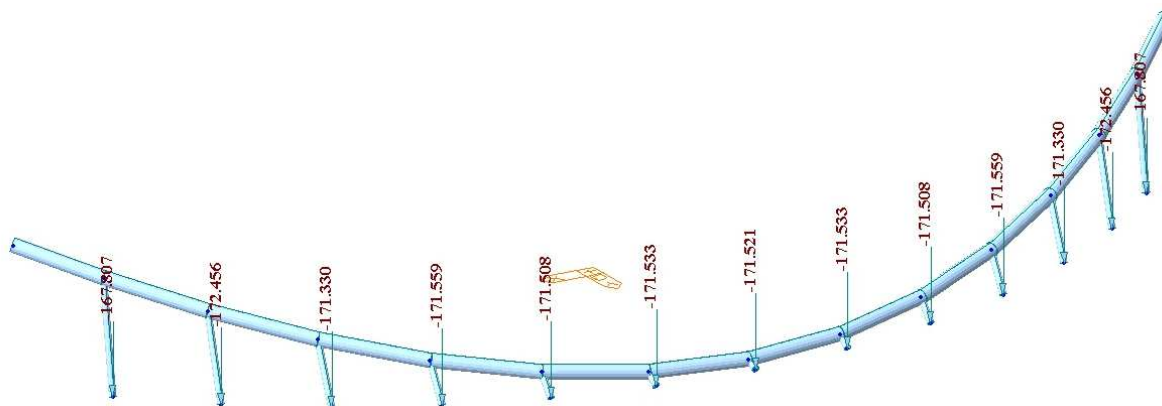
Součet svislých zatížení je roven součtu svislých reakcí, tudíž všechna uvažovaná zatížení byla do modelu zadána správně.

Model fáze 2

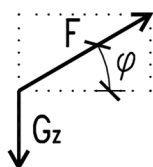
Jak bylo řečeno v kapitole 7.2, model fáze 2 byl zatížen reakcemi z modelu fáze 1 (Obr. 104). Z těch bylo také na základě počátečního sklonu každého závěsu φ spočteno počáteční namáhání F vnesené do každého z nich (Obr. 105), a také počáteční namáhání kabelu. Ze spočteného modelu byly odečteny deformace konců závěsů ve směru osy Z a deformace kabelu ve směru os Y a Z ¹⁹. O tyto deformace byly opraveny koncové souřadnice závěsů a kabelu. Úprava geometrie si také vyžádala úpravu počátečního namáhání vneseného do závěsů a kabelu. Následně byl model znovu spočten a opět byla na základě odečtených deformací opravena geometrie závěsů a kabelu a do nich vneseného

¹⁹ Díky tomu bylo možné zachovat rovnoběžnost závěsů v průmětu do roviny XY .

namáhání. Tento iterační postup byl opakován tak dlouho, dokud se deformace neustálily, tj. dokud se rozdíl hodnoty deformací mezi předposledním a posledním krokem iterace neblížil limitně nule.



Obr. 104 – Model fáze 2 – svislá zatížení od mostovky (v kN)



Obr. 105 – Model fáze 2 – princip určení počátečního namáhání závěsů

Během procesu iterace bylo zároveň nutné průběžně provádět korekci geometrii tak, aby byly zachovány geometrické podmínky pro výslednou konstrukci – mostovka (tj. uzly volných konců závěsů) musela být na úrovni počáteční výšky (tj. $\pm 0,000$ v lokálním souřadném systému) a délka středního (falešného) závěsu musela být rovna 0,700 m (tj. součet poloměrů průřezů oblouku a ocelové roury mostovky).

Geometricky nelineární výpočet kabelu a závěsů, kterým byl hledán optimální tvar konstrukce, byl proveden na základě Newton-Raphsonovy metody. Zatížení bylo na konstrukci kladeno ve 3 zatěžovacích krocích a maximální počet iterací v každém zatěžovacím kroku byl 50. Konvergenčním kritériem byl rozdíl deformací $\delta \leq 0,001$ m.

Model fáze 3

Tento model měl spíše kontrolní charakter a měl prokázat, že u visuté konstrukce nedochází k nadměrným deformacím a tudíž že je vhodně navržená.

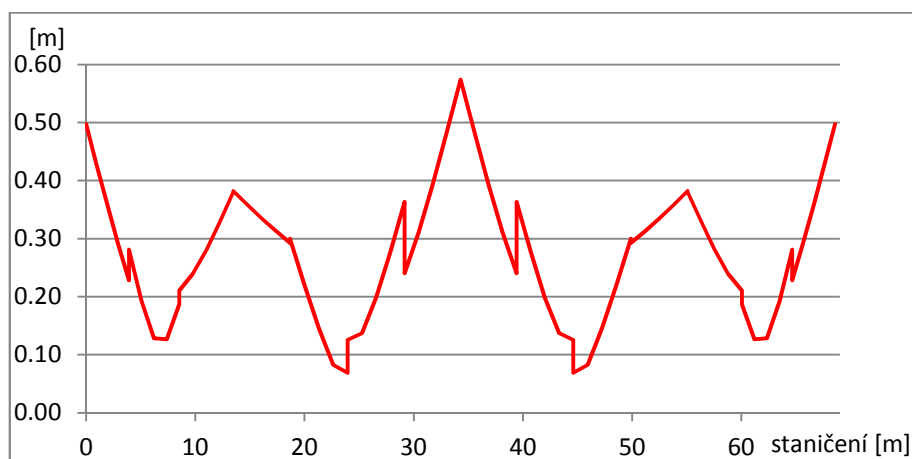
Model fáze 4

Na tomto modelu už byly vyhodnocovány výsledky.

7.5. Vyhodnocení výsledků

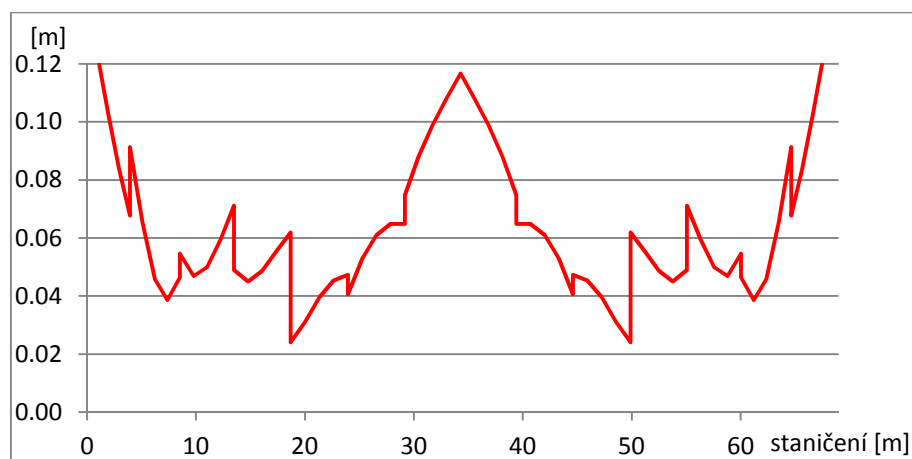
7.5.1. Vnitřní síly

Největší pozornost byla věnována průběhům vnitřních sil na oblouku. Opět bylo jako kritérium vhodnosti použité metody návrhu geometrie sledován poměr celkového ohybového namáhání ku namáhání normálovou silou (viz kapitola 6.2.1, rovnice (35)), nazvaný excentricita normálové síly e (Obr. 106).



Obr. 106 – Výsledná excentricita zatížení od stálých složek zatížení

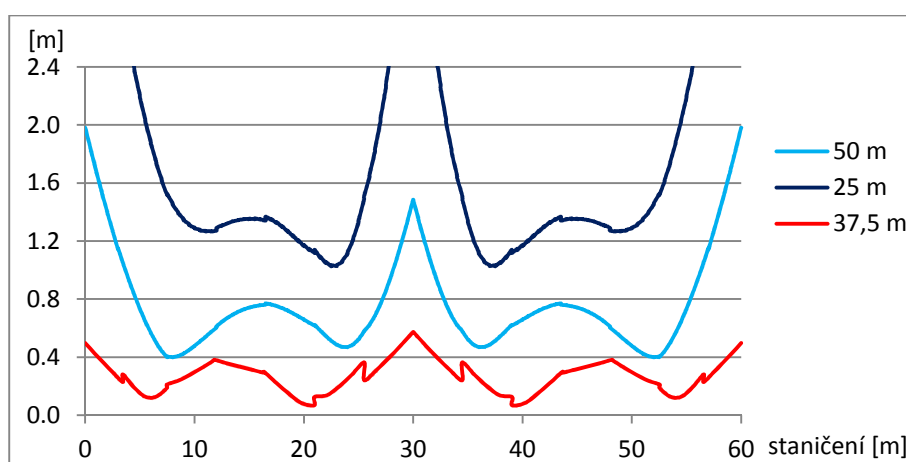
Ačkoliv se výsledná excentricita může zdát vysoká (v průměru 0,279 m, uprostřed rozpětí dokonce 0,574 m), je třeba vzít v úvahu vliv postupu výstavby na tuto excentricitu. Pokud by byl postup výstavby zanedbán, byla by výsledná excentricita normálové síly přibližně čtyřikrát menší (v průměru 0,066 m, uprostřed rozpětí 0,117 m, Obr. 107). Zároveň by v takovém případě byla excentricita na velké části oblouku (konkrétně 77 % z vyšetřovaných míst) uvnitř jádra průřezu.



Obr. 107 – Výsledná excentricita zatížení od stálých složek zatížení (bez vlivu výstavby)

Z *Obr. 106* zřejmý i vliv uložení oblouku, kdy směrem k patám se excentricita zvětšuje, vliv uložení vzpěr, které jsou na rozdíl od visuté konstrukce uvažovány jako vetknuté do oblouku, a také vliv spojení vrcholu oblouku pevně s mostovkou.

Průběh excentricity normálové síly byl porovnán i s průběhy na konstrukcích z předchozí kapitoly. Ačkoliv v té nebyl zkoumán vliv zakřivení pro půdorysný poloměr 37,5 m, byly zobrazeny průběhy pro nejbližší nižší a nejbližší vyšší poloměr zakřivení, tj. 25 a 50 m²⁰. Na *Obr. 108* je zřejmý velký rozdíl v hodnotách excentricit. Srovnání těchto hodnot pak jasně dokazuje, že metoda inverze visutého kabelu je vhodná pro návrh tohoto typu konstrukcí a má výrazný vliv na snížení ohybového namáhání oblouku.



Obr. 108 – Porovnání výsledných excentricita zatížení

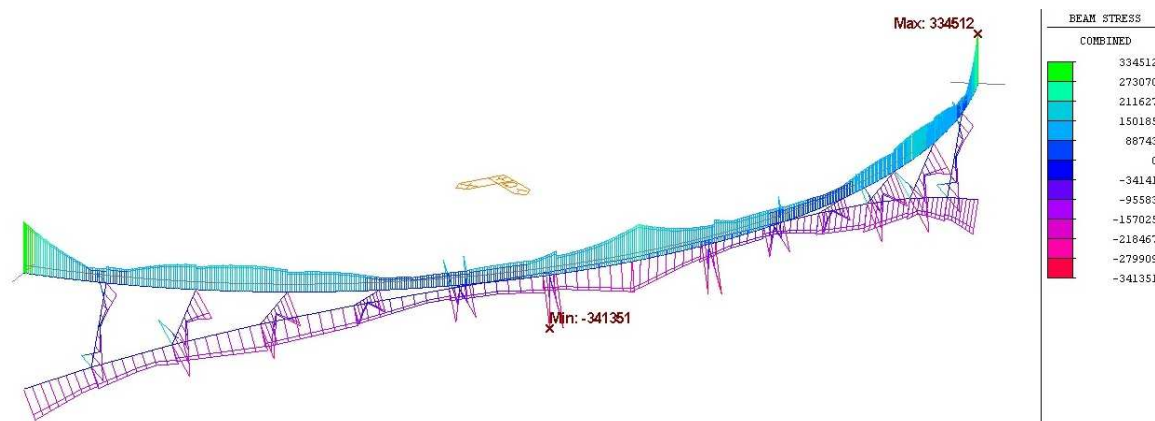
Vybrané průběhy vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení jsou uvedeny v Příloze 3.

7.5.2. Napětí

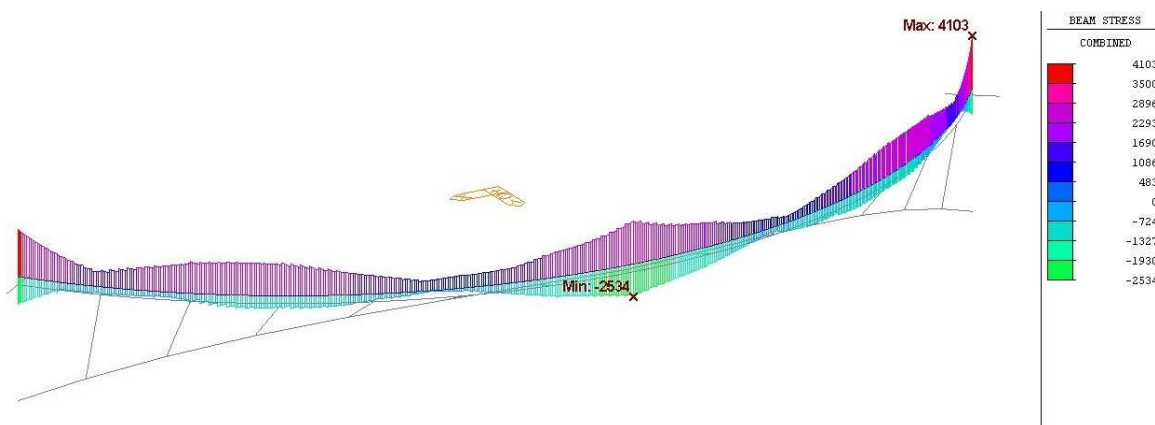
Aby bylo prokázáno, že je konstrukce vhodně navržena po stránce použitého materiálu a průřezů, bylo nutno jednotlivé prvky posoudit dle platných norem. Posudky jednotlivých částí ocelové konstrukce se nachází v Příloze 4.

Pro ukázkou vhodnosti navržených profilů postačí zkontrolovat průběhy normálových napětí od výsledné obálky jednotlivých návrhových kombinací zatížení. Z *Obr. 109* a *Obr. 110* je zřejmé, že jednotlivé průřezy jsou dostatečně využité. Zároveň tyto průběhy poslouží v další části pro srovnání namáhání reálné a zmenšené konstrukce. V obou případech by měla být napětí obdobná.

²⁰ Pro potřeby porovnání konstrukcí o nesterajných délkách oblouku byla délka oblouku o poloměru půdorysného zakřivení 37,5 m proporcionálně upravena.



Obr. 109 – Průběh maximálních normálových napětí na ocelové části konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m^2)



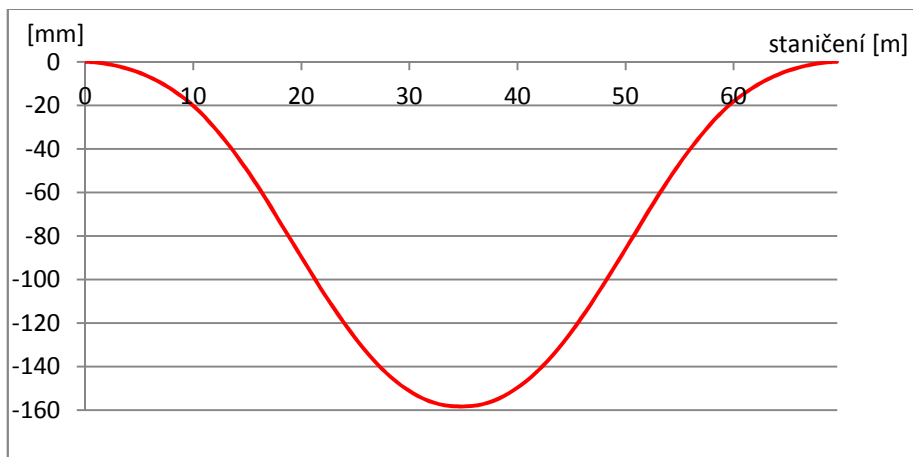
Obr. 110 – Průběh maximálních normálových napětí na betonové části konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m^2)

7.5.3. Deformace

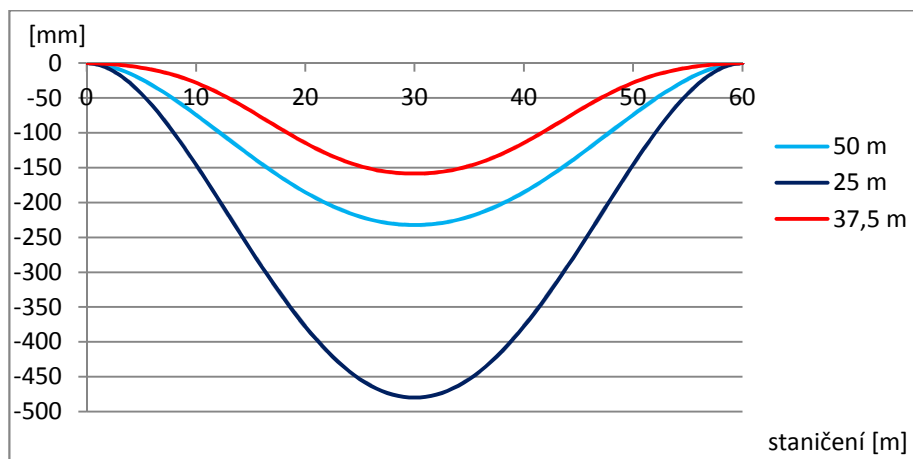
Deformace konstrukce byly sledovány hlavně na modelu fáze 2, kdy se na jejich základě hledal tvar visutého kabelu a závěsů. V této fázi se sledovaly deformace svislé i vodorovné.

Dále byly deformace (tentokrát výhradně svislé) sledovány na modelu fáze 4 (Obr. 111). Zde mělo vyhodnocení deformací od stálých složek zatížení spíše kontrolní charakter, protože konstrukce nebyla nadvyšována a deformace sloužily výhradně pro porovnání svislých průhybů s průhyby na konstrukcích z předchozí kapitoly. Porovnány byly opět s konstrukcemi o poloměru půdorysného zakřivení 25 a 50 m^{21} (Obr. 112), stejně jako v kapitole 7.5.1. Zde je zřejmé, že optimálně navržená konstrukce vykazuje menší svislé deformace. Dále byly vyhodnoceny charakteristické hodnoty průhybu od jednotlivých poloh proměnného zatížení (Obr. 113).

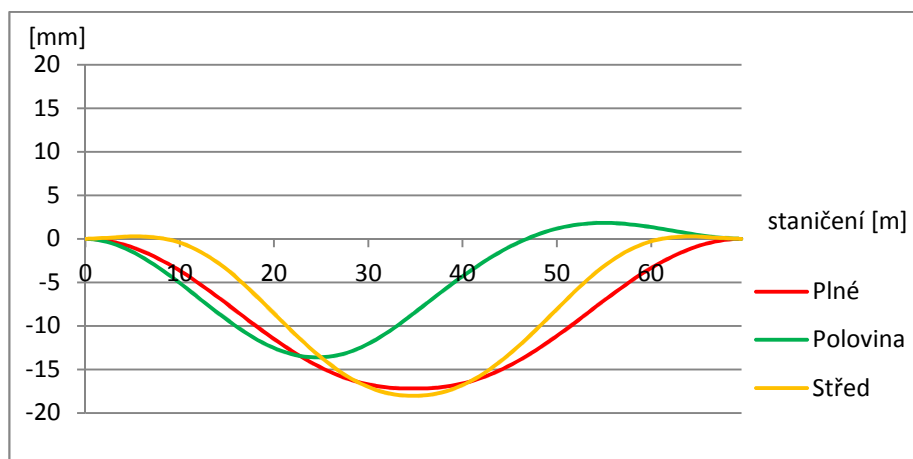
²¹ Stejně jako v předchozí kapitole, i zde byla délka konstrukce proporcionálně upravena, viz Pozn. 20.



Obr. 111 – Svislá deformace mostovky od stálých složek zatížení



Obr. 112 – Porovnání svislých deformací mostovky od stálých složek zatížení



Obr. 113 – Svislá deformace mostovky od proměnného zatížení

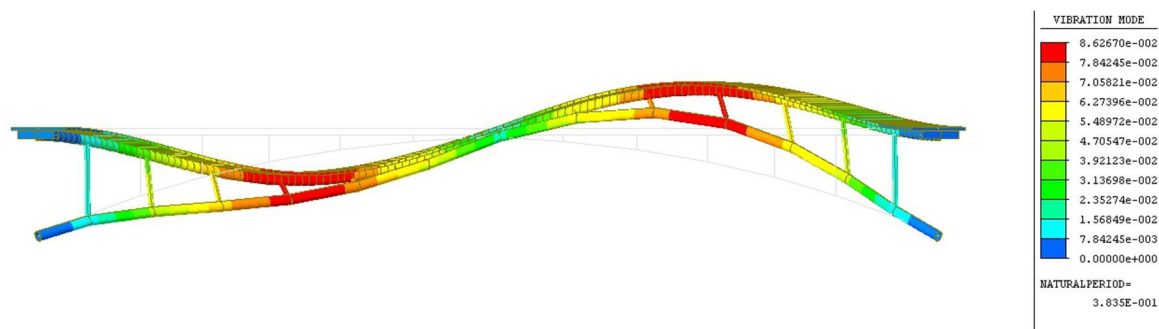
7.5.4. Modální analýza

Výsledná konstrukce byla podrobena modální analýze. Díky ní bylo získáno prvních 10 vlastních frekvencí (Tab. 4). Za tímto účelem byla všechna stálá zatížení převedena na bodové hmoty působící v uzlech výpočetního modelu. Analýza vlastních frekvencí a zobrazení jí odpovídajících vlastních tvarů byla provedena v programovém prostředí MIDAS Civil.

