



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

VYBRANÉ PROBLÉMY
ŠTÍHLÝCH BETONOVÝCH MOSTOVEK
PŘEDPJATÝCH PÁSŮ, ZAVĚŠENÝCH
A VISUTÝCH KONSTRUKCÍ

SELECTED PROBLEMS OF SLENDER CONCRETE BRIDGE DECK OF STRESS RIBBON,
CABLE-STAYED AND SUSPENSION STRUCTURES

HABILITAČNÍ PRÁCE
HABILITATION THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. JAN KOLÁČEK, PH.D.

BRNO, 2025

PODĚKOVÁNÍ

Předložená habilitační práce čerpá ze zkušeností, které jsem získal během svého působení na Fakultě stavební VUT v Brně, na Ústavu betonových a zděných konstrukcí, při řešení širokého spektra projekčních, výzkumných a expertních úkolů.

Tato práce by nevznikla bez podpory řady výjimečných lidí, kterým bych rád touto cestou vyjádřil svůj upřímný dík.

Na prvním místě bych chtěl poděkovat panu prof. Ing. Jiřímu Stráskému, DSc. za jeho neocenitelné rady, odborné vedení, inspirativní přístup a předané zkušenosti. Zvláštní vděk patří za možnost spolupráce na zajímavých projektech mostů a lávek pro pěší, realizovaných jak u nás, tak v zahraničí, stejně jako za příležitost podílet se na grantových projektech a