Model	Vlastní frekvence [Hz]									
	f ₁	f ₂	f ₃	f ₄	f ₅	f ₆	f ₇	f ₈	f ₉	f ₁₀
Fáze 4	2,30	2,61	3,92	5,11	6,14	6,29	8,14	8,72	9,50	12,57

Tab. 4 – Vlastní frekvence reálné konstrukce

Z výsledků je zřejmé, že první dvě vlastní frekvence se blíží frekvenci lidského kroku. Z toho důvodu by bylo nutné v případě realizace konstrukci podrobit podrobnější dynamické analýze, popř. provést úpravy v návrhu konstrukce (zesílení nebo tlumení).



Obr. 114 – Modální analýza, 2. vlastní tvar reálné konstrukce, pohled

Vlastní tvary modelu fáze 4 jsou znázorněny v Příloze 5.

7.6. Závěr

Metoda inverze visutého kabelu byla adaptována tak, aby ji bylo možno využít i při návrhu prostorové konstrukce. Výpočty bylo prokázáno, že výše uvedený postup vede na optimální návrh geometrie oblouku takovéto konstrukce. Postup návrhu byl podrobně popsán, aby jej bylo možno zopakovat při návrhu prostorové konstrukce s odlišným konstrukčním uspořádáním.

8. NÁVRH GEOMETRIE FYZIKÁLNÍHO MODELU

Aby bylo možno postup z předchozí kapitoly verifikovat, je nutné jeho správnost ověřit pomocí modelu fyzikálního zmenšeného v měřítku 1:10. Správnost přístupu dle pravidel přímé modelové podobnosti bude ověřena porovnáním napjatostí z výpočetních modelů reálné a zmenšené konstrukce.

8.1. Modelová podobnost

Fyzikální model byl navržen v měřítku 1:10. To znamená, že všechny jeho rozměry byly desetkrát zmenšeny oproti reálné konstrukci. Pokud chceme na podobném modelu sledovat chování konstrukce, je nutné, aby napětí na reálné konstrukci odpovídala napětím změřeným (nebo lépe řečeno napětím spočteným ze změřených hodnot poměrného přetvoření) na modelu. Vzhledem k menším rozměrům je zřejmé, že celková hmota modelu bude tisíckrát menší. Toto zmenšení vnitřních sil v kombinaci se stonásobným zmenšením průřezových ploch a desetitisíc-násobným zmenšením momentů setrvačnosti jednotlivých průřezů způsobí, že napětí na fyzikálním modelu jsou nižší. Z tohoto důvodu je nutno konstrukci dovážit tzv. balastním zatížením. To zaručuje, že napětí mezi výpočetním modelem reálné konstrukce a napětí na fyzikálním modelu budou totožná.

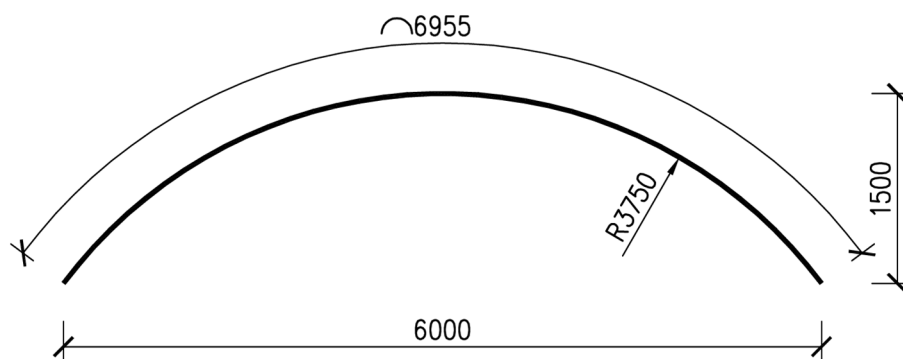
V případě modelu v měřítku 1:10 musí být tíha modelu desetkrát větší, aby bylo dosaženo odpovídajícího napětí mezi konstrukcemi. Z toho důvodu je třeba dovážit konstrukci devítinásobkem její tíhy.

Více o modelové podobnosti například v [9] nebo [13].

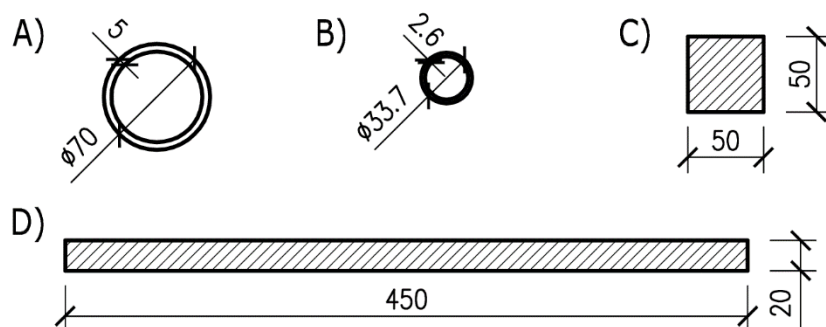
8.2. Konstrukční uspořádání

Konstrukční uspořádání je totožné s konstrukčním uspořádáním reálné konstrukce, jen všechny rozměry jsou desetinné, tj. rozpětí mostovky je 6,0 m a poloměr půdorysného zakřivení 3,75 m (Obr. 115). Desetinové rozměry měly i průřezy fyzikálního modelu (Obr. 116).

Schéma zmenšené konstrukce je znázorněno v Příloze 6.



Obr. 115 – Půdorysné schéma fyzikálního modelu



Obr. 116 – Průřezy fyzikálního modelu: A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) vzpěry; C) ideální průřez; D) betonová část mostovky

Materiály uvažované pro fyzikální model byly totožné s materiály, které byly použity u reálné konstrukce (Tab. 3).

Postup výstavby fyzikálního modelu byl opět obdobný s postupem výstavby skutečné konstrukce, pouze se během kroku 1 přidalo balastní zatížení pro dovážení konstrukce. Pro zjednodušení bylo balastní zatížení zadáno v jednom kroku a jeho celková velikost byla rovna devítinásobku hmotnosti konstrukce na konci výstavby (efekt způsobený odtižením konstrukce daný rozdílnou objemovou hmotností čerstvého a zatvrdlého betonu byl zanedbán).

Balast byl ve výpočetním modelu uvažován pouze jako uzlové zatížení. Jeho velikost byla spočtena z liniového zatížení od vlastní tíhy a jednotlivých zatěžovacích délek elementů výpočetního modelu.

Nahodilé zatížení bylo opět uvažováno ve třech pozicích, přičemž jeho hodnota byla 1,4 kN/m (plošné zatížení se dle pravidel modelové podobnosti uvažuje stejně jako na reálné konstrukci, tj. o velikosti 4,0 kN/m², vynásobené zatěžovací šířkou 0,35 m). Zatížení byla kombinována ve 4 charakteristických a 4 návrhových kombinacích.

Nadvýšení stejně jako v případě reálné konstrukce nebylo uvažováno.

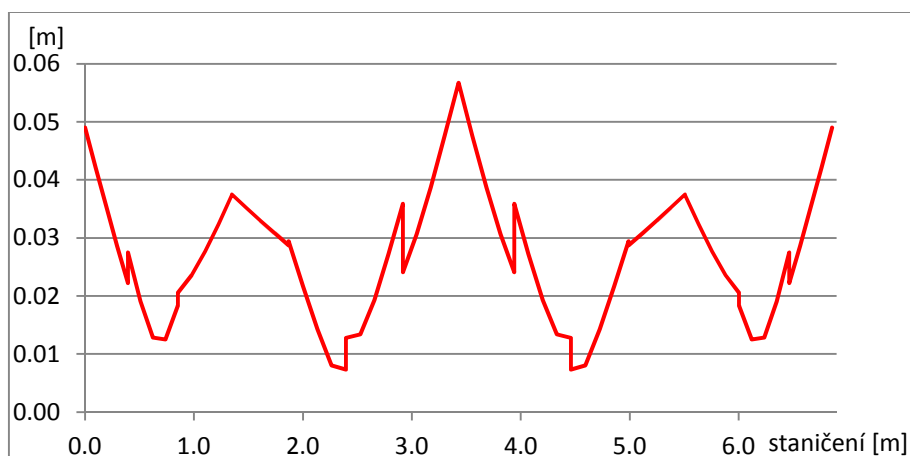
8.3. Výpočetní model

Výpočetní model vycházel z modelu fáze 4. Byly upraveny rozměry jednotlivých částí konstrukce, jejich průřezy a bylo přidáno balastní zatížení. Vetknutí mostovky bylo realizováno přímo a ne skrze příčníky z ideálního materiálu.

8.4. Vyhodnocení výsledků ze zmenšené konstrukce

8.4.1. Vnitřní síly

U reálné konstrukce byla sledovaným parametrem vhodnosti návrhu excentricita normálové síly e na oblouku na konci výstavby, tj. pro kombinaci všech složek stálých zatížení. V případě zmenšené konstrukce sloužila spíše pro kontrolu, že byla konstrukce správně zmenšena.



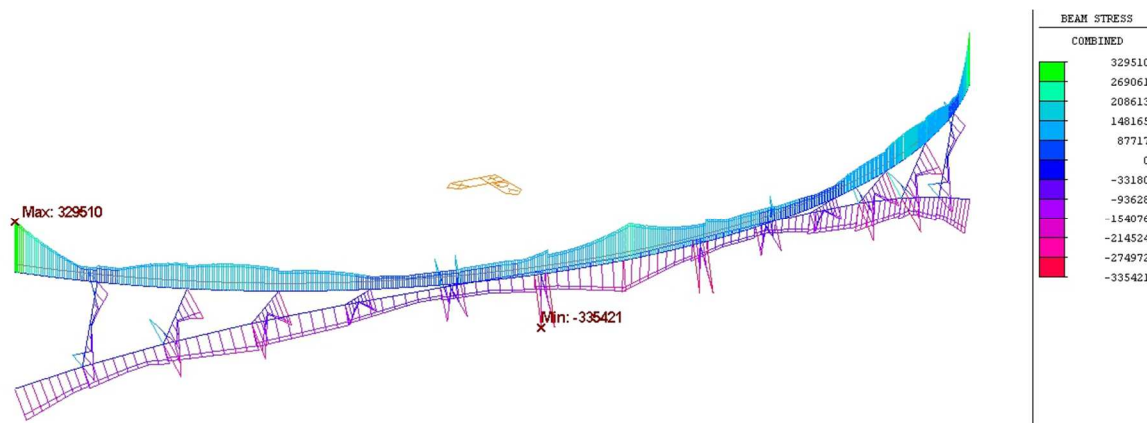
Obr. 117 – Excentricita zatížení od stálých složek zatížení

Z porovnání *Obr. 106* a *Obr. 117* vyplývá (dle předpokladu), že oblouk s desetkrát menším průřezem je opravdu namáhán (stokrát menší) normálovou silou na desetkrát menší excentricitě.

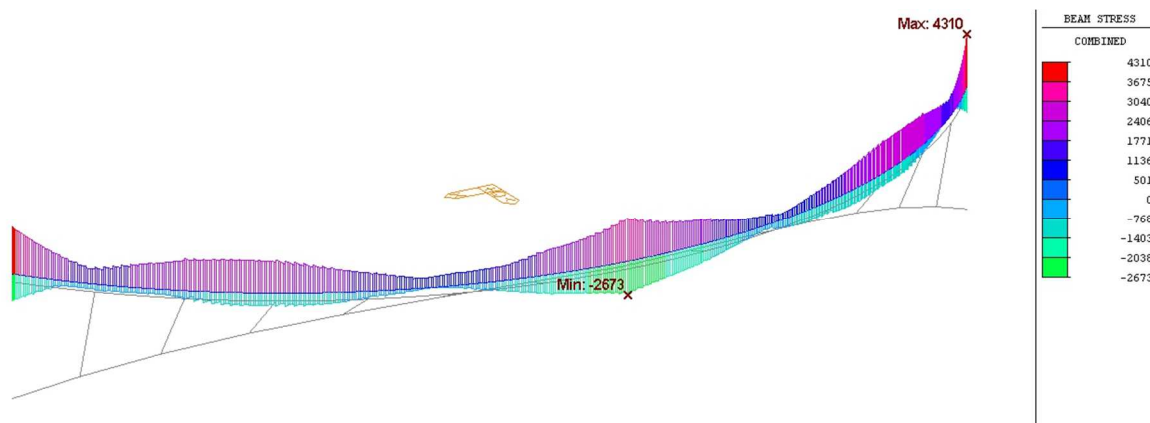
Vybrané průběhy vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení jsou uvedeny v Příloze 7.

8.4.2. Napětí

Porovnání napětí bylo provedeno opět pro obálky návrhových kombinací zatížení. Průběhy normálových napětí na ocelových částech reálné konstrukce (*Obr. 109*) a zmenšené konstrukce (*Obr. 118*) byly téměř totožné, odchylky maximálních hodnoty se lišily přibližně o 1,5 %. V případě betonové desky reálné konstrukce (*Obr. 110*) a zmenšené konstrukce (*Obr. 119*) byly rozdíly maximálních hodnot přibližně 5 %. Vyšší rozdíl byl dán zjednodušením přístupu stran dovážení betonové části mostovky (viz kapitola 8.2).



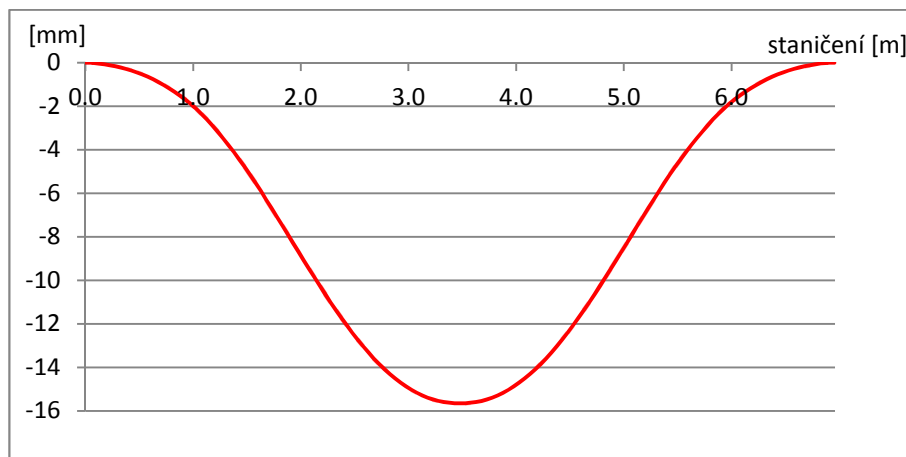
Obr. 118 – Průběh maximálních normálových napětí na ocelové části zmenšené konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m²)



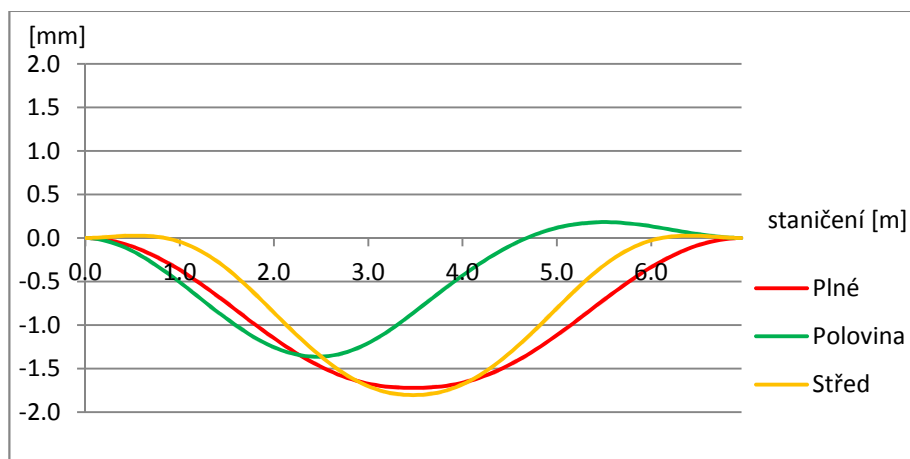
Obr. 119 – Průběh maximálních normálových napětí na betonové části zmenšené konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m^2)

8.4.3. Deformace

Z porovnání svislých deformací mostovky reálné (Obr. 111) a zmenšené konstrukce (Obr. 120) je zřejmé, že průběhy deformací byly totožné. Stejně tak jsou afinní průběhy průhybů od jednotlivých poloh proměnného zatížení (Obr. 113 a Obr. 121).



Obr. 120 – Svislá deformace mostovky od stálých složek zatížení



Obr. 121 – Svislá deformace mostovky od proměnného zatížení

8.4.4. Modální analýza

I zmenšená konstrukce byla podrobena modální analýze. Tou bylo získáno prvních 10 vlastních frekvencí (Tab. 5) a tvarů. Princip převedení zatížení na kmitající hmotu byl totožný, pouze byla přidána navíc hmota reprezentující balastní zatížení.

Porovnáním vlastních frekvencí reálné a zmenšené konstrukce byl potvrzen předpoklad, že jejich vzájemný poměr bude v poměru odmocniny měřítka modelu, tj. odpovídá rovnici:

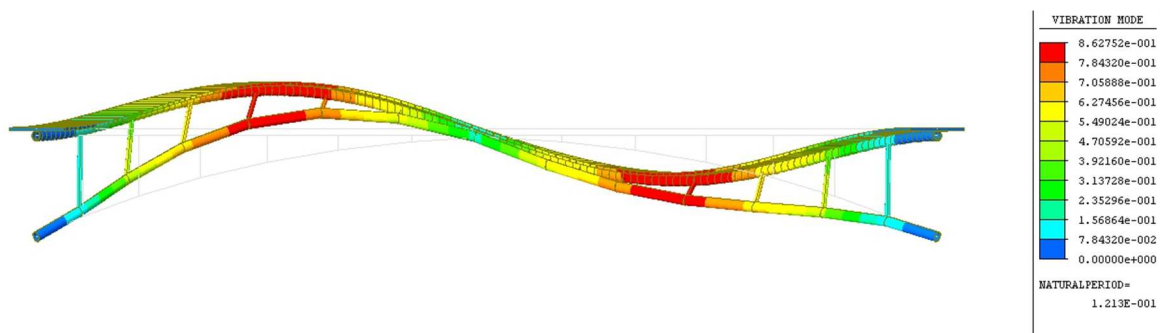
$$\frac{f_{i,r}}{f_{i,m}} = \sqrt{\frac{1}{10}} \quad (38)$$

kde $f_{i,r}$ je hodnota vlastní frekvence i -tího tvaru reálné konstrukce a $f_{i,m}$ je hodnota vlastní frekvence i -tího tvaru zmenšené konstrukce.

Model	Vlastní frekvence [Hz]									
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7	f_8	f_9	f_{10}
Zm. kce	7,28	8,25	12,39	16,18	19,56	19,89	25,61	27,58	30,03	39,75

Tab. 5 – Vlastní frekvence zmenšené konstrukce

Je třeba mít na paměti, že výše uvedené hodnoty vlastních frekvencí jsou pouze teoretické, protože vycházejí z předpokladu, že je kmitající hmota s modelem pevně spojena. Avšak na fyzikálním modelu bude balast pravděpodobně uchycen pomocí šňůry. V takovém případě by se hmota balastu chovala odlišným způsobem a výsledné vlastní frekvence by nabývaly jiných hodnot.



Obr. 122 – Modální analýza, 2. vlastní tvar fyzikálního modelu, pohled

Vlastní tvary zmenšené konstrukce jsou znázorněny v Příloze 8.

8.5. Závěr

Byla navržena geometrie fyzikálního modelu v měřítku 1:10 a výpočtem bylo prokázáno, že se na takovémto modelu lze ověřit chování reálné konstrukce.

9. STAVBA A TESTOVÁNÍ FYZIKÁLNÍHO MODELU

Fyzikální model v měřítku 1:10 navržený v předchozí kapitole byl během jednoho kalendářního roku postaven a otestován. Cílem bylo prokázat, že jeho chování (a tím i chování reálné konstrukce, která mu byla předobrazem) je totožné s chováním výpočetního modelu. Tím by se verifikovala zvolená výpočetní metoda.

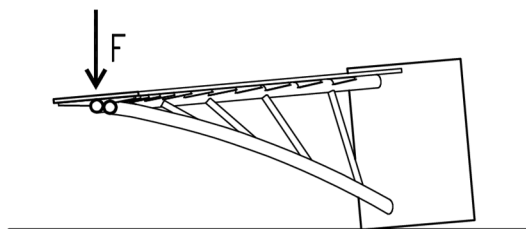
Ještě před samotnou stavbou a i v jejím průběhu bylo třeba vyřešit několik otázek konstrukčního charakteru. Ty všechny, stejně jako samotný proces výstavby a testování, jsou popsány v této kapitole.

9.1. Úpravy v konstrukčním uspořádání

9.1.1. Založení

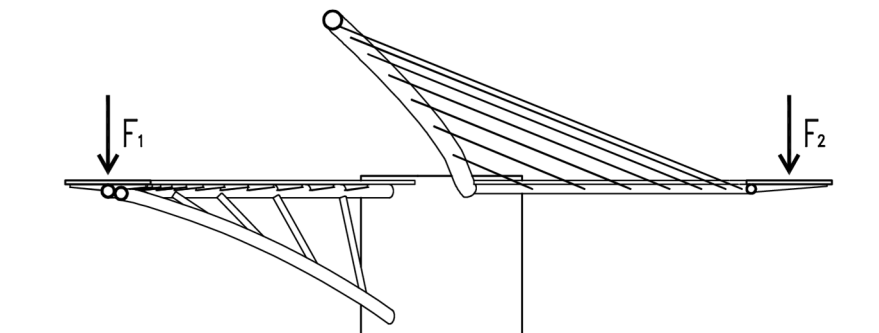
Založení obloukových konstrukcí je náročné, protože je nutné zachytit velkou horizontální reakci. V případě navržené konstrukce je ji navíc nutno zabezpečit proti možnému překlopení. Reálná konstrukce by proto byla pravděpodobně založena hlubinně, popř. plošně s využitím zemních nebo horninových kotev.

Jelikož byl model umístěn ve vnitřních prostorách zkušebny, bylo nutno vyřešit otázku založení ve vztahu k jeho stabilitě – samotný plošně založený model by byl i v případě použití velmi masivních tížných patek značně nestabilní (*Obr. 123*).



Obr. 123 – Schéma nestability fyzikálního modelu

Proto bylo rozhodnuto, že fyzikální model bude součástí dvojmodelu. Druhá polovina experimentu tak byla tvořena konstrukcí obdobnou (tj. půdorysně zakřivenou s obdobnými půdorysnými rozměry), avšak mostovka byla v tomto případě zavěšená na oblouku. Díky tomu, že byly obě konstrukce kotveny do společných základových bloků, se tak mohly navzájem vyvážit (jak v případě vlastní tíhy, tak v případě aplikace proměnného zatížení) a nebylo třeba zajišťovat stabilitu pomocí dodatečného kotvení fyzikálního modelu (*Obr. 124*).



Obr. 124 – Schéma fyzikálního modelu vč. modelu konstrukce zavěšené na oblouku

Více informací o druhém fyzikálním modelu lze nalézt v odborných článkách [14] nebo [15].

9.1.2. Použité materiály

Materiály uvažované pro ocelovou část fyzikální model byly totožné s materiály, které by byly použity na stavbu reálné konstrukce. Avšak v důsledku omezeného výrobního sortimentu bylo nutno nahradit materiál některých částí modelu ocelí třídy 11 523. Tato ocel však měla mez kluzu i modul pružnosti obdobný jako původně uvažovaná ocel pevnostní třídy S355.

Beton použitý na desku mostovky byl připraven technologií z Ústavu betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně. Jednalo se o speciální směs pro mikrobeton tloušťky 20 mm. Její složení je uvedeno v *Tab. 6*.

Složka	Dávka na 1m ³ [kg]
Cement CEM 42,5 I R SC (Mokrý)	480,00
Voda	154,60
Superplastifikátor VC1045	5,28
Protismršťovací přísada Control 40	14,40
Písek 0/4 (Hrušovany)	1004,30
DK prané 2/4 (Želešice)	858,80

Tab. 6 – Receptura použitého betonu

Následně byly laboratorně stanoveny základní fyzikálně-mechanické parametry betonu jako pevnost v tahu za ohybem, pevnost v tlaku na zlomcích trámečků a pevnost v příčném tahu (*Tab. 7*). Naměřené hodnoty statického modulu pružnosti a tlakové pevnosti určené při zkoušce statického modulu pružnosti jsou uvedeny v *Tab. 8*. Objemová hmotnost betonu byla 2364 kg/m³.

Čas od doby smíchání cementu s vodou [dny]	Pevnost		
	v příčném tahu [MPa]	v tahu ohybem [MPa]	v tlaku [MPa]
2	2,37	6,34	26,04
14	4,49	9,81	66,98
28	4,34	10,11	74,36

Tab. 7 – Pevnostní charakteristiky betonu

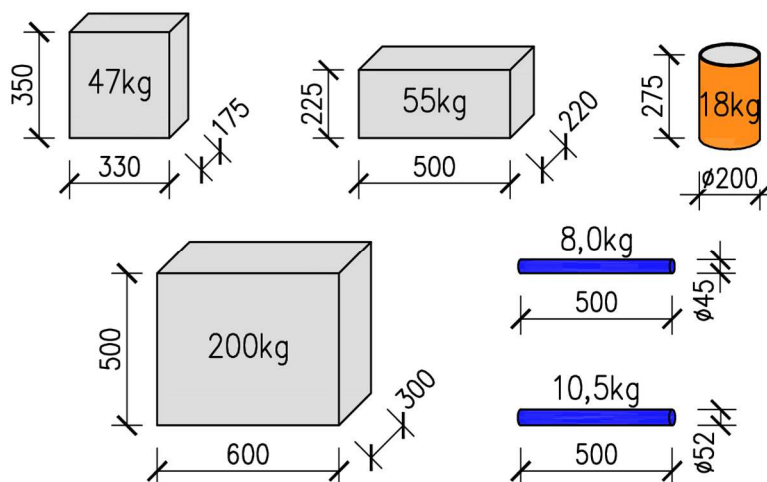
Čas od doby smíchání cementu s vodou [dny]	Statický modul pružnosti [GPa]	Pevnost v tlaku [MPa]
2	26,63	12,75
14	32,87	42,11
28	34,03	48,54

Tab. 8 – Statický modul pružnosti betonu

Před započítáním vyhodnocování naměřených dat z fyzikálního modelu je proto nutné opravit vstupní data ve výpočetním modelu.

9.1.3. Balastní zatížení

Balastní zatížení aplikované na výpočetní model v předchozí kapitole bylo umístěno do ideální polohy (ve vztahu ke skutečnému působení vlastní tíhy). Umístění balastního zatížení na skutečný fyzikální model bylo limitováno dvěma faktory – dostupným sortimentem závaží, které bylo k dispozici z předchozích experimentů na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně, a prostorovými možnostmi.



Obr. 125 – Sortiment balastního zatížení pro umístění na model

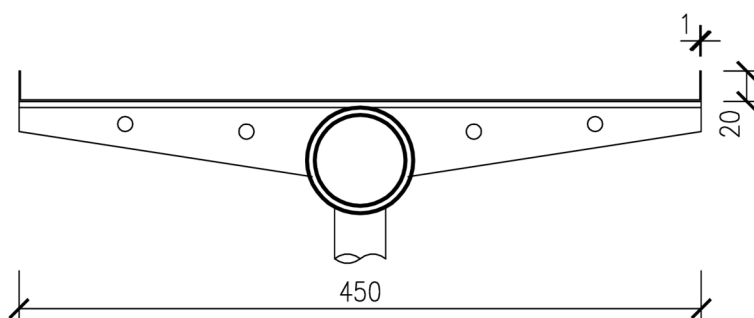
Dostupný sortiment se skládal ze 3 velikostí betonových bloků, přičemž tíha nejmenšího se pohybovala v rozmezí 46,0 až 48,0 kg, tíha středního byla 55,0 kg a tíha největšího 200,0 kg. Dále byly k dispozici PVC válce průměru 200 mm vyplněné betonem o celkové tíze 18,0 kg. Pro dovážení byly k dispozici dvě velikosti ocelových kruhových tyčí o váze 8,0, resp. 10,5 kg. Tyto tyče bylo možné umístit do nosičů o hmotnosti 1 kg. Přehledně je sortiment balastního zatížení zobrazen na *Obr. 125*.

Prostorové možnosti vyplývaly z geometrie oblouku a rozmístění příčníků pod mostovkou. Pod tu bylo zavěšeno 24 betonových bloků o váze 46,0 až 47,5 kg, zavěšených vždy v páru na mezilehlé příčníky, a doplněné o 3 ocelové tyče o hmotnosti 8,0 kg (tj. celkem 36 ocelových válců). Dále bylo pod mostovku zavěšeno 68 ocelových tyčí o hmotnosti 10,5 kg, přičemž na krajích byly zavěšeny v nosičích po pěti, uprostřed rozpětí pak ve dvou nosičích celkem po deseti a ve zbytku pole v nosičích po čtyřech kusech. Pod oblouk bylo zavěšeno celkem 60 ocelových tyčí o hmotnosti 8,0 kg v nosičích po pěti kusech, pověšených vždy v místech vzpěr. Celkem bylo na konstrukci zavěšeno 2627,0 kg balastního zatížení.

Schéma rozmístění balastního zatížení je přehledně znázorněno v Příloze 9.

9.1.4. Bednění mostovky

Pro betonování konstrukce bylo nutné bednění. Vzhledem k charakteru konstrukce by v takovém případě bylo nezbytné použít bednění zavěšené na ocelové rouře mostovky. To by ovšem znamenalo nutnost zahrnutí dodatečného namáhání od jeho instalace i odstranění do postupu výstavby. Proto bylo rozhodnuto, že k příčnům bude přivařen ocelový plech tloušťky 1 mm z oceli S235 tvořící žlab tvaru písmene U, fungující jako ztracené bednění (*Obr. 126*). V něm byla deska následně vybetonována.

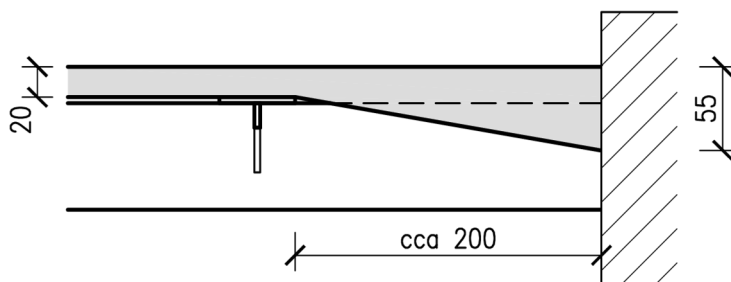


Obr. 126 – Příčný řez mostovkou se ztraceným bedněním (bez betonové desky)

Vzhledem k rozměrům ztraceného bednění a způsobu napojení jeho stojin na spodní plech (stojiny byly pouze bodově přivařeny) nebylo nutné tuhost plechu bednění zahrnout ve výpočtu. Zároveň je vliv bednění na celkovou vlastní tíhu konstrukce (přibližně 2,660 kg/m) téměř zanedbatelný.

9.1.5. Náběh mostovky

V místě napojení betonové části mostovky na kotevní bloky mělo podle výpočtů docházet k největší koncentraci tahového namáhání a byl předpoklad, že by zde mohlo dojít při zatěžování k odtržení mostovky od patky. Z toho důvodu byl konec mostovky upraven a byl zde vytvořen náběh až přibližně do poloviny výšky ocelové roury mostovky (Obr. 127). Pro lepší napojení patky a mostovky bylo do náběhu přidáno 6 prutů z betonářské výztuže o průměru 10 mm.



Obr. 127 – Schéma náběhu mostovky - pohled

9.1.6. Zakřivení oblouku

Ve výpočetním modelu byl tvar oblouku uvažován jako polygonální. Oblouk takového tvaru by bylo nutné vyrobit svařením přímých elementů, přičemž definování jejich tvaru (seřiznutí a opracování okrajů), jejich svaření dohromady (ve vztahu k dodržení přesné geometrie), stejně jako následné vrtání otvorů pro vzpěry skrze svařené rohy (a jejich následné zavařování) by bylo velmi obtížné.

Z těchto důvodů bylo rozhodnuto, že polygonální oblouk bude nahrazen obloukem zakřiveným, vyrobeným z jedné roury. Jeho geometrie vycházela z uzlových bodů oblouku polygonálního, kterými byla proložena plynulá křivka.

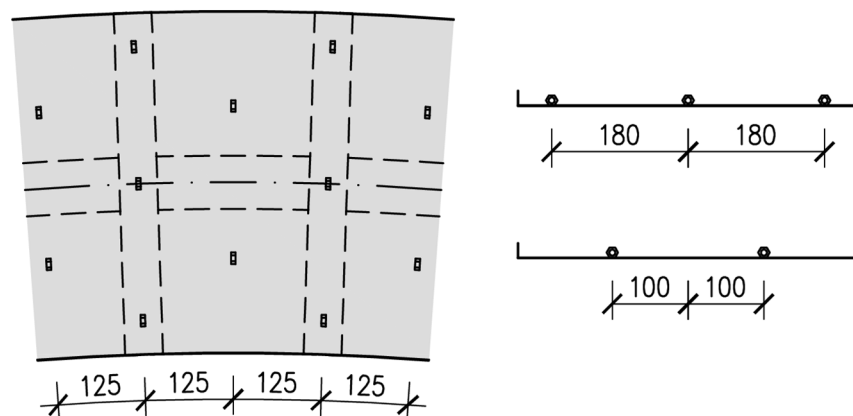
9.1.7. Nadvýšení

Ačkoliv ve výpočtech reálné konstrukce a z ní vycházejícího fyzikálního modelu nebylo v minulé kapitole uvažováno s nadvýšením, postavený fyzikální model byl nadvýšený tak, aby po zatížení všemi složkami stálého zatížení byla niveleta konstrukce v rovině.

Nadvýšení bylo provedeno tak, že se hodnoty Z-ových souřadnic všech uzlů navýšily o hodnotu svislé deformace (s opačným znaménkem). Následně byl proveden opětovný výpočet, opět se odečetly hodnoty svislých deformací a srovnaly se s hodnotami z předchozího výpočtu. Pokud by byly totožné (tj. nejvyšší spočtený rozdíl by byl menší než 0,5 mm), nadvýšení bylo provedeno správně. Pokud by se hodnoty lišily, postup by se opakoval, dokud by se deformace nevyrovnaly.

9.2. Popis modelu

Konstrukce se skládala ze spráženého mostovky, oblouku tvořeného ocelovou rourou a z ocelových vzpěr spojujících mostovku s obloukem. Mostovku tvoří ocelová roura profilu $\text{Ø}70/5$ mm z oceli S355, skružená do půdorysného oblouku konstantní křivosti o poloměru 3,75 m a vzepětím mezi teoretickými podporami 1,5 m. Délka roury je mezi koncovými (kotevními) příčnicí 7,8 m. Zavičkována je plechy tloušťky 3 mm. Do roury je vevařeno 27 ks mezilehlých příčnicí proměnného průřezu tvaru písmene T svařených z plechů tloušťky 4 mm, ve stojině opatřených čtyřmi otvory pro zavěšení balastního zatížení. K příčnicím je přivařen ocelový plech tloušťky 1 mm z oceli S235 tvořící žlab tvaru písmene U, fungující jako ztracené bednění. V něm je betonová deska o rozměrech 450 x 20 mm. Sprážení mezi ocelovým plechem a betonovou deskou je zajištěno pomocí přibodovaných matic M8/4.6 v pravidelném rastru v rozsahu 46 matic/m² (Obr. 128).

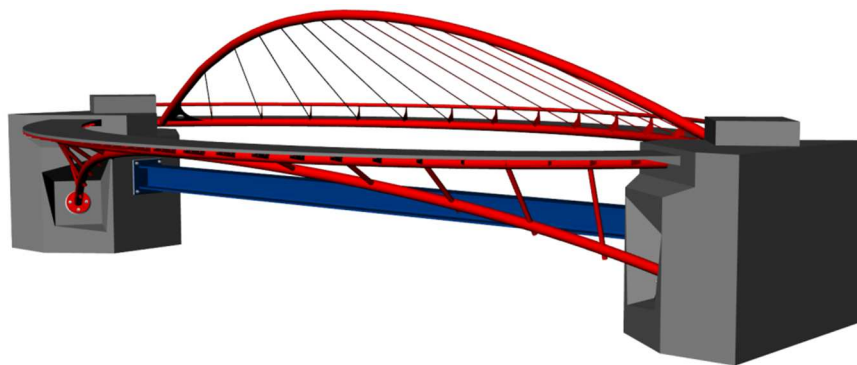


Obr. 128 – Schéma rozmístění spřahovacích prvků

Ocelový oblouk je tvořen rourou profilu $\text{Ø}70/5$ mm z oceli S355. Je zakončen na obou stranách kotevními plechy tloušťky 10 mm opatřenými čtveřicí otvorů pro zakotvení. Oblouk je k rouře mostovky připojen prostřednictvím 12 vzpěr proměnné délky profilu $\text{Ø}33,7/2,6$ mm z oceli 11 523. Ty procházejí skrz rouru mostovky i skrz rouru oblouku, kde také končí krátkým přesahem. Ve středu rozpětí jsou navíc obě roury spojené prostřednictvím dvou vevařených plechů tloušťky 8 mm.

Teoretické rozpětí konstrukce fyzikálního modelu bylo 6,0 m. Ocelová konstrukce byla kotvena do železobetonových základových bloků tvaru nepravidelného šestibokého hranolu připravovaných in situ. Tuhé spojení mostovky s bloky bylo realizováno kotvením ocelové konstrukce do základových bloků a následným přebetonováním. Základové bloky byly spojeny vodorovným táhlem z ocelového profilu HEB200 délky 5250 mm z oceli S355.

Fyzikální model (včetně druhé poloviny experimentu) je zobrazen na Obr. 129.



Obr. 129 – Vizualizace fyzikálního modelu (bez balastního zatížení)

Další vizualizace fyzikálního modelu jsou v Příloze 10.

9.3. Návrh a výroba ocelové konstrukce

Ocelová konstrukce fyzikálního modelu byla vyrobena královopolskou společností MBNS - International, spol. s r.o. Roura mostovky byla skružena do zadaného konstantního poloměru, roura oblouku byla nejprve skružována do rovinného oblouku proměnné křivosti (za využití papírové šablony v měřítku 1:1) a následně pomocí teploty skružována ze své roviny do požadovaného tvaru. Následně byla konstrukce na ocelových kozách sestavována dohromady a připojována ke vzpěrám. Poté byly do konstrukce vevařeny mezilehlé příčníky z ocelových plechů (*Obr. 130*), konce konstrukce byly osazeny koncovými příčníky a oblouk byl doplněn o kotevní plechy. Nakonec byly na konstrukci přibodovány plechy ztraceného bednění betonové mostovky tloušťky 1 mm, opatřené navařenými spřahovacími prvky. Ty byly tvořeny maticemi M8/4.6.



Obr. 130 – Ocelová konstrukce před navařením koncových příčníků, kotevních plechů oblouku a plechů ztraceného bednění

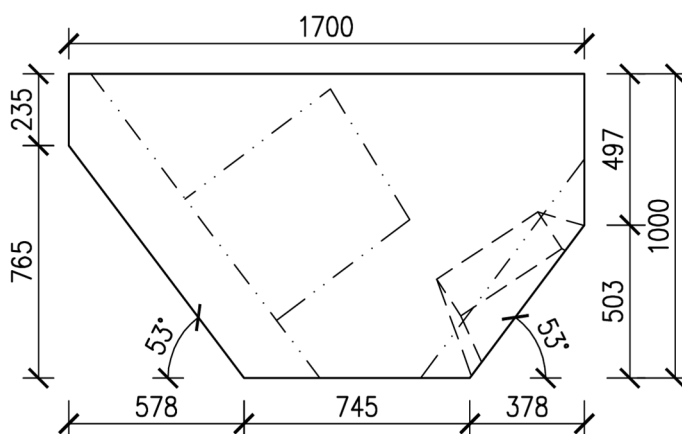
Konstrukce byla celá (s výjimkou plechů ztraceného bednění) natřena základovou barvou chránící před korozi. Pro přepravu z výroby do zkušebny byla konstrukce vybavena táhly z ocelových drátů pnutých mezi koncovými příčnicíky.

Výkresy ocelové konstrukce jsou v Příloze 11, fotografie z výroby ocelové konstrukce se nachází v Příloze 12.

9.4. Návrh základových bloků

Rozměry betonových základových bloků (patek) byly stanoveny s přihlédnutím k několika základním geometrickým a konstrukčním požadavkům.

Hlavním požadavkem byl tvar vyplývající z geometrie ocelových konstrukcí. Základem byl kvádr o půdorysných rozměrech 1,0 x 1,7 m, z něhož seříznutím dvojice rohů vznikl hranol s podstavou nepravidelného a v půdorysu nesouměrného šestiúhelníku (*Obr. 131*). Seříznutí bylo provedeno tak, aby betonová mostovka obou polovin modelu vstupovala na patku kolmo, přičemž body teoretického rozpětí, uvažované ve výpočetních modelech, byly od hrany patky vzdáleny 130, resp. 100 mm.

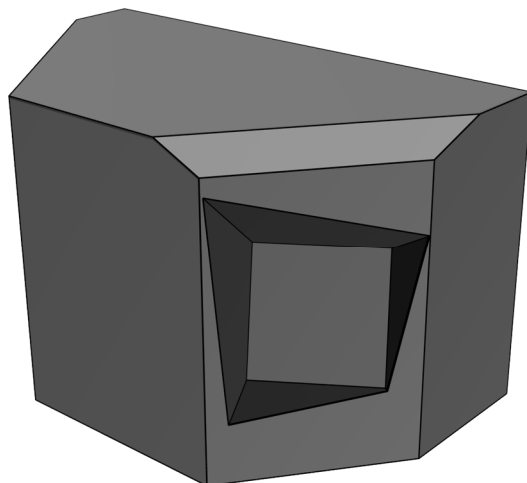


Obr. 131 – Půdorys základového bloku Z1

Výška základových bloků pak byla zvolena s ohledem na výšku ocelové konstrukce, kvůli které v nich bylo nutno udělat kapsy pro kotvení oblouku, a též s ohledem na potřebný prostor pod konstrukcí nutný k zavěšení balastního zatížení. Zároveň nesměly být bloky příliš vysoké s ohledem na nutnost ručního kladení závaží na mostovku během samotných zkoušek.

Bloky byly navrženy víceúrovňové, přičemž první stupeň měl výšku 1,00 m (*Obr. 132*) a sloužil pro zakotvení ocelové konstrukce. Druhý stupeň výšky 0,20 m sloužil k přebetonování koncových příčnicíků a zajištění vetknutí mostovky. Třetí stupeň výšky 0,15 m sloužil pro zakotvení předpínacího kabelu konstrukce druhého fyzikálního modelu. Celkový objem betonu každé patky byl 1,597 m³, použit byl beton pevnostní třídy C30/37 XC1.

Tvar základových bloků ovlivňoval jejich tíhu a tím i stabilitu celého modelu, hlavně ve fázi testování. Bylo proto nutné, aby měly patky co největší hmotnost a rozepření na co největší šířku. Zároveň ovšem bylo nutno brát zřetel na celkovou hmotnost bloků s nadbetonávkou z důvodu limitu jeřábového vybavení zkušebny – maximální přípustná hmotnost každého bloku byla proto 5 t.



Obr. 132 – Vizualizace prvního stupně základového bloku Z1 s pohledem na kapsu

Armokoš základového bloku tvořily pruty průměru 10 mm z oceli B500B, spirály do kotevních oblastí byly z prutů průměru 8 mm. Vyztužení bylo provedeno při každém povrchu (včetně kapes pro uložení oblouku) v obou směrech. Krytí bylo s ohledem na dočasné umístění konstrukce a prostředí zkušebny zvoleno 25 mm. Z prvního a druhého stupně bloků vyčnívala výztuž pro stykování s výztuží navazujícího stupně. Celková hmotnost výztuže každého bloku byla přibližně 150 kg.

Každý blok byl osazen třemi závitovými tyčemi, dostatečně zakotvenými (prostřednictvím koncových plechů), sloužícími k připevnění ok, umožňujících manipulaci s bloky na jeřábu.

Bloky byly betonovány v bedně z vodovzdorné překližky tloušťky 18 mm. Vzhledem k betonáži ve zkušebně bylo bednění opatřeno dnem. Z důvodů očekávaného hydrostatického tlaku od čerstvého betonu bylo bednění zvenku osazeno dvojicí obručí ze šroubovaných ocelových tyčí z profilů L50/4. Třetí obruč byla umístěna do paty bednění a byla spojena se dnem. V době betonáže bylo bednění též opatřeno dvěma závitovými tyčemi M12 v plastových chráničkách, které spojovaly dvě nejdelsí protilehlé stěny bednění. Obruče byly k bednění připevněny šrouby a poloha pásnic L-profilů byla vystřídána tak, aby mohly být jednotlivé části obruče sešroubovány na stycích k sobě. Kapsa potřebná k zakotvení oblouku byla vytvořena pomocí tělesa tvaru čtyřbokého komolého

jehlanu, vlepeného do bednění. Těleso bylo provedeno z tvrzeného polystyrenu opláštěného PVC deskami tloušťky 3 mm.

Výkresy tvaru a schémata vyztužení základového bloku Z1 se nachází v Příloze 13. Základový blok Z2 měl obdobný tvar, pouze souměrný podle roviny procházející čelem základu.

9.5. Plán sledování a osazení měřicí techniky

Fyzikální model byl osazen měřicí technikou. Pro sledování napjatosti jednotlivých konstrukčních částí byly použity linerání odporové tenzometry značky HBM. Pro ocelové prvky typ 6/350 LY11 a pro betonovou mostovku typ 20/120 LY41. Pro měření průhybů byly použity indukčnostní snímače dráhy.

Měřicí aparaturu tvořily dvě ústředny typu Pohl pro 2x 32 kanálů, ke kterým byly připojeny všechny tenzometry na ocelové konstrukci. Dalším prvkem měřicí soustavy byla při zavěšování balastního zatížení osmikanálová ústředna Spider 8, k níž byly zapojeny snímače deformací (a také siloměry pro měření předpínací síly na druhém fyzikálním modelu). Pro fázi zatěžovacích zkoušek byly nově nastavené snímače deformace spolu s nově umístěnými tenzometry na betonové mostovce přepojeny do třetí ústředny typu Pohl.

Počet odporových tenzometrů umístěných na ocelové konstrukci činil 34 kusů, na betonové mostovce pak 7 kusů. Tenzometry byly umísťovány do typických míst na konstrukci – polovina, čtvrtina rozpětí, vetknutí, aby bylo možno z poměrného přetvoření stanovit normálovou sílu a ohybový moment v daném řezu. Tenzometry na některých vzpěrách byly zapojeny do série. Poloha snímačů deformace byla rovněž typická – polovina a čtvrtiny rozpětí oblouku a roury mostovky.

Umístění a značení jednotlivých tenzometrů a snímačů deformací je přehledně znázorněno v Příloze 14.

9.6. Stavba modelu

Výstavba modelu započala sestavením armokoše základového bloku Z1, osazením armokoše distančníky, složením části bednění (bez stěny s kapsou potřebnou pro zakotvení oblouku) a usazením armokoše do bednění. Následně bylo bednění uzavřeno, osazeno závitovými tyčemi M12 s chráničkami (mezi delšími stranami bednění) a obruče po obvodu byly sešroubovány. Následně byl první stupeň bloku vybetonován. Betonová směs byla dopravena do zkušebny domíchávačem z betonárky. Tím byla zajištěna stejnorodost směsi i rychlost výroby. Beton byl během betonáže mechanicky hutněn pomocí ponorného vibrátoru.

Beton patky byl po 4 dny ošetřován, aby bylo zamezeno popraskání povrchu v důsledku smršťování vysychajícího materiálu. Povrch vystavený okolnímu prostředí byl poléván vodou a udržován ve vlhkém prostředí. Po 4 dnech byla patka odbedněna.

Během ošetřování betonu základového bloku Z1 byl sestaven armokoš bloku Z2. Po odbednění bloku Z1 (*Obr. 133*) bylo bednění upraveno tak, aby jej bylo možno použít i pro blok Z2. Po složení části bednění, usazení armokoše a uzavření bednění proběhla opět betonáž. Základový blok Z2 byl taktéž ošetřován po 4 dny.



Obr. 133 – Základový blok Z1 a armokoš základového bloku Z2 ve zkušebně

Model bylo nutno do zkušebny umístit s ohledem na snadný přístup ke všem jeho součástem, obzvláště během zatěžovacích zkoušek. Zároveň bylo nutné zohlednit nerovnosti podlahy zkušebny. Z toho důvodu byly obě patky usazeny do tenkého betonového lože. Přesnost výškového umístění byla zajištěna podkladními plechy různých tloušťek. Během procesu usazování byly provedeny kontrolní měření pomocí nivelačního přístroje. Dále byla sledována vzdálenost patek a jejich orientace – patky nesměly být vůči sobě natočené.

Následně bylo mezi základové bloky umístěno spojovací táhlo profilu HEB200 délky 5250 mm. Spojení táhla a základových bloků bylo realizováno pomocí koncových styčnickových plechů a chemického kotvení závitových tyčí profilu 16 mm do předvrtaných otvorů průměru 20 mm. Pro podmazání styčnickového plechu byla použita vrstva z materiálu Groutex Fill-In. Po spojení základových bloků byly tyto osazeny oběma ocelovými konstrukcemi.

Mostovka konstrukce byla kotvena pomocí koncových příčníků. Každý z nich se skládal z patního plechu tloušťky 10 mm o rozměrech 350 x 350 mm. Ten byl s rourou mostovky spojen prostřednictvím trojice svislých plechů opatřených výřezy pro rouru mostovky (*Obr. 134*). Patní plech koncového příčníku byl opatřen šesti otvory průměru 16 mm pro umístění závitových tyčí průměru 12 mm, uchycených do základových bloků pomocí chemického kotvení do

předvrtaných otvorů. Ocelový oblouk byl kotvený do otvorů předvrtaných v kapsách základových bloků pomocí styčnickových plechů na obou jeho koncích čtveřicí závitových tyčí průměru 16 mm do předvrtaných otvorů průměru 20 mm.



Obr. 134 – Koncový příčník před zakotvením

Po zakotvení a podlití byla ocelová část konstrukce odskružena a natřena ve dvou vrstvách. Spodní vrstva byla natřena standardní červenou barvou, svrchní vrstva pak rumělkovou červení (odstín RAL 8140). Táhlo spojující základové bloky byl nastřeno návěsní modří (odstín RAL 4550).

Následně byly dobetonovány druhý a třetí stupeň základových bloků. Bednění bylo vyrobeno z vodovzdorné překližky použité při betonáži prvního stupně bloků. Výztuž nadbetonávky částečně tvořily pruty z prvního stupně. K nim byly přiloženy další ohýbané pruty s ohledem na polohu kotevních plechů. V bednění byly vytvořeny prostupy pro výztuž směřující do mostovky. Beton byl opět dopraven z betonárky. Po odbednění byla ocelová část konstrukce osazena měřicí technikou (Obr. 135).



Obr. 135 – Tenzometry na oblouku

Nyní již bylo možné navěsit na konstrukci balastní zatížení. Následně byla vybetonována mostovka. K tomu byl využit speciálně vyvinutý mikrobeton. Ošetřování čerstvého betonu probíhalo 14 dnů. Prvních 7 dnů byla třikrát denně mostovka vlhčena a polévána vodou. Povrch mostovky byl překryt dvěma vrstvami geotextílie a PVC folií.

Po skončení ošetřování byla betonová mostovka osazena měřicí technikou. Poté bylo možno začít s testováním modelu (*Obr. 136 a Obr. 137*).



Obr. 136 – Fyzikální model po dokončení stavby



Obr. 137 – Fyzikální model po dokončení stavby

Další fotografie z výstavby a fotografie dokončeného modelu se nachází v Příloze 15.

9.7. Testování modelu

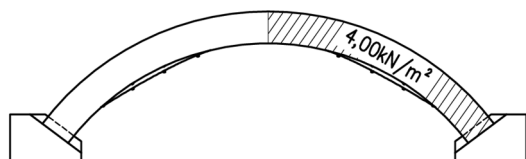
Konstrukce byla testována ve třech fázích. V první byla zatížena ve třech polohách zatížením odpovídajícím $4,00 \text{ kN/m}^2$. Tato fáze reprezentovala proměnné zatížení v mezním stavu použitelnosti. Ve druhé fázi byla konstrukce zatížena po celé délce zatížením odpovídajícím přibližně 2,2-násobku proměnného zatížení z předchozí fáze, tj. přibližně $8,80 \text{ kN/m}^2$. Tato fáze reprezentovala proměnné zatížení v mezním stavu únosnosti. Ve třetí fázi byla konstrukce zatížena ve dvou polohách největším možným zatížením, tj. maximálním počtem dostupných zatěžovacích bloků, až do případného kolapsu. Tato fáze byla nazvána limitní zkouškou.

Během testování byla zajištěna stabilita modelu pomocí protizávaží na jeho druhé polovině.

9.7.1. Mezní stav použitelnosti

Pro testování modelu konstrukce na mezní stav použitelnosti byly zvoleny tři polohy proměnného zatížení.

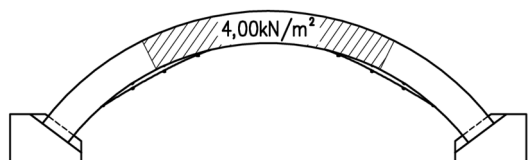
V první poloze (*Obr. 138*) byla konstrukce zatížena 27mi bloky o hmotnosti 18 kg rovnoměrně rozmístěnými po polovině délky mostovky (uvažováno od začátku do poloviny délky mostovky). Celková tíha 486 kg tak odpovídala zatížení $4,00 \text{ kN/m}^2$ po celé zatěžovací šířce mostovky. Tato poloha zatížení by měla způsobit největší možné nerovnoměrné namáhání oblouku ve čtvrtině jeho rozpětí.



Obr. 138 – První poloha proměnného zatížení pro MSP

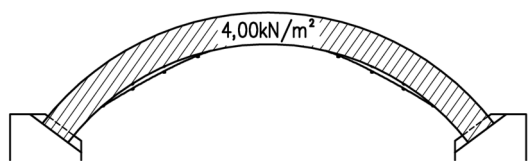
Ve druhé poloze (*Obr. 139*) byla konstrukce opět zatížena 27mi bloky o hmotnosti 18 kg rovnoměrně rozmístěnými po polovině délky mostovky, ovšem tentokrát byla zatížena druhá a třetí čtvrtina délky mostovky (tj. zatížení bylo kladeno rovnoměrně od čtvrtiny délky mostovky do tří čtvrtin délky mostovky).

Celková tíha 486 kg tak odpovídala zatížení $4,00 \text{ kN/m}^2$ po celé zatěžovací šířce mostovky. Tato poloha zatížení by měla způsobit největší možné rovnoměrné namáhání oblouku v polovině jeho rozpětí.



Obr. 139 – Druhá poloha proměnného zatížení pro MSP

Ve třetí poloze (Obr. 140) byla konstrukce zatížena 54mi bloky o hmotnosti 18 kg rovnoměrně rozmístěnými po celé délce mostovky. Celková tíha 972 kg tak odpovídala zatížení $4,00 \text{ kN/m}^2$ po celé zatěžovací šířce mostovky (která byla uvažována jako $0,35 \text{ m}$). Tato poloha zatížení by měla způsobit největší možné namáhání mostovky konstrukce.



Obr. 140 – Třetí poloha proměnného zatížení pro MSP

Samotné zatěžování proběhlo ve dvou krocích. Nejprve byla nezatížená konstrukce tzv. „rozhýbána“, tj. bylo na ní umístěno po celé délce mostovky zatížení odpovídající polovině maximální hodnoty proměnného zatížení ($2,00 \text{ kN/m}^2$), což odpovídalo 27mi blokům o váze 18 kg. Po ustálení deformací byla konstrukce odtížena a opět bylo vyčkáno do ustálení deformací. Tento

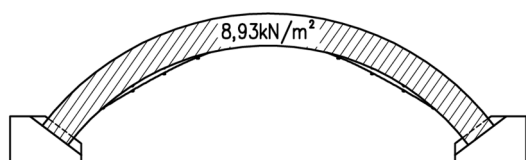
postup se prováděl kromě jiného i z důvodu kontroly měřicí techniky, čímž bylo možno eliminovat pozdější případné problémy s nefunkční měřicí technikou.

Následně byla konstrukce zatěžována. Závaží bylo umístěno do první polohy. Vyčkalo se 30 minut (z důvodu ustálení deformací) a konstrukce se odtížila. Opět se vyčkalo 30 minut. Následně byla konstrukce opět zatížena, zatížení bylo kladeno do druhé polohy. Následně odtíženo. Vždy byly deformace ustalovány po dobu 30 minut. Ve třetí fázi bylo zatížení umístěno do třetí polohy, opět s 30 minutovým intervalem ustalování deformací pro zatížení i odtížení.

Po posledním odtížení a ustálení byla betonová mostovka podrobena důkladné prohlídce. Ta ukázala, že během zatěžování nebyla mostovka porušena trhlinami. Toto zjištění bude nutno zohlednit při vyhodnocování (tj. upravit modul pružnosti betonu ve výpočetním modelu).

9.7.2. Mezní stav únosnosti

Pro testování modelu konstrukce na mezní stav únosnosti byla zvolena pouze jedna poloha proměnného zatížení (*Obr. 141*). Mostovka byla zatížena 27mi bloky o hmotnosti 55 kg a 38 kusy zatížení o hmotnosti 18 kg. Výsledné zatížení 2169 kg odpovídalo 2,23 násobku plného nahodilého zatížení, tj. 8,93 kN/m².



Obr. 141 – Poloha proměnného zatížení pro MSÚ

Nezatížená konstrukce byl opět „rozhýbána“ a následně po ustálení deformací po odtížení byla zatížena bloky o hmotnosti 55 kg. Po 30 minutách ustalování byl přidán zbytek zatížení. Odtěžování po ustálení deformací proběhlo opět ve dvou krocích.

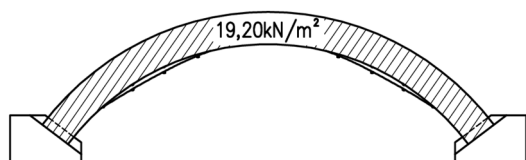
Po odtížení byly na mostovce patrné 4 vlasové (již uzavřené) trhliny, způsobené příčným ohybovým namáháním betonové mostovky.

9.7.3. Limitní zkouška

Z důvodů těžko stanovitelné maximální únosnosti konstrukcí, dané velice konzervativním přístupem k materiálovým charakteristikám materiálů v normách pro návrh stavebních konstrukcí, byla snaha zjistit limitní hodnotu zatížení pro konstrukci podepřenou obloukem. S ohledem na možné zřícení konstrukce byly

odpojeny ústředny a měřicí aparatura pro poměrná přetvoření a deformace a sledován byl pouze průhyb konstrukce v místech jeho očekávaného maxima.

V první poloze (*Obr. 142*) byla konstrukce rovnoměrně zatížena po celé délce mostovky. Na mostovku bylo rovnoměrně umístěno celkem 14 betonových bloků o hmotnosti 200 kg, 32 betonových bloků o hmotnosti 55 kg a na závěr ještě 1 betonový blok o hmotnosti 100 kg doprostřed rozpětí mostovky (přičemž po jeho umístění se průhyb nezměnil). Více zatížení nebylo možno z prostorových a kapacitních důvodů na konstrukci umístit. Celkové zatížení konstrukce činilo 4660 kg, což odpovídalo plošnému zatížení $19,20 \text{ kN/m}^2$ (více než 4,7mi násobek původně zkoušeného proměnného zatížení). Limitní únosnosti však dosaženo nebylo. Nadměrné zatížení konstrukce se projevilo popraskáním betonové části mostovky na několika místech.

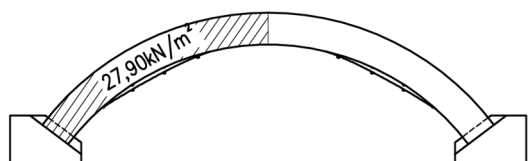


Obr. 142 – První poloha proměnného zatížení pro limitní zkoušku

V druhé poloze (*Obr. 143*) byla konstrukce rovnoměrně zatížena na polovině délky mostovky (od poloviny do konce rozpětí). Na mostovku bylo umístěno 11 betonových bloků o hmotnosti 200 kg, 18 betonových bloků o hmotnosti 55 kg a na závěr 1 betonový blok o hmotnosti 200 kg doprostřed zatěžované oblasti (nejnepříznivější poloha bodového zatížení). Více zatížení opět nebylo možno na polovinu konstrukce umístit. Celkové zatížení činilo 3390 kg, což odpovídalo plošnému zatížení na polovinu konstrukce $27,90 \text{ kN/m}^2$ (téměř sedminásobek původně zkoušeného proměnného zatížení). Ani v tomto případě nebylo dosaženo limitní únosnosti. Zatížení rovněž způsobilo rozvinutí trhlin na mostovce.

Limitní zkouška potvrdila výroky starých mostních stavitelů, že obloukové mosty, jsou-li správně postaveny, jsou prakticky nezničitelné. [1]

Fotografie z testování modelu a schémata prasklin vzniklých během testování modelu se nachází v Příloze 16.



Obr. 143 – Druhá poloha proměnného zatížení pro limitní zkoušku

9.8. Bourání testovacího modelu

Po skončení testování modelu byla konstrukce zbourána. Nejprve bylo odstrojeno balastní zatížení, následně byla vybourána betonová část mostovky. Na závěr byla odřezána od betonových bloků ocelová konstrukce a rozřezána na menší části.

Před samotným bouráním byla konstrukce podrobně prohlédnuta. Ocelová část nevykazovala známky plastických deformací nebo jiných porušení. Betonová část mostovky byla na několika místech porušena trhlinami (viz kapitola 9.7). Během jejího bourání bylo také prokázáno, že spřažení s ocelovými plechy mostovky bylo dle předpokladů (Obr. 144).



Obr. 144 – Detail výztuže z opěry a spřahovacího prvku během bourání

10. VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH HODNOT NA FYZIKÁLNÍM MODELU

Jak bylo zmíněno v kapitole 9.5, fyzikální model byl osazen celkem 41 odporovými tenzometry a 5 snímači deformací. Tenzometry v průběhu testování měřily každých 5 vteřin velikost poměrného přetvoření (v $\mu\text{m}/\text{m}$). Z poměrného přetvoření byla následně vypočtena velikost napětí. Tyto hodnoty napětí byly poté srovnány s napětími spočtenými z vnitřních sil na výpočetním modelu zmenšené konstrukce. Deformace (v mm), měřené opět každých 5 vteřin, byly taktéž porovnávány s hodnotami deformací z výpočetního modelu. Tento musel být ještě před samotným vyhodnocením upraven tak, aby odpovídal úpravám provedeným na konstrukci během výstavby (viz kapitola 9.1).

Umístění a značení jednotlivých tenzometrů a snímačů deformací je přehledně znázorněno v Příloze 14.

10.1. Úpravy výpočetního modelu

10.1.1. Materiály výpočetního modelu

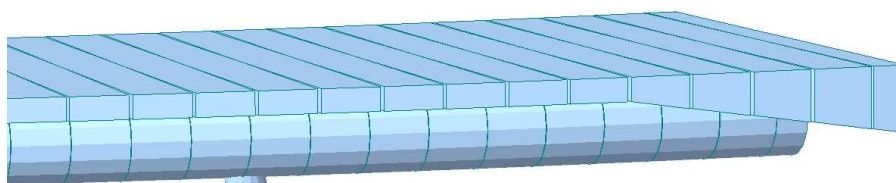
Charakteristiky betonu ve výpočetním modelu byly upraveny tak, aby odpovídaly použité receptuře. Zároveň vzhledem ke skutečnosti, že během testování na mezní stav únosnosti (a následně i během limitní zkoušky) betonová mostovka popraskala, byl upraven modul pružnosti betonu pro tyto stavy tak, aby postihl odpovídající změkčení konstrukce – hodnota modulu pružnosti betonu byla v místě potrhání zredukována na 50 %, v místech trhlin pak na 5 % hodnoty nepotrhaného betonu. Mostovka byla také doplněna o plech mostovky.

10.1.2. Balastní zatížení

V původním výpočetním modelu bylo balastní zatížení umístěno do ideální polohy (ve vztahu k působení vlastní tíhy). Nyní bylo balastní zatížení upraveno tak, aby odpovídalo skutečnému rozmístění po délce konstrukce a aby odpovídalo dostupnému sortimentu závaží.

10.1.3. Náběh mostovky

Náběh betonové mostovky v místě napojení na opěru byl zaveden do výpočetního modelu prostřednictvím prvků o proměnné výšce. Zároveň byl respektován skutečný tvar náběhu prostřednictvím vhodného zarovnání prvků (Obr. 145).



Obr. 145 – Náběh mostovky ve výpočetním modelu

10.1.4. Zakřivení oblouku

Elementy oblouku byly rozděleny na čtyři stejně dlouhé části tak, aby respektovaly skutečné zakřivení oblouku. Zároveň byly rozděleny i elementy vzpěr, vždy na 3 až 11 stejně dlouhých elementů (v závislosti na celkové délce vzpěr). Bylo tak možné snáze odečítat vnitřní síly v místech umístění tenzometrů.

10.1.5. Úprava spřažení

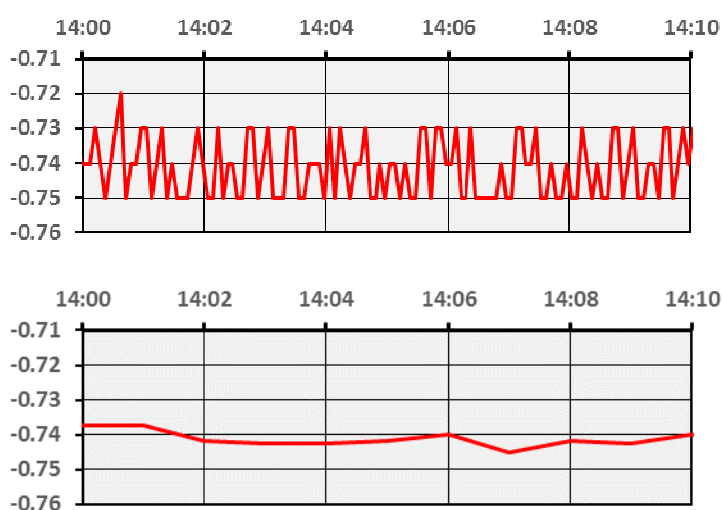
Výpočetní model (stejně jako výpočetní model reálné konstrukce) uvažoval spřažení mezi ocelovou rourou mostovky a betonovou deskou po celé jejich délce. Naproti tomu u fyzikálního modelu byla betonová deska mostovky připojena pouze k příčnicům, tj. spřažení bylo realizováno pouze každých 250 mm délky mostovky. Tato konstrukční úprava byla zavedena i do výpočetního modelu tak, aby co nejpřesněji vystihoval skutečnost.

10.2. Vyhodnocení Mezního stavu použitelnosti

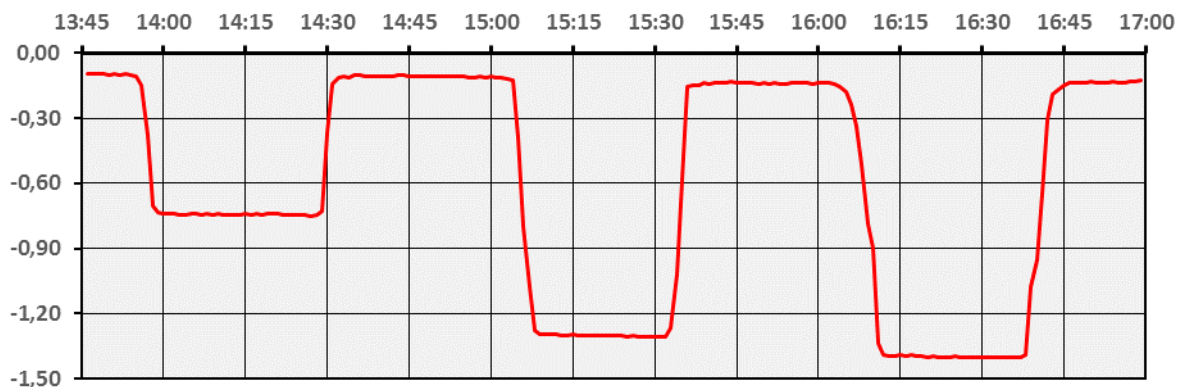
Testování modelu na zatížení reprezentující Mezní stav použitelnosti (viz kapitola 9.7.1) proběhlo 13.10.2014 mezi 13:45 a 17:00. V průběhu testování byla ve zkušebně konstantní teplota, proto dále ve vyhodnocení napětí nejsou zahrnuty účinky vyvolané změnou teploty konstrukce a měřicích zařízení.

10.2.1. Vyhodnocení deformací

Průběh svislé deformace byl vyhodnocen u každého z pěti snímačů. Do grafu byl zanesen průběh v daném časovém intervalu a po eliminaci šumu ze snímačů a oscilací od kmitání (Obr. 146) byly odečteny hodnoty deformací vždy před zatěžováním, po umístění zatížení, před odtižením a po odtižení (Obr. 147).



Obr. 146 – Princip eliminace šumů a kmitání prostřednictvím zprůměrování hodnot deformací (v mm) v minutovém časovém intervalu - původní výstup (nahore) a zprůměrované hodnoty (dole)

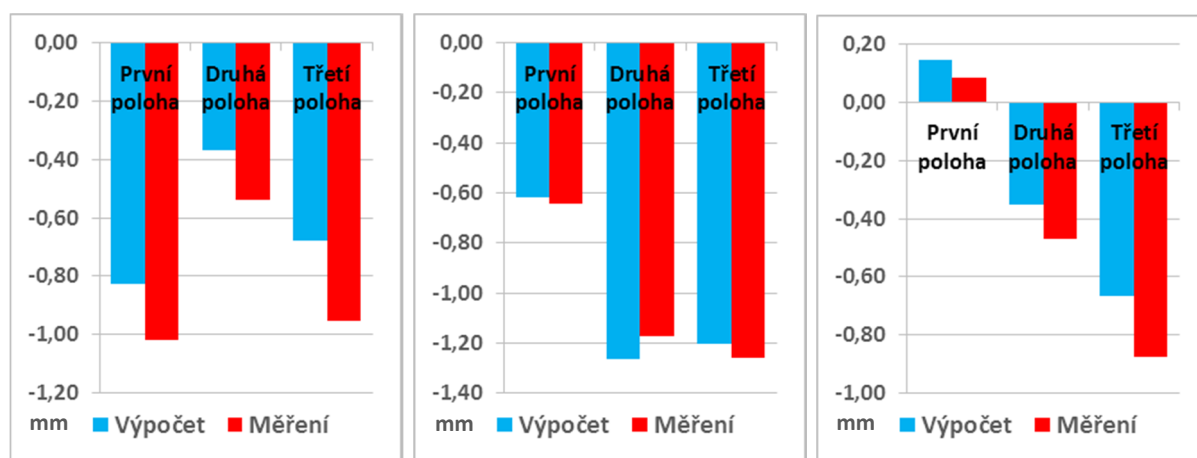


Obr. 147 – Příklad grafu průběhu deformace - průběh svislé deformace konstrukce ve středu rozpětí (v mm)

Z hodnot rozdílů deformací mostovky a oblouku byly stanoveny výsledné deformace konstrukce ve sledovaných místech od jednotlivých zatížení. Následně byly porovnány s hodnotami z výpočetního modelu (Tab. 9 a Tab. 10). Hodnoty byly porovnány i graficky (Obr. 148 a Obr. 149).

	Mostovka první čtvrtina		Mostovka střed rozpětí		Mostovka třetí čtvrtina	
	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]
První poloha zat.	-0,83	-1,02	-0,62	-0,65	0,15	0,09
Druhá poloha zat.	-0,37	-0,54	-1,26	-1,18	-0,35	-0,47
Třetí poloha zat.	-0,68	-0,96	-1,21	-1,26	-0,66	-0,88

Tab. 9 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSP



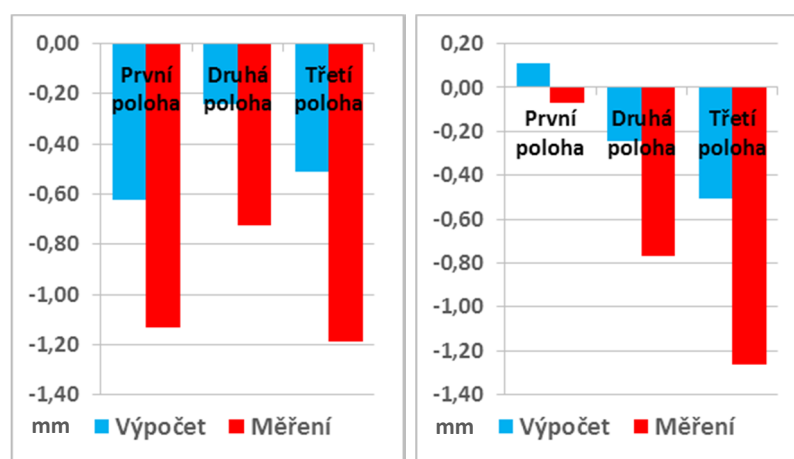
Obr. 148 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSP - mostovka v první čtvrtině rozpětí (vlevo), uprostřed rozpětí (uprostřed) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Z porovnání hodnot svislých deformací uprostřed rozpětí vyplývá, že pro první a třetí polohu zatížení (proměnné zatížení na první polovině délky mostovky a na celé délce mostovky) hodnoty vypočtené odpovídají hodnotám naměřeným. V případě zatížení na střední část mostovky se hodnoty mírně lišily (hodnota naměřená byla dokonce proti předpokladu nižší než vypočtená). To však mohlo být dáno nepřesností v kladení zatížení na mostovku. Na druhou stranu průhyby ve čtvrtinách rozpětí se lišily o 25 - 30 % (pro všechny polohy zatížení).

Srovnání svislých průhybů konstrukce naznačuje, že díky tuhému připojení vzpěr na oblouk a rouru mostovky (které si vyžádalo jejich navrtání a tím pádem oslabení) byla tuhost konstrukce zmenšena. Naopak připojení oblouku k mostovce v jeho koruně bylo tužší než připojení uvažované na prutovém modelu. To je pravděpodobný důvod, proč jsou vypočtené a změřené deformace uprostřed rozpětí téměř shodné, ale ve čtvrtině rozpětí se liší. Konstrukce má tak stejnou absolutní hodnotu průhybu, ale průběh deformace je mírně odlišný.

	Oblouk první čtvrtina		Oblouk třetí čtvrtina	
	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]
První poloha zat.	-0,62	-1,13	0,11	-0,07
Druhá poloha zat.	-0,24	-0,73	-0,24	-0,77
Třetí poloha zat.	-0,51	-1,19	-0,51	-1,26

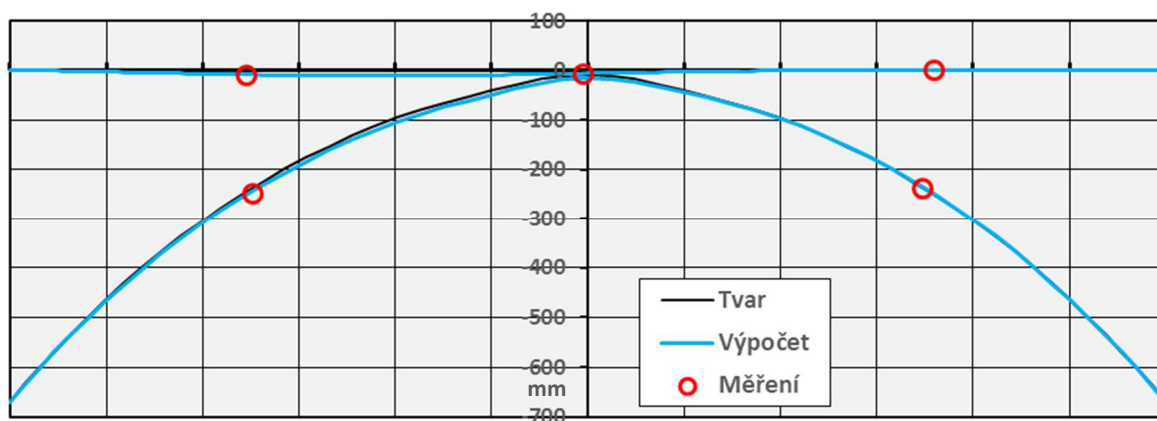
Tab. 10 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSP



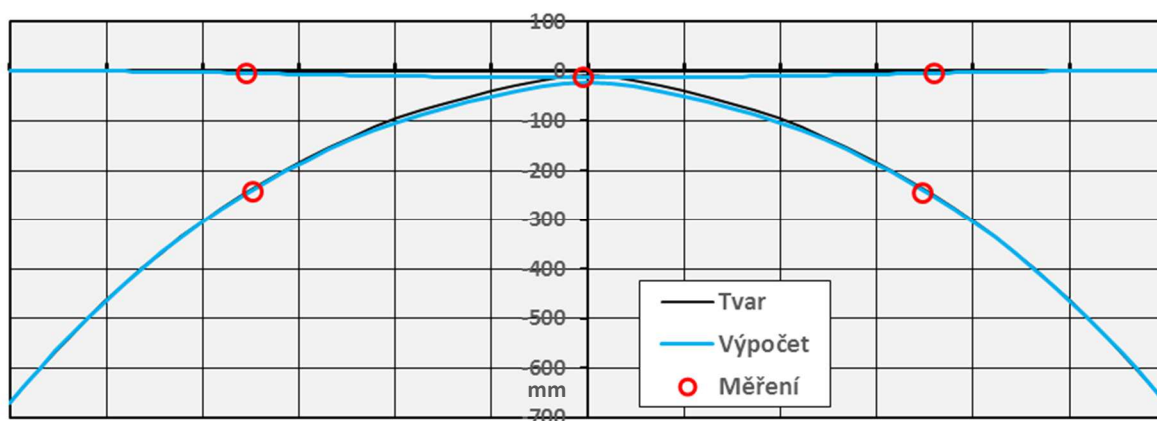
Obr. 149 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSP - oblouk v první čtvrtině rozpětí (vlevo) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Naměřené deformace oblouku ve čtvrtinách jeho rozpětí jsou stejně jako v případě spřažené mostovky vyšší než vypočtené, v případě oblouku jsou ovšem rozdíly deformací násobně větší. To je způsobeno menší celkovou tuhostí oblouku danou jeho oslabením. Dalším důvodem by mohly být excentricity vzniklé při jeho výrobě, které by měření mohly významně ovlivňovat. Ty však nebyly sledovány.

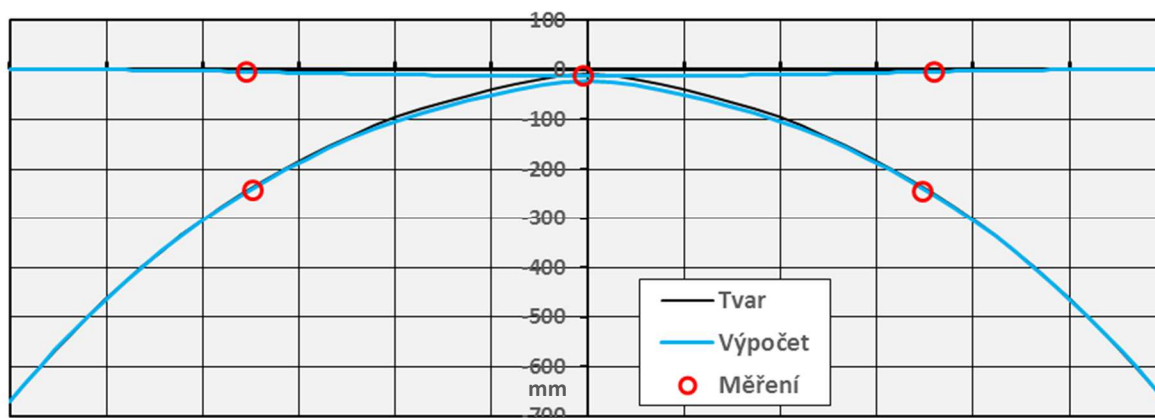
Naměřené deformace byly porovnány i v kontextu celkových rozměrů fyzikálního modelu. Na grafech na *Obr. 150*, *Obr. 151* a *Obr. 152* je (pro jednotlivé polohy proměnného zatížení) vidět srovnání výchozího tvaru konstrukce, vypočtené deformace a naměřené deformace, vše padesátkrát převýšené. I přes značné převýšení je vidět, že naměřené hodnoty deformací odpovídají předpokládanému chování konstrukce.



Obr. 150 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro první polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno



Obr. 151 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro druhou polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno



Obr. 152 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro třetí polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno

10.2.2. Vyhodnocení napětí na ocelové části konstrukce

Napětí z naměřených poměrných přetvoření ocelové části konstrukce bylo nejprve nutno vypočítat. Bylo třeba i zohlednit korekční součinitel jednotlivých odporových tenzometrů. Ten měl hodnotu pro všechny použité tenzometry:

$$k = \frac{2,00}{2,04} = 0,980 \quad (39)$$

Výslední napětí bylo spočteno jako:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \cdot k \quad (40)$$

Vzhledem k přesnosti měřicí soustavy, kdy poměrná přetvoření byla ústřednou zaznamenávána s přesností na 1 $\mu\text{m}/\text{m}$, odchylka napětí mohla v případě ocelové konstrukce dosahovat až

$$\Delta_{\sigma} = \frac{E \cdot \varepsilon \cdot k}{2} = \frac{210 \text{ GPa} \cdot 1 \mu\text{m}/\text{m} \cdot 0,980}{2} = \pm 103 \text{ kPa} \quad (41)$$

Tenzometry byly na zkoumaných řezech osazeny v počtu 2 až 4 kusů tak, aby bylo možno vždy z dvojice protilehlých tenzometrů vypočítat napětí od normálové síly. Ta je v případě obloukové konstrukce rozhodující vnitřní silou a proto bylo celkové normálové napětí vyhodnocováno pouze v několika řezech a mělo spíše kontrolní charakter.

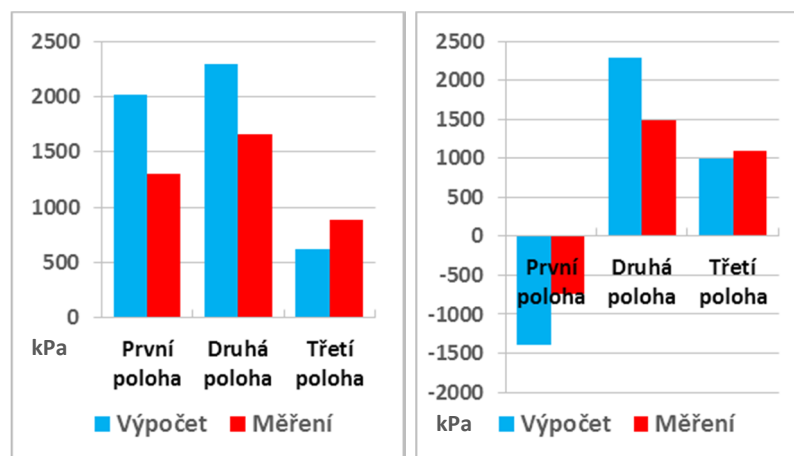
Vyhodnocení napětí na ocelové části konstrukce bylo rozděleno dle jednotlivých konstrukčních částí (roura mostovky, oblouk a vzpěry). Do grafů byly zaneseny průběhy napětí v časovém intervalu měření a po eliminaci šumu a oscilací byly odečteny hodnoty napětí vždy před zatěžováním, po umístění zatížení, před odtižením a po odtižení. Ty byly následně porovnány s hodnotami z výpočetního modelu (Tab. 11 - Tab. 15). Hodnoty byly porovnány i graficky (Obr. 153 - Obr. 157).

Napjatost roury mostovky byla sledována ve vetknutí na obou jejích koncích, v první čtvrtině rozpětí a v polovině rozpětí konstrukce.

Z porovnání hodnot napětí ve vetknutích (*Tab. 11 a Obr. 153*) vyplývá, že konstrukce byla namáhána méně, než bylo očekávané na základě numerické analýzy. Tomu by nahrával předpoklad z předchozí části, že konstrukce je měkčí v důsledku oslabení hlavních konstrukčních prvků. Zároveň je třeba zdůraznit, že ačkoliv jsou relativní rozdíly mezi vypočtenými a naměřenými hodnotami v řádu desítek procent, absolutní rozdíly jsou vzhledem k velikosti napětí odpovídajícímu poměrnému přetvoření o 1 $\mu\text{m}/\text{m}$ (cca 206 kPa) malé.

	Roura mostovky vetknutí (opěra Z1)		Roura mostovky vetknutí (opěra Z2)	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	2015	1305	-1399	-747
Druhá poloha zat.	2288	1656	2288	1480
Třetí poloha zat.	616	889	1003 ^{*)}	1099 ^{*)}

Tab. 11 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP (hodnoty označené ^{*)} - nejedná se o napětí od normálové síly, ale celkové normálové napětí)



Obr. 153 – Porovnání napětí ve vetknutí roury mostovky v MSP - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Pozn.: Během posledního odtěžování došlo pravděpodobně k selhání tenzometru TTM11 (umístěnému při opěře Z2 na vnějším povrchu roury mostovky). Z toho důvodu byly pro třetí polohu zatížení porovnávány hodnoty

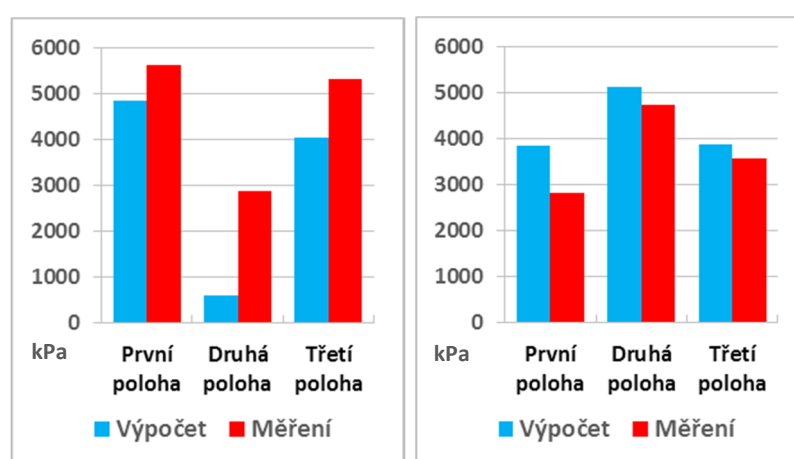
napětí při vnitřním povrchu, tj. včetně vlivu příčného ohybového momentu (v tabulce *Tab. 11* označeno *).

Ve čtvrtině rozpětí je mostovka o přibližně 20 - 30 % víc namáhaná (ještě výraznější je to u druhé polohy zatížení, tam jde patrně o nepřesné umístění zatížení na konstrukci), avšak v polovině rozpětí je zatížení opět menší, pro druhou a třetí polohu zatížení je rozdíl menší než 10 % (*Tab. 12* a *Obr. 154*). V případě zatížení na polovinu délky byl rozdíl vyšší, což může být dáno jiným rozdělením tuhosti po délce konstrukce, které se právě projeví nejvýrazněji u nesymetrického zatížení.

Celkové srovnání naměřených a vypočtených hodnot napětí na mostovce vyznívá pro konstrukci velice příznivě. Skutečné namáhání je (až na oblast ve čtvrtině rozpětí) menší než předpokládané a ze srovnání plyne zřejmá korelace naměřených a vypočítaných hodnot.

	Roura mostovky čtvrtina rozpětí		Roura mostovky polovina rozpětí	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	4847	5605	3855	2807
Druhá poloha zat.	615	2877	5115	4725
Třetí poloha zat.	4027	5322	3863	3556

Tab. 12 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP



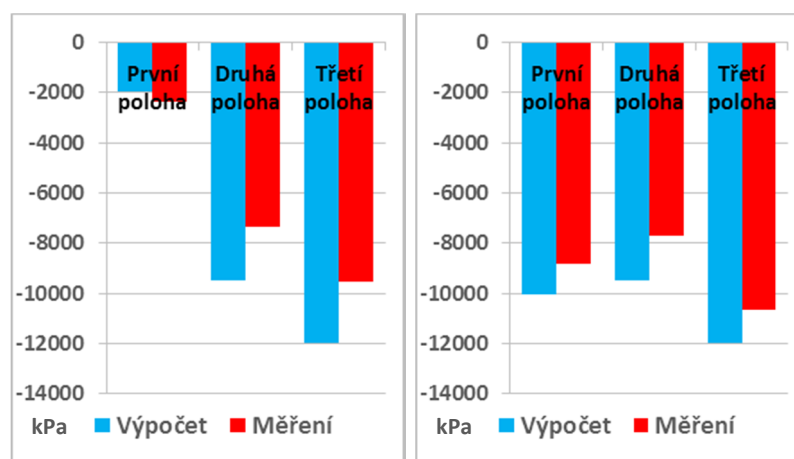
Obr. 154 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Stejně jako v případě roury mostovky, i napjatost oblouku byla sledována ve vetknutí na obou jeho koncích, v první čtvrtině rozpětí a v polovině rozpětí konstrukce.

Namáhání oblouku fyzikálního modelu ve vetknutí (*Tab. 13* a *Obr. 155*) bylo dle předpokladů (na základě dosavadního pozorování) o přibližně 20 % menší než namáhání výpočetního modelu (s jedinou výjimkou - namáhání v odlehčené opěře během testování první polohy zatížení bylo o 17 % vyšší). Zároveň bylo možno pro druhou a třetí polohu zatížení prokázat, že zatížení bylo opravdu kladeno symetricky na konstrukci (rozdíly ve vetknutí jsou velmi malé a dané například i mírně odlišnou polohou tenzometrů u jednotlivých opěr).

	Oblouk vetknutí (opěra Z1)		Oblouk vetknutí (opěra Z2)	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	-1969	-2364	-10033	-8844
Druhá poloha zat.	-9474	-7357	-9474	-7729
Třetí poloha zat.	-12003	-9548	-12003	-10650

Tab. 13 – Porovnání napětí oblouku v MSP



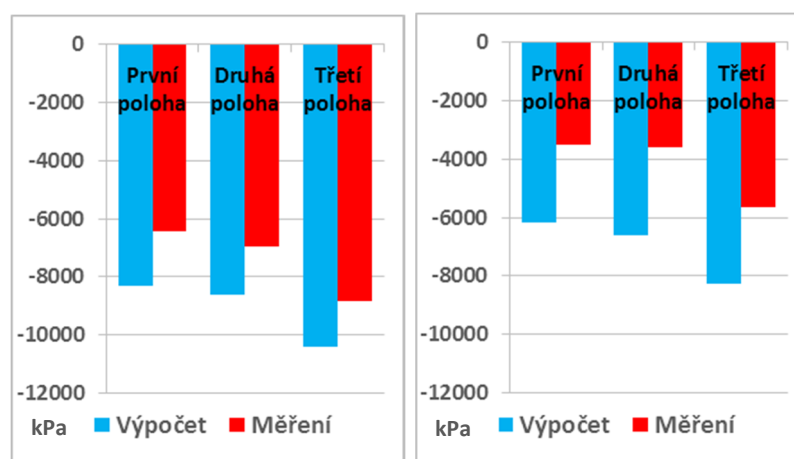
Obr. 155 – Porovnání napětí ve vetknutí oblouku v MSP - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Namáhání oblouku fyzikálního modelu ve čtvrtině jeho rozpětí je stejně jako v případě vetknutí přibližně o 20 % menší oproti vypočteným hodnotám. V polovině rozpětí je tento rozdíl ještě větší (*Tab. 14* a *Obr. 156*). To

koresponduje s předpokladem, že konstrukce má vlivem navrtání oblouku a ocelové roury mostovky menší tuhost.

	Oblouk čtvrtina rozpětí		Oblouk polovina rozpětí	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	-8315	-6449	-6177	-3530
Druhá poloha zat.	-8628	-6965	-6606	-3615
Třetí poloha zat.	-10394	-8816	-8272	-5660

Tab. 14 – Porovnání napětí oblouku v MSP



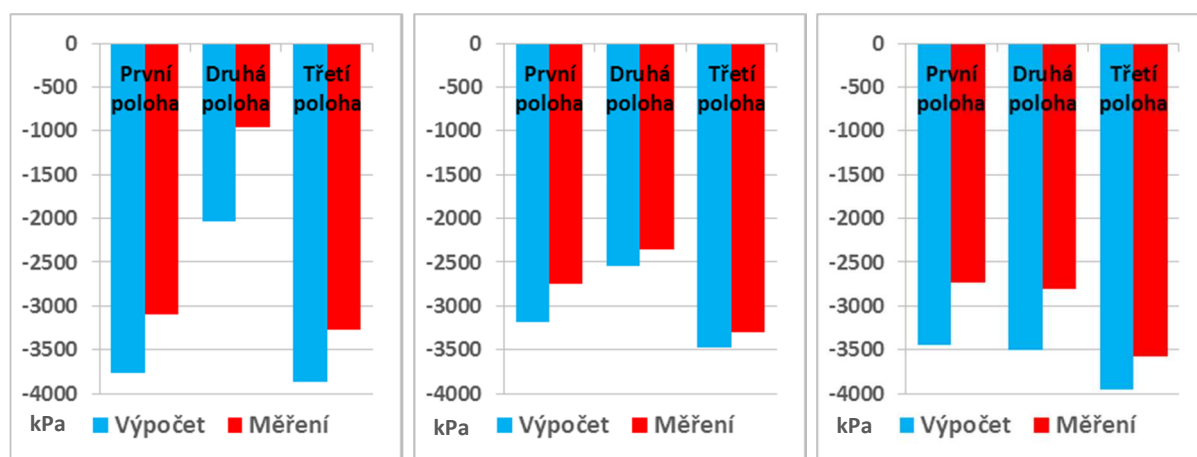
Obr. 156 – Porovnání napětí oblouku v MSP - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Srovnání naměřených a vypočtených hodnot napětí na oblouku opět přináší korelaci hodnot naměřených s hodnotami vypočtenými. Rozdíly mezi nimi se zvětšují směrem od vetknutí ke středu rozpětí, což potvrzuje, že příčinu rozdílů lze najít ve snížení tuhosti oblouku vlivem jeho navrtání v místech vzpěr. Na druhou stranu, u reálné konstrukce by byl detail napojení řešen odlišným způsobem a lze tedy předpokládat, že by tyto rozdíly byly výrazně menší.

Vliv normálové síly ve vzpěrách byl sledován na druhé, třetí a čtvrté vzpěře (v pořadí od opěry Z2). Hodnoty byly opět srovnány číselně i graficky (Tab. 15 a Obr. 157).

	Vzpěra č. 2		Vzpěra č. 3		Vzpěra č. 4	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	-3759	-3091	-3183	-2746	-3444	-2735
Druhá poloha zat.	-2035	-955	-2539	-2359	-3504	-2811
Třetí poloha zat.	-3870	-3278	-3472	-3305	-3960	-3584

Tab. 15 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSP



Obr. 157 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSP - vzpěra č. 2 (vlevo), vzpěra č. 3 (uprostřed) a vzpěra č. 4 (vpravo)

Z porovnání je zřejmé, že (až na jednu výjimku) průměrný rozdíl hodnot je přibližně 14 %. Z grafů lze opět vyčíst velice dobrou korelaci mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami.

10.2.3. Vyhodnocení napětí na betonové části konstrukce

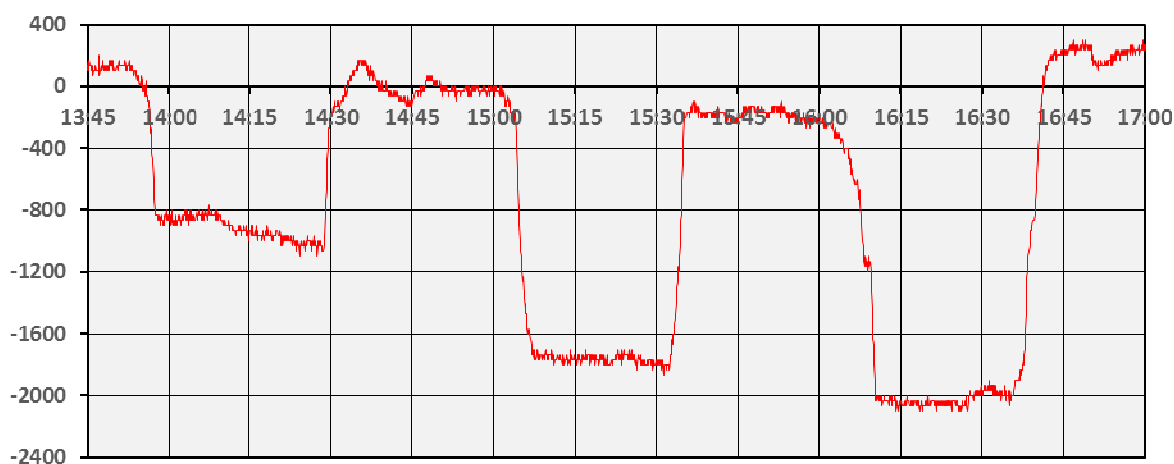
Napětí z naměřených poměrných přetvoření betonové části mostovky bylo vypočteno stejným způsobem jako v případě ocelové části (rovnice (40) v kapitole 10.2.2), lišilo se pouze dosazeným modulem pružnosti betonu. To zároveň znamenalo, že odchylka napětí daná přesností měřící soustavy dosahuje hodnot

$$\Delta_{\sigma} = \frac{E \cdot \varepsilon \cdot k}{2} = \frac{34,03 \text{ GPa} \cdot 1 \mu\text{m}/\text{m} \cdot 0,980}{2} = \pm 16,68 \text{ kPa} \quad (42)$$

Betonová část mostovky byla osazena tenzometry při vetknutí (těsně za náběhem), v první čtvrtině rozpětí a v polovině rozpětí. Ve vetknutí a v první čtvrtině byly vždy dva tenzometry na horním a dolním povrchu mostovky

zapojené sériově, v polovině rozpětí byly tři tenzometry (na horním, vnějším a vnitřním povrchu) zapojeny každý zvlášť.

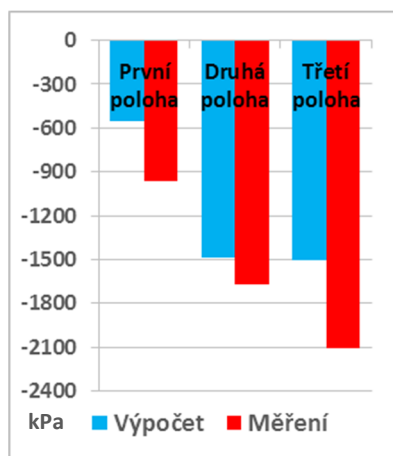
Bohužel, průběhy napětí v čase měření ukázaly, že buď byly tenzometry poškozeny, anebo byly chybně zapojeny. V případě tenzometrů TB7 - TB12 se ani jeden průběh neustálil do původní napjatosti před měřením. Zároveň průběhy vykazovaly nevysvětlitelné oscilace v časech, kdy s konstrukcí nebylo manipulováno. Pouze tenzometr TB13 se po měření ustálil zpět do přibližné výchozí polohy (*Obr. 158*). Na druhu stranu se neustaloval do výchozí polohy mezi jednotlivými polohami zatížení. Zároveň je třeba mít na zřeteli, že všechny tenzometry umístěné na betonovou mostovku byly z jedné série. Proto, i když byla napětí na tenzometru TB13 vyhodnocena (*Tab. 16 a Obr. 159*), nebude na ně v celkovém srovnání Mezního stavu použitelnosti brán zřetel.



Obr. 158 – Průběh napětí na tenzometru TB13 (v kPa)

	Roura mostovky čtvrtina rozpětí	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
První poloha zat.	-558	-968
Druhá poloha zat.	-1488	-1669
Třetí poloha zat.	-1509	-2103

Tab. 16 – Porovnání napětí desky mostovky v MSP - v polovině rozpětí, při vnitřním povrchu mostovky



Obr. 159 – Porovnání napětí desky mostovky v MSP - v polovině rozpětí, při vnitřním povrchu mostovky

10.3. Vyhodnocení Mezního stavu únosnosti

Testování modelu na zatížení reprezentující Mezní stav únosnosti (viz kapitola 9.7.2) proběhlo 16.10.2014 mezi 8:30 a 14:00 (včetně rozcvičení konstrukce, samotné zatěžování a odtěžování probíhalo mezi 10:15 a 13:45). V průběhu testování byla ve zkušebně konstantní teplota, proto dále ve vyhodnocení napětí nejsou zahrnuty účinky vyvolané změnou teploty konstrukce a měřících zařízení.

10.3.1. Vyhodnocení deformací

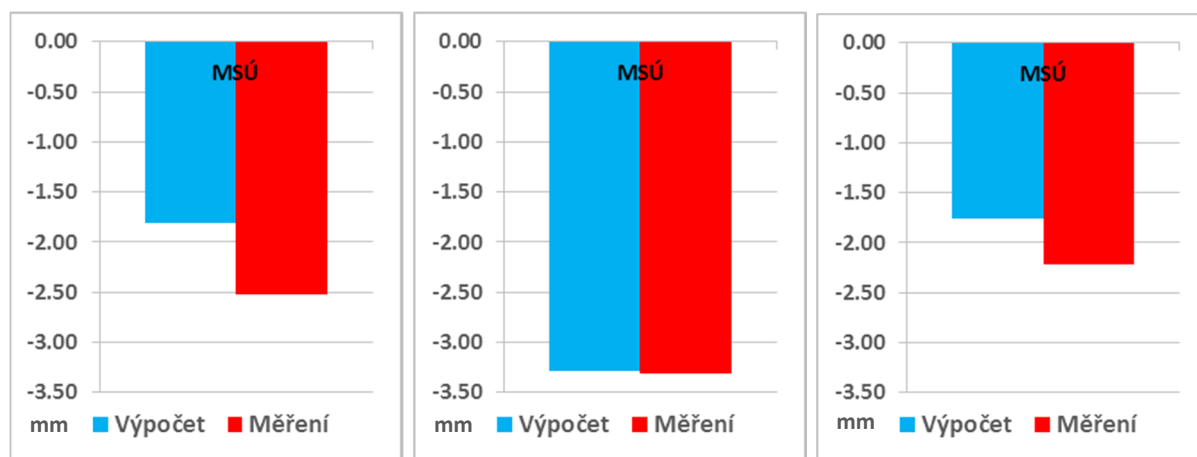
Průběh svislé deformace byl vyhodnocen stejným způsobem jako v případě Mezního stavu použitelnosti (viz kapitola 10.2.1). Jediným zásadním rozdílem bylo, že zatížení se na konstrukci neumístilo najednou, ale ve dvou krocích (viz kapitola 9.7.2). Nejprve byly na konstrukci umístěny betonové bloky o hmotnosti 55 kg. Následně bylo na druhou polovinu modelu umístěno protizávaží. Až poté byla mostovka doplněna o zbylé zatížení. Odtěžování opět proběhlo ve dvou krocích.

Během vyhodnocení se u všech pěti snímačů projevila anomálie - při odtížení se konstrukce nevrátila zpět do výchozí pozice. Rozdíl byl přibližně 0,5 mm v polovině a 0,3 mm ve čtvrtinách rozpětí (jak u mostovky, tak u oblouku). To bylo pravděpodobně způsobeno dotlačením konstrukce v jejím uložení (tj. deformací podlití základových bloků). Z toho důvodu byly do porovnání použity pouze hodnoty změřené při odtížení konstrukce.

Hodnoty změřených svislých deformací mostovky a oblouky byly porovnány s hodnotami z výpočetního modelu (*Tab. 17* a *Tab. 18*). Hodnoty byly porovnány i graficky (*Obr. 160* a *Obr. 161*). Deformace po dílčích krocích nebyly vyhodnocovány.

	Mostovka první čtvrtina		Mostovka střed rozpětí		Mostovka třetí čtvrtina	
	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]
MSÚ	-1,81	-2,52	-3,29	-3,31	-1,76	-2,22

Tab. 17 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSÚ

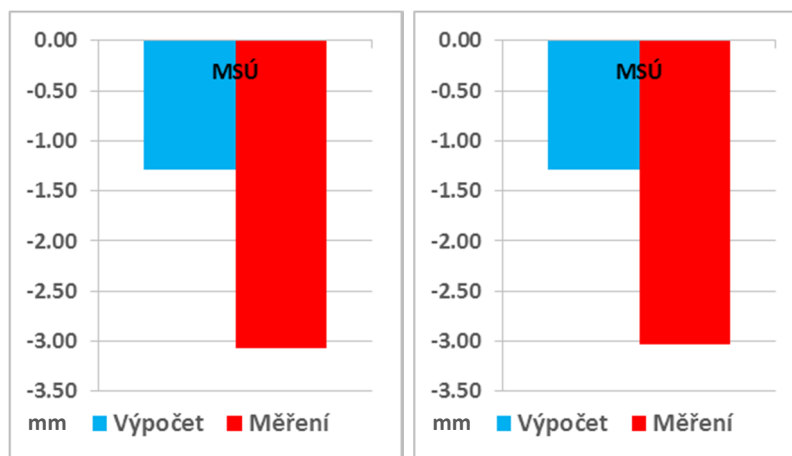


Obr. 160 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSÚ - mostovka v první čtvrtině rozpětí (vlevo), uprostřed rozpětí (uprostřed) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Z porovnání je zřejmé, že naměřené hodnoty svislých deformací uprostřed rozpětí konstrukce odpovídají těm vypočítaným. Naopak hodnoty ve čtvrtinách rozpětí mostovky se liší o 20 - 30 %. To je ve shodě s chováním konstrukce v Mezním stavu použitelnosti, kdy byl změřený průběh deformace fyzikálního modelu odlišný od deformace výpočetního modelu, ale výsledná maximální deformace uprostřed rozpětí byla téměř totožná.

	Oblouk první čtvrtina		Oblouk třetí čtvrtina	
	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená deformace [mm]
MSÚ	-1,29	-3,07	-1,29	-3,04

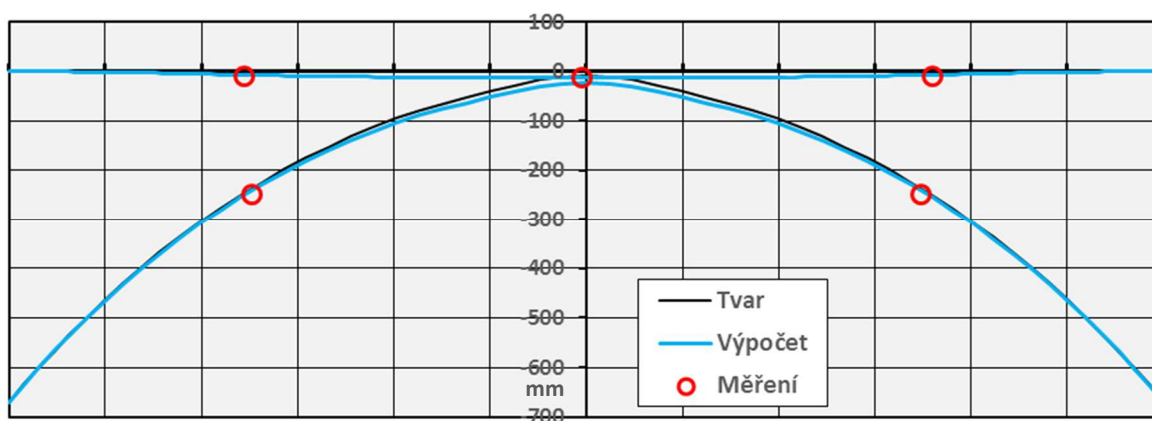
Tab. 18 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSÚ



Obr. 161 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSÚ - oblouk v první čtvrtině rozpětí (vlevo) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Naměřené svislé deformace oblouku ve čtvrtinách jeho rozpětí jsou stejně jako v případě deformací v Mezním stavu použitelnosti vyšší než naměřené, konkrétně jsou 2,4-krát větší. Tento rozdíl odpovídá výsledkům z měření pro třetí polohu zatížení.

Stejně jako v případě Mezního stavu použitelnosti, deformace byly opět srovnány vůči výchozímu tvaru konstrukce na převýšeném grafu (Obr. 162).



Obr. 162 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSÚ - 20x převýšeno

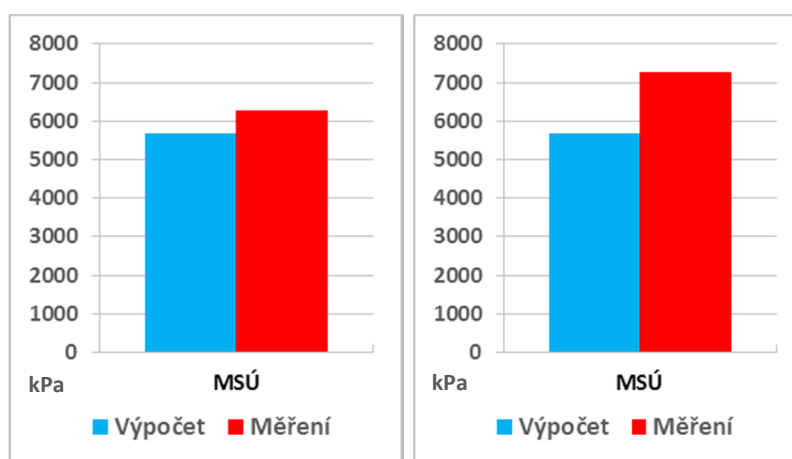
10.3.2. Vyhodnocení napětí

Normálová napětí vypočtená z naměřených hodnot poměrných přetvoření byla stejně jako v případě Mezního stavu použitelnosti porovnána s hodnotami napětí vypočtenými z normálových sil z výpočetního modelu. Vzhledem ke zjištěním v kapitole 10.2.3 byla vyhodnocována pouze napětí na ocelové části konstrukce (tj. roura mostovky, oblouk a vzpěry). Naměřené a vypočtené hodnoty

normálových napětí byly opět porovnány v tabulce (Tab. 19 - Tab. 23) i graficky (Obr. 163 - Obr. 167).

	Roura mostovky vetknutí (opěra Z1)		Roura mostovky vetknutí (opěra Z2)	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
MSÚ	5689	6279	5689	7258

Tab. 19 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ

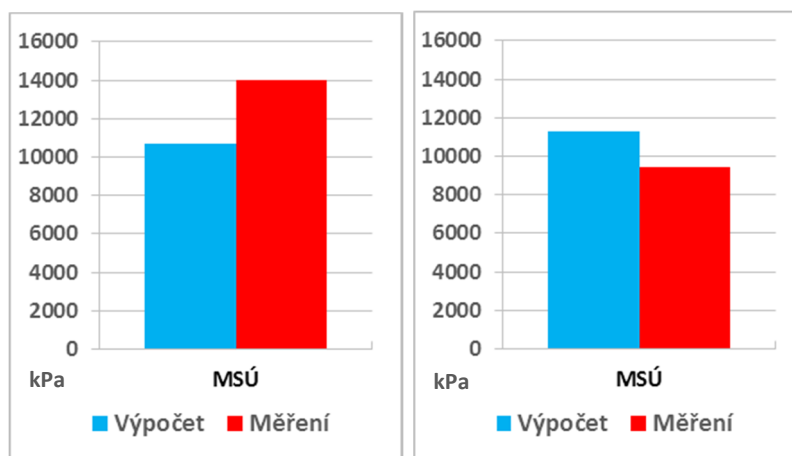


Obr. 163 – Porovnání napětí ve vetknutí roury mostovky v MSÚ - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Napětí ve vetknutí roury mostovky fyzikálního modelu (Tab. 19 a Obr. 163) jsou o 10 - 20 % vyšší oproti vypočítaným hodnotám. To odpovídá rozdílu napětí pro třetí polohu zatížení pro Mezní stav použitelnosti (i když tam byla odchylka naměřených a vypočtených hodnot v rámci chyby měřicí soustavy).

	Roura mostovky čtvrtina rozpětí		Roura mostovky polovina rozpětí	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
MSÚ	10721	14026	11310	9419

Tab. 20 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ

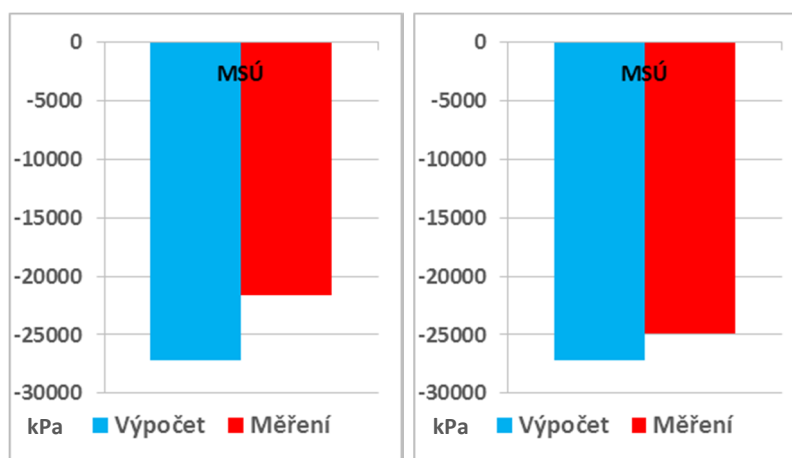


Obr. 164 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Z porovnání hodnot napětí ve čtvrtině a polovině rozpětí mostovky (Tab. 20 a Obr. 164) je také zřejmá korelace odchylek obou mezních stavů. Z toho lze usuzovat, že změkčení betonové mostovky ve výpočetním modelu pro Mezní stav únosnosti bylo provedeno správně.

	Oblouk vetknutí (opěra Z1)		Oblouk vetknutí (opěra Z2)	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
MSÚ.	-27175	-21618	-27175	-24873

Tab. 21 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ

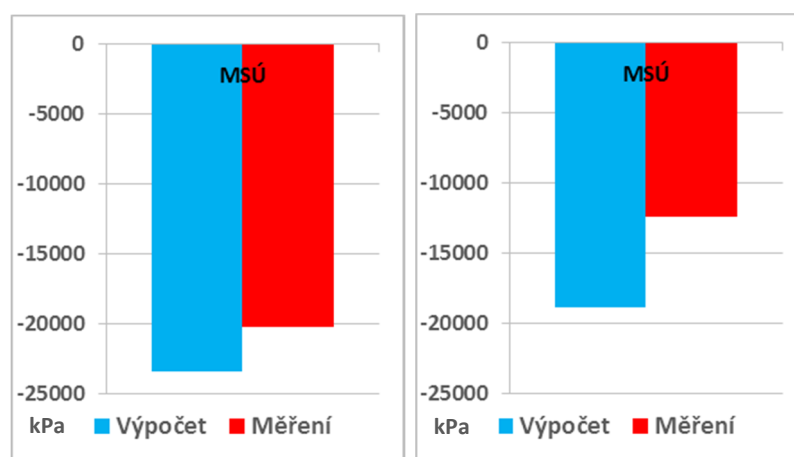


Obr. 165 – Porovnání napětí ve vetknutí oblouku v MSÚ - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

I v případě srovnání naměřených a vypočtených napětí na oblouku (Tab. 21, Obr. 165, Tab. 22 a Obr. 166) je zřejmé jeho menší namáhání dané jeho sníženou tuhostí. Relativní rozdíly hodnot přesně odpovídají relativním rozdílům pro zatížení na celou délku mostovky v Mezním stavu použitelnosti.

	Oblouk čtvrtina rozpětí		Oblouk polovina rozpětí	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
MSÚ	-23416	-20202	-18833	-12353

Tab. 22 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ

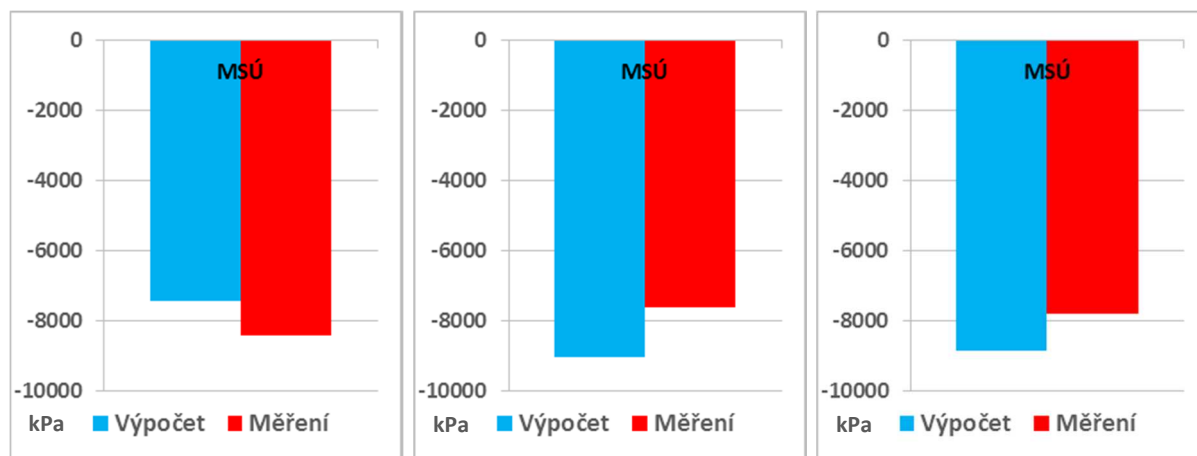


Obr. 166 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Porovnání normálových napětí ve vzpěrách (Tab. 23 a Obr. 167) ukazuje, že zatímco v případě vzpěry 2 je naměřená hodnota o 13 % vyšší, vzpěry 3 a 4 odpovídají předpokladu, že jejich namáhání bude menší než očekávané a opět potvrzují, že relativní rozdíly hodnot si v rámci porovnání obou mezních stavů odpovídají.

	Vzpěra č. 2		Vzpěra č. 3		Vzpěra č. 4	
	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]	Vypočtené napětí [kPa]	Naměřené napětí [kPa]
MSÚ	-7440	-8390	-9036	-7618	-8826	-7772

Tab. 23 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSÚ



Obr. 167 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSÚ - vzpěra č. 2 (vlevo), vzpěra č. 3 (uprostřed) a vzpěra č. 4 (vpravo)

Důvodem vyššího namáhání vzpěry 2 může být fakt, že betonová mostovka byla z důvodu popraskání právě nad vzpěrou 2 (a nad vzpěrou 11, která ale nebyla osazena tenzometry) změkčena. To může mít lokální vliv na namáhání vzpěry (ačkoliv v kontextu celé konstrukce bylo prokázáno, že změkčení bylo uvažováno správně).

10.4. Vyhodnocení Limitní zkoušky

Limitní zkouška proběhla 07.11.2014 (první poloha zatížení) a 13.11.2014 (druhá poloha zatížení). Jelikož byla z konstrukce odstrojena měřící aparatura, svislé deformace byly měřeny v místech svého předpokládaného maxima a pouze svinovacím metrem s přesností $\pm 0,5$ mm.

Maximální naměřená svislá deformace v polovině rozpětí konstrukce v případě první polohy zatížení činila 13 mm, přičemž 9 mm činila pružná vratná deformace a 4 mm nevratná deformace. Maximální svislá deformace naměřená přibližně mezi 8. a 9. vzpěrou činila 12 mm, přičemž 11 mm činila pružná vratná deformace a 1 mm nevratná deformace. Nebylo možno přesně stanovit, zda v případě nevratné složky deformace šlo o plastickou deformaci konstrukce, anebo zda šlo o další dotlačení konstrukce. Naměřené deformace byly následně porovnány s vypočtenými deformacemi (Tab. 24).

	První poloha zatížení, střed rozpětí		Druhá polovina zatížení, nejnepříznivější poloha	
	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená pružná deformace [mm]	Vypočtená deformace [mm]	Naměřená pružná deformace [mm]
Limitní zkouška	-8,0	-9,0	-9,8	-11,0

Tab. 24 – Porovnání svislých deformací mostovky během limitní zkoušky

Z porovnání je zřejmé, že naměřené deformace byly přibližně o 10 % vyšší. Opět se tak projevila skutečnost, že tuhost fyzikálního modelu byla menší než původně předpokládaná (což se projevilo kromě jiného právě v nárůstu deformací).

Přestože nebylo dosaženo limitní únosnosti, resp. selhání konstrukce, během její kontroly po provedení limitní zkoušky byla pozorována trvalá deformace oblouku mezi 7. a 10. vzpěrou (*Obr. 168*). Lze předpokládat, že pokud by na konstrukci bylo dále přidáváno zatížení, oblouk by vybočil, což by způsobilo kolaps konstrukce.



Obr. 168 – Trvalá deformace oblouku po limitní zkoušce

10.5. Shrnutí

Porovnání výsledků prokázalo dobrou shodu mezi měřením a výpočtem, tudíž že se nově vyvinutý typ půdorysně zakřivené konstrukce chová dle předpokladů. Zjištěné chování napomohlo pochopení těchto konstrukcí a ukázalo několik důležitých skutečností. Během návrhu je nutné dbát na modelování napojení jednotlivých konstrukčních prvků na sebe. Na druhou stranu, i přes vyšší deformaci konstrukce po její délce vlivem nižší tuhosti oblouku a ocelové roury mostovky prokázaly maximální hodnoty průhybů shodu mezi fyzikálním a výpočetním modelem.

Zároveň byla pozorována velice dobrá korelace mezi naměřenými a vypočtenými napětími, na jejichž rozdíl měla vliv snížená tuhost konstrukce. Ve většině sledovaných průřezů byla naměřená napětí menší než vypočtená. Bohužel nebylo možno z důvodu poškození tenzometrů prokázat chování betonové mostovky.

Dalším důležitým poznatkem byla i překvapivá únosnost konstrukce, která (při vlastní hmotnosti přibližně 320 kg) byla schopna přenést zatížení o hmotnosti téměř 7,4 t (součet hmotnosti balastu a zatížení během limitní zkoušky). Skutečnou únosnost se bohužel nepodařilo zjistit.

V neposlední řadě je nutné vyzdvihnout přínos stavby pro potřeby budoucího postupu výstavby, zvláště z pohledu ocelové konstrukce. Během té je ovšem nutno dbát na přesnost výroby a dodržení geometrie, protože i sebemenší excentricity mají vliv na výsledné namáhání konstrukce. Realizace zmenšené konstrukce pak dále poukázala na nové směry, kterými se může ubírat výzkum v rámci problematiky detailů při stavbě fyzikálních modelů.



Obr. 169 – Fyzikální model půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí během testování

11. ZÁVĚR

V této práci, zaměřené na půdorysně zakřivené konstrukce podepřené oblouky, byla nejprve představena historie výstavby obloukových konstrukcí. Dále byla důkladně analyzována problematika půdorysného zakřivení, jak z pohledu důvodů pro půdorysné zakřivení, tak i z hlediska jeho vlivu na analýzu konstrukce. Poté byla shrnuta metodologie návrhu geometrie rovinného oblouku a skrze parametrickou studii byly stanoveny podmínky, za kterých lze k návrhu půdorysně zakřivené konstrukce přistoupit tradičním způsobem a kdy je třeba zvolit komplexnější přístup. Byla navržena metoda, jak navrhnout geometrii oblouku půdorysně zakřivené konstrukce tak, aby byly maximálně redukovány ohybové momenty. Navržený postup byl následně ověřen jak na numerickém, tak na fyzikálním modelu v měřítku 1:10 s poloměrem půdorysného zakřivení 3,75 m (při rozpětí 6,00 m). Tento byl postaven řešitelským týmem. Bylo sledováno jeho chování na různé polohy a velikosti proměnných zatížení. Z porovnání svislých deformací a velikosti normálových napětí vyplynul závěr, že chování konstrukce odpovídá předpokladům a že výpočetní model věrně odráží skutečnost.

Závěry výzkumu lze shrnout do několika bodů:

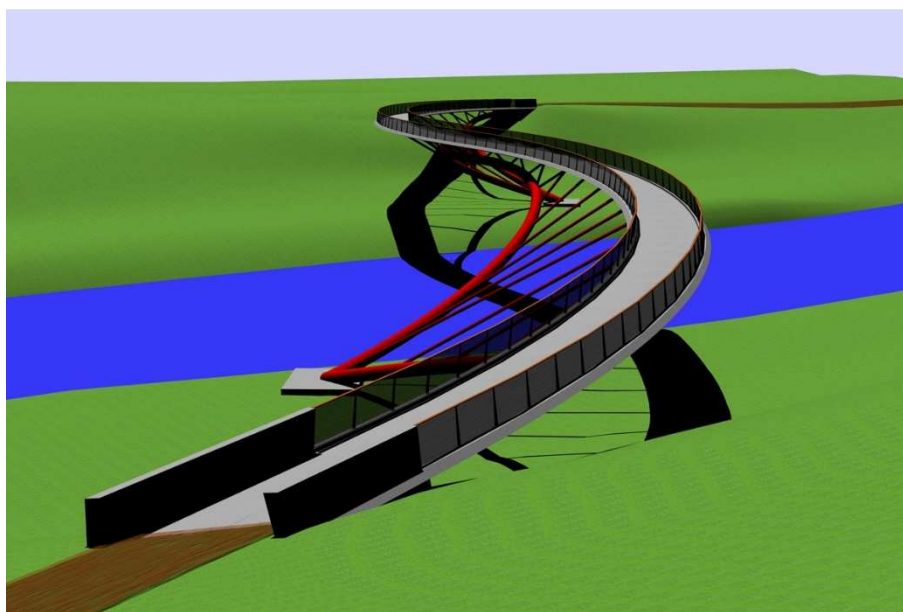
- Půdorysně zakřivené konstrukce podepřené obloukem lze navrhovat stejným způsobem jako konstrukce přímé v případě, že poloměr půdorysného zakřivení je větší než 250 m. Na druhou stranu pro poloměry menší než 250 m je tento postup nevhodný.
- Byl nalezen vhodný postup pro návrh geometrie oblouku podporujícího půdorysně zakřivenou konstrukci. Vychází z metody inverze visutého kabelu, kterou modifikuje tak, aby bylo možno ji použít pro prostorovou konstrukci. Výsledkem iteračního postupu je pak oblouk obecného tvaru zatížený převážně normálovou silou.
- Fyzikální model je nutno navrhnout tak, aby co nejlépe vystihl konstrukční řešení reálné konstrukce. Zásadní je v tomto případě problematika napojování jednotlivých konstrukčních prvků na sebe, kdy zjednodušení spoje může vyústit ve významné přerozdělení tuhostí a tím i vnitřních sil. Zároveň je v případě modelu obloukové konstrukce dbát na přesnost výroby a dodržení geometrie, protože i sebemenší excentricita má významný vliv na výsledné namáhání konstrukce.
- Skutečná únosnost obloukových konstrukcí je násobně vyšší, než vyplývá z posouzení dle platných norem pro návrh. Toto zjištění může vést k lepší optimalizaci konstrukcí a úspoře materiálu.

Díky výše uvedenému bude možné v budoucnu aplikovat závěry tohoto výzkumu na praktické úlohy, zpřesňovat výpočetní modely a především využít zjištěné skutečnosti při návrhu těchto konstrukcí ve veřejném prostoru.

Podrobné studium půdorysně zakřivených konstrukcí zároveň přineslo i několik podnětů pro další výzkum:

- Vzhledem k nekonečnému množství kombinací rozpětí oblouku, jeho smělosti a poloměru půdorysného zakřivení by se budoucí výzkum mohl zaměřit na limity zakřivování, pro které má ještě význam návrh obloukové konstrukce.
- Tato práce se zaměřuje na úzkou skupinu konstrukcí s pouze jedním obloukem. Napojování takovýchto konstrukcí za sebe a vytváření tvarově komplikovaných vícepolových konstrukcí se jeví jako velmi zajímavý směr dalšího bádání. Zároveň to přináší možnost zkoumání konstrukcí, jejichž niveleta se skládá z křivek dvojí křivosti, ať už zakřivených stejným nebo opačným směrem (tvoříc tak klikatou čáru).
- Realizace spojů a dalších detailů konstrukcí fyzikálních modelů v kombinaci s pokročilým matematickým modelováním může umožnit budoucí přesnější porovnání výsledků experimentů.

Vytyčené cíle disertační práce byly splněny.



Obr. 170 – Vizualizace lávky podepřené obloukem s niveletou dvojí křivosti opačného směru

12. SEZNAM ZDROJŮ

12.1. Literatura

- [1] BECHYNĚ, Stanslav. *Betonové mosty obloukové: Mosty pro zvláštní účely*. Třetí přepracované vydání. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, n. p., 1962, 632 s.
- [2] LEBET, Jean-Paul, HIRT, Manfred A. *Steel Bridges: Conceptual and Structural Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges*. Překlad Graham Couchman. První vydání. Boca Raton: CRC Press, 2013, 572 s. ISBN 978-1-4665-7296-6.
- [3] BILLINGTON, David P. *Robert Maillart and the Art of Reinforced Concrete*. Cambridge, MA: The MIT Press, 1990, 151 s. ISBN 0-262-02310-5.
- [4] BILLINGTON, David P. *Robert Maillart: Builder, Designer, and Artist*. New York: Cambridge University Press, 1997, 368 s. ISBN 978-0-521-05742-4.
- [5] PEARCE, Martin, JOBSON, Richard. *Bridge Builders*. Chichester, GB: Wiley-Academy, 2002, 224 s. ISBN 0-471-49786-X
- [6] KADLČÁK, Jaroslav. *Statika stavebních konstrukcí I*. První vydání. Praha: Nakladatelství technické literatury, n. p., 1987, 200 s.
- [7] LEWIS, Wand J. *Tension Structures*. Druhé vydání. Londýn: ICE Publishing, 2018, 203 s. ISBN 978-0-7277-6173-6
- [8] STRÁSKÝ, Jiří. *Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges*. Druhé vydání. Londýn: ICE Publishing, 2011, 265 s. ISBN 978-0-7277-4146-2
- [9] BLAŽEK, Jan, HORÁČEK, Evžen. *Nepřímé metody experimentální statiky*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, n. p., 1959, 160 s.

12.2. Články a akademické práce

- [10] MOHR, C. Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters. *Schweizerische Bauzeitung*. Zürich: 04.01.1947
- [11] BERGER, Johannes, BRUSCHETINI-AMRBO, Sebastian Z., KOLLEGER, Johann. Inovativní koncept návrhu mostů pro zvýšení jejich trvanlivosti. *Beton TKS 4/2014*. Praha: 15.08.2014
- [12] RŮŽIČKA, Jakub, VRÁBLÍK, Lukáš. Shape optimization of arch and shells centerline. *Proceedings of the 7th International Conferences on Arch Bridges*. Zagreb: 02.10.2013
- [13] NEČAS, Radim. *Segmentové konstrukce se spřaženou deskou, návrh, výroba a zkouška modelu*. Brno, 2006. Disertační práce. FAST VUT Brno.

- [14] HOCHMAN, Dominik. Návrh a příprava modelu půdorysně zakřivené lávky zavěšené na oblouku. *Sborník příspěvků Juniorstav 2014*. Brno, 2014, s. 422. ISBN 978-80-214-4851-3
- [15] HOCHMAN, Dominik. Fyzikální model půdorysně zakřivené lávky zavěšené na oblouku. *Sborník příspěvků Juniorstav 2015*. Brno, 2015, s. 385. ISBN 978-80-214-5091-2

12.3. Internetové zdroje

- [16] Infante D. Henrique Bridge. In: Structurae: International Database and Gallery of Structures [online]. Berlín (SRN): Structurae [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/infante-d-henrique-bridge>
- [17] Žďákovský most. In: Wikipedia: Otevřená encyklopedie [online]. St. Petersburg (Florida): Wikipedia Foundation [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/%C5%BD%C4%8F%C3%A1kovsk%C3%BD_most
- [18] Mike O'Callaghan-Pat Tillman Memorial Bridge. In: Structurae: International Database and Gallery of Structures [online]. Berlín (SRN): Structurae [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/mike-o-callaghan-pat-tillman-memorial-bridge>
- [19] Swiss Bridges: 3. Traubach Bridge & Bohlbach Bridge. In: Happy Pontist: A Blog from the UK about Bridges and Bridge Design [online]. Londýn (UK): Happy Pontist, Blogger [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <http://happyontist.blogspot.com/2008/11/swiss-bridges-3-traubach-bridge.html>
- [20] Bridge Auerbachstrasse across Heilbronner Strasse. *SBP.de* [online]. Stuttgart (SRN): Schlaich Bergemann Partner [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://www.sbp.de/en/project/bridge-auerbachstrasse-across-heilbronner-strasse/>
- [21] PIRCHNER, B. Beton-Oskar für Großarler Brücke. *Blogarchiv.at* [online]. Großarl (Rakousko): Blogarchiv TVB Großarlital [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://www.blogarchiv.at/2014/01/22/beton-oskar-fur-grosarler-brucke/>
- [22] Ripshorst Pedestrian Bridge. *SBP.de* [online]. Stuttgart (SRN): Schlaich Bergemann Partner [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://www.sbp.de/en/project/ripshorst-pedestrian-bridge/>
- [23] Erzbahnschwinge Bochum. *SBP.de* [online]. Stuttgart (SRN): Schlaich Bergemann Partner [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://www.sbp.de/en/project/erzbahnschwinge-bochum/>

- [24] STRÁSKÝ, J. Městské mosty pro auta i pro lidi. asb-portal.cz [online]. Praha: Portál ASB [cit. 2019-02-01]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/doprava/mestske-mosty-pro-auta-i-pro-lidi>

13. SEZNAM POUŽITÝCH OBRÁZKŮ

Autorem obrázků, fotek a grafů je autor (pokud není uvedeno jinak).

Obr. 1 – *New River Gorge Bridge, Západní Virginie, USA*
zdroj: <https://getawaysforgrownups.com/>

Obr. 2 – *Egg-Graben Bridge, Großarl, Rakousko*

Obr. 3 – *Pont du Gard, Francie*
zdroj: <https://commons.wikimedia.org/>

Obr. 4 – *Most v Řezně, Německo*
zdroj: <https://commons.wikimedia.org/>

Obr. 5 – *Iron Bridge, Coalbrookdale, Anglie, UK*
zdroj: <https://commons.wikimedia.org/>

Obr. 6 – *Infante D. Henrique Bridge, Porto, Portugalsko*

Obr. 7 – *Žďákovský most*
zdroj: <http://www.stavbaroku.cz/>

Obr. 8 – *Glenfinnan Viaduct, Skotsko, UK*
zdroj: <http://cdn.nanxiongnaudi.com/>

Obr. 9 – *Landwasser Viaduct, kanton Graubünden, Švýcarsko*
zdroj: <https://www.flickr.com/>

Obr. 10 – *Landwasser Viaduct – axonometrie konstrukce*

Obr. 11 – *Silové působení v pilíři*

Obr. 12 – *Landquart River Bridge – původní návrh (půdorys a pohled)*
zdroj: reprodukce z [3]

Obr. 13 – *Landquart River Bridge – Maillartův návrh (půdorys a pohled)*
zdroj: reprodukce z [3]

Obr. 14 – *Landquart River Bridge – příčný řez vzpěrou*
zdroj: reprodukce z [10]

Obr. 15 – *Landquart River Bridge, Klosters, Švýcarsko – pohled na dostavěný most*
zdroj: <https://www.baudenkmaeler.ch/>

Obr. 16 – *Bohlbach Bridge, Habkern, kanton Bern, Švýcarsko*
zdroj: <https://structurae.net/>

Obr. 17 – *Schwandbach Bridge, Rüeggisberg, kanton Bern, Švýcarsko*
zdroj: <https://atlasofplaces.com/>

Obr. 18 – *Auerbachstrasse Bridge, Stuttgart, Spolková republika Německo*
zdroj: <https://www.sbp.de/>

- Obr. 19 – *Egg-Graben Bridge, Großarl, Rakousko*
zdroj: <https://www.blogarchiv.at>
- Obr. 20 – *Ripshorst Bridge, Oberhausen, Spolková republika Německo*
zdroj: <https://cz.pinterest.com/>
- Obr. 21 – *Ripshorst Bridge – detail vzpěr a oblouku*
zdroj: <https://www.sbp.de/>
- Obr. 22 – *Kelvin Link Bridge, Glasgow, Skotsko, UK (model) – půdorys (vlevo) a perspektiva (vpravo)*
zdroj: <https://www.mcaslan.co.uk/>
- Obr. 23 – *Kelvin Link Bridge – pohled*
zdroj: <https://www.mcaslan.co.uk/>
- Obr. 24 – *Visutá lávka ve městě Sassnitz, Spolková republika Německo*
zdroj: <https://www.sbp.de/>
- Obr. 25 – *Kolmá lávka přes vodoteč*
- Obr. 26 – *Kolmá lávka přes vodoteč – schéma pohybu*
- Obr. 27 – *Kolmá lávka přes vodoteč – graf závislosti rychlosti na trase*
- Obr. 28 – *Půdorysně zakřivená lávka přes vodoteč*
- Obr. 29 – *Půdorysně zakřivená lávka přes vodoteč – schéma pohybu*
- Obr. 30 – *Půdorysně zakřivená lávka přes vodoteč – graf závislosti rychlosti na trase*
- Obr. 31 – *Lávka přes Gahlensche Strasse, Bochum, Spolková republika Německo*
zdroj: <https://www.sbp.de/>
- Obr. 32 – *Lávka přes Gahlensche Strasse - ortofotomapa*
zdroj: <https://www.googlemaps.com>
- Obr. 33 – *Princip úpravy výškového uspořádání prostřednictvím půdorysného zakřivení*
- Obr. 34 – *Lávka přes Labe v Hradci Králové, Česká republika - studie*
zdroj: <https://www.shp.eu/>
- Obr. 35 – *Gateshead Millennium Bridge, Newcastle upon Tyne, Anglie, UK*
zdroj: <https://www.thousandwonders.net/>
- Obr. 36 – *Pasarela del Malecón, Murcia, Španělsko*
zdroj: <https://www.tripadvisor.es/>
- Obr. 37 – *Pasarela del Malecón - půdorys*
- Obr. 38 – *Konstrukce tvořená betonovou mostovkou a širokým betonovým obloukem*
- Obr. 39 – *Prut šířky 1 metr vytknutý z konstrukce*
- Obr. 40 – *Konstrukce tvořená ocelovou mostovkou a ocelovým obloukem*

- Obr. 41 – Nerovnoměrné zatížení konstrukce způsobující kroucení (nahore) a průběh kroucího momentu na mostovce a oblouku
- Obr. 42 – Půdorysně zakřivená oblouková konstrukce
- Obr. 43 – Tvary oblouků vyhovující různému zatížení: A) rovnoměrné spojitě zatížení; B) spojitě zatížení rostoucí od vrcholu oblouku k patkám
zdroj: reprodukce z [1]
- Obr. 44 – Tvary oblouků vyhovující různému zatížení: A) spojitě zatížení rostoucí od vrcholu oblouku k patkám; B) rovnoměrné spojitě zatížení s osamělou silou; C) soustava osamělých sil
zdroj: reprodukce z [1]
- Obr. 45 – Příklad – dvojklobový oblouk, schéma
zdroj: reprodukce z [6]
- Obr. 46 – Příklad – dvojklobový oblouk, průběhy vnitřních sil (narovnaná střednice)
- Obr. 47 – Příklad – A) úprava okrajových podmínek; B) přidání kloubu do vrcholu oblouku
- Obr. 48 – Příklad – dvojklobový oblouk, odlišná úprava okrajových podmínek
zdroj: reprodukce z [6]
- Obr. 49 – Příklad – průběhy vnitřních sil při odlišné úpravě okrajových podmínek
- Obr. 50 – Příklad – přesýpaný most, schéma
- Obr. 51 – Příklad – dvojklobový oblouk, schéma
- Obr. 52 – Výsledné souřadnice bodů
- Obr. 53 – Příklad – přesýpaný most, schéma
- Obr. 54 – Výsledné souřadnice bodů
- Obr. 55 – Princip metody inverze visutého kabelu
- Obr. 56 – Příklad – dvojklobový oblouk, schéma
- Obr. 57 – Výsledné souřadnice bodů kabelu
- Obr. 58 – Schéma půdorysného zakřivení přímé konstrukce kolem svislé válcové plochy
- Obr. 59 – Schéma přímé konstrukce
- Obr. 60 – Schéma zakřivené konstrukce
- Obr. 61 – Příčný řez a průřezy konstrukce pro parametrickou studii: A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) betonová část mostovky; C) vzpěry
- Obr. 62 – Schéma okrajových podmínek konstrukce: A) vetknutá mostovka; B) kloubově uložená mostovka; C) posuvně uložená mostovka
- Obr. 63 – Schéma umístění proměnného zatížení

- Obr. 64 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro vetknutou mostovku*
- Obr. 65 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro vetknutou mostovku*
- Obr. 66 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro vetknutou mostovku*
- Obr. 67 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro vetknutou mostovku*
- Obr. 68 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 69 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 70 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 71 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 72 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 73 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C02 pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 74 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C03 pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 75 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C04 pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 76 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro přímou konstrukci*
- Obr. 77 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 500 m*
- Obr. 78 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 250 m*
- Obr. 79 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 100 m*
- Obr. 80 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 50 m*
- Obr. 81 – Výsledná excentricita zatížení od kombinace C01 pro konstrukci o půdorysném zakřivení 25 m*
- Obr. 82 – Svislá deformace od kombinace C01 pro vetknutou mostovku*
- Obr. 83 – Svislá deformace od kombinace C01 pro kloubově uloženou mostovku*

- Obr. 84 – Svislá deformace od kombinace C01 pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 85 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro vetknutou mostovku*
- Obr. 86 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro vetknutou mostovku*
- Obr. 87 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro vetknutou mostovku*
- Obr. 88 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 89 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 90 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro kloubově uloženou mostovku*
- Obr. 91 – Svislá deformace od proměnného zatížení na celé délce mostovky pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 92 – Svislá deformace od proměnného zatížení na první polovině délky mostovky pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 93 – Svislá deformace od proměnného zatížení na střední polovině délky mostovky pro posuvně uloženou mostovku*
- Obr. 94 – Půdorysné schéma reálné konstrukce*
- Obr. 95 – Průřezy konstrukce: A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) vzpěry; C) ideální průřez; D) betonová část mostovky*
- Obr. 96 – Princip metody inverze visutého kabelu*
- Obr. 97 – Vizualizace modelu fáze 3*
- Obr. 98 – Vizualizace modelu fáze 4 – výsledná konstrukce*
- Obr. 99 – Model fáze 1 (MIDAS Civil)*
- Obr. 100 – Model fáze 2 (MIDAS Civil)*
- Obr. 101 – Model fáze 3 (MIDAS Civil)*
- Obr. 102 – Model fáze 4 (MIDAS Civil)*
- Obr. 103 – Model fáze 1 – svislé reakce R_z (v kN), charakteristická kombinace*
- Obr. 104 – Model fáze 2 – svislá zatížení od mostovky (v kN)*
- Obr. 105 – Model fáze 2 – princip určení počátečního namáhání závěsů*
- Obr. 106 – Výsledná excentricita zatížení od stálých složek zatížení*
- Obr. 107 – Výsledná excentricita zatížení od stálých složek zatížení (bez vlivu výstavby)*

- Obr. 108 – Porovnání výsledných excentricita zatížení*
- Obr. 109 – Průběh maximálních normálových napětí na ocelové části konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m²)*
- Obr. 110 – Průběh maximálních normálových napětí na betonové části konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m²)*
- Obr. 111 – Svislá deformace mostovky od stálých složek zatížení*
- Obr. 112 – Porovnání svislých deformací mostovky od stálých složek zatížení*
- Obr. 113 – Svislá deformace mostovky od proměnného zatížení*
- Obr. 114 – Modální analýza, 2. vlastní tvar reálné konstrukce, pohled*
- Obr. 115 – Půdorysné schéma fyzikálního modelu*
- Obr. 116 – Průřezy fyzikálního modelu: A) ocelová roura mostovky a oblouku; B) vzpěry; C) ideální průřez; D) betonová část mostovky*
- Obr. 117 – Excentricita zatížení od stálých složek zatížení*
- Obr. 118 – Průběh maximálních normálových napětí na ocelové části zmenšené konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m²)*
- Obr. 119 – Průběh maximálních normálových napětí na betonové části zmenšené konstrukce od obálky návrhových kombinací (v kN/m²)*
- Obr. 120 – Svislá deformace mostovky od stálých složek zatížení*
- Obr. 121 – Svislá deformace mostovky od proměnného zatížení*
- Obr. 122 – Modální analýza, 2. vlastní tvar fyzikálního modelu, pohled*
- Obr. 123 – Schéma nestability fyzikálního modelu*
- Obr. 124 – Schéma fyzikálního modelu vč. modelu konstrukce zavěšené na oblouku*
- Obr. 125 – Sortiment balastního zatížení pro umístění na model*
- Obr. 126 – Příčný řez mostovkou se ztraceným bedněním (bez betonové desky)*
- Obr. 127 – Schéma náběhu mostovky - pohled*
- Obr. 128 – Schéma rozmístění spřahovacích prvků*
- Obr. 129 – Vizualizace fyzikálního modelu (bez balastního zatížení)*
- Obr. 130 – Ocelová konstrukce před navařením koncových příčníků, kotevních plechů oblouku a plechů ztraceného bednění*
- Obr. 131 – Půdorys základového bloku Z1*
- Obr. 132 – Vizualizace prvního stupně základového bloku Z1 s pohledem na kapsu*
- Obr. 133 – Základový blok Z1 a armokoš základového bloku Z2 ve zkušebně*
- Obr. 134 – Koncový příčník před zakotvením*

Obr. 135 – Tenzometry na oblouku

Obr. 136 – Fyzikální model po dokončení stavby

Obr. 137 – Fyzikální model po dokončení stavby

Obr. 138 – První poloha proměnného zatížení pro MSP

Obr. 139 – Druhá poloha proměnného zatížení pro MSP

Obr. 140 – Třetí poloha proměnného zatížení pro MSP

Obr. 141 – Poloha proměnného zatížení pro MSÚ

Obr. 142 – První poloha proměnného zatížení pro limitní zkoušku

Obr. 143 – Druhá poloha proměnného zatížení pro limitní zkoušku

Obr. 144 – Detail výztuže z opěry a spřahovacího prvku během

Obr. 145 – Náběh mostovky ve výpočetním modelu

Obr. 146 – Princip eliminace šumů a kmitání prostřednictvím zprůměrování hodnot deformací (v mm) v minutovém časovém intervalu - původní výstup (nahore) a zprůměrované hodnoty (dole)

Obr. 147 – Příklad grafu průběhu deformace - průběh svislé deformace konstrukce ve středu rozpětí

Obr. 148 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSP - mostovka v první čtvrtině rozpětí (vlevo), uprostřed rozpětí (uprostřed) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Obr. 149 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSP - oblouk v první čtvrtině rozpětí (vlevo) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Obr. 150 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro první polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno

Obr. 151 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro druhou polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno

Obr. 152 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSP pro třetí polohu proměnného zatížení - 50x převýšeno

Obr. 153 – Porovnání napětí ve vetknutí roury mostovky v MSP - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Obr. 154 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Obr. 155 – Porovnání napětí ve vetknutí oblouku v MSP - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Obr. 156 – Porovnání napětí oblouku v MSP - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Obr. 157 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSP - vzpěra č. 2 (vlevo), vzpěra č. 3 (uprostřed) a vzpěra č. 4 (vpravo)

Obr. 158 – Průběh napětí na tenzometru TB13

Obr. 159 – Porovnání napětí desky mostovky v MSP - v polovině rozpětí, při vnitřním povrchu mostovky

Obr. 160 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSÚ - mostovka v první čtvrtině rozpětí (vlevo), uprostřed rozpětí (uprostřed) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Obr. 161 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSÚ - oblouk v první čtvrtině rozpětí (vlevo) a ve třetí čtvrtině rozpětí (vpravo)

Obr. 162 – Porovnání svislých deformací fyzikálního modelu v MSÚ - 20x převýšeno

Obr. 163 – Porovnání napětí ve vetknutí roury mostovky v MSÚ - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Obr. 164 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Obr. 165 – Porovnání napětí ve vetknutí oblouku v MSÚ - u opěry Z1 (vlevo) a opěry Z2 (vpravo)

Obr. 166 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ - ve čtvrtině (vlevo) a v polovině rozpětí (vpravo)

Obr. 167 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSÚ - vzpěra č. 2 (vlevo), vzpěra č. 3 (uprostřed) a vzpěra č. 4 (vpravo)

Obr. 168 – Trvalá deformace oblouku po limitní zkoušce

Obr. 169 – Fyzikální model půdorysně zakřivených obloukových konstrukcí během testování

Obr. 170 – Vizualizace lávky podepřené obloukem s niveletou dvojí křivosti opačného směru

14. SEZNAM TABULEK

Tab. 1 – Hodnoty rozpětí a půdorysných vzepětí

Tab. 2 – Charakteristiky použitých materiálů

Tab. 3 – Charakteristiky použitých materiálů

Tab. 4 – Vlastní frekvence reálné konstrukce

Tab. 5 – Vlastní frekvence zmenšené konstrukce

Tab. 6 – Receptura použitého betonu

Tab. 7 – Pevnostní charakteristiky betonu

Tab. 8 – Statický modul pružnosti betonu

Tab. 9 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSP

Tab. 10 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSP

*Tab. 11 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP (hodnoty označené *) - nejedná se o napětí od normálové síly, ale celkové normálové napětí)*

Tab. 12 – Porovnání napětí roury mostovky v MSP

Tab. 13 – Porovnání napětí oblouku v MSP

Tab. 14 – Porovnání napětí oblouku v MSP

Tab. 15 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSP

Tab. 16 – Porovnání napětí desky mostovky v MSP - v polovině rozpětí, při vnitřním povrchu mostovky

Tab. 17 – Porovnání svislých deformací mostovky v MSÚ

Tab. 18 – Porovnání svislých deformací oblouku v MSÚ

Tab. 19 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ

Tab. 20 – Porovnání napětí roury mostovky v MSÚ

Tab. 21 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ

Tab. 22 – Porovnání napětí oblouku v MSÚ

Tab. 23 – Porovnání napětí na vzpěrách v MSÚ

Tab. 24 – Porovnání svislých deformací mostovky během limitní zkoušky

15. SEZNAM PŘÍLOH

- Příloha 1 – Průběhy vnitřních sil (kapitola 6.2.1)
- Příloha 2 – Schéma geometrie reálné konstrukce (kapitola 7.1)
- Příloha 3 – Průběhy vnitřních sil na reálné konstrukci (kapitola 7.5.1)
- Příloha 4 – Posudky ocelové konstrukce (kapitola 7.5.2)
- Příloha 5 – Vlastní tvary a frekvence reálné konstrukce (kapitola 7.5.4)
- Příloha 6 – Schéma geometrie zmenšené konstrukce (kapitola 8.2)
- Příloha 7 – Průběhy vnitřních sil na zmenšené konstrukci (kapitola 8.4.1)
- Příloha 8 – Vlastní tvary a frekvence zmenšené konstrukce (kapitola 8.4.4)
- Příloha 9 – Schéma rozmístění balastního zatížení (kapitola 9.1.3)
- Příloha 10 – Vizualizace fyzikálního modelu (kapitola 9.2)
- Příloha 11 – Výrobní výkresy ocelové konstrukce (kapitola 9.3)
- Příloha 12 – Fotky z výroby ocelové konstrukce (kapitola 9.3)
- Příloha 13 – Výkresy tvaru a schémata výztuže zákl. bloku Z1 (kapitola 9.4)
- Příloha 14 – Rozmístění tenzometrů a snímačů deformací (kapitoly 9.5 a 10)
- Příloha 15 – Fotky z výstavby a dokončeného fyzikálního modelu (kapitola 9.6)
- Příloha 16 – Fotky z testování a schémata prasklin (kapitola 9.7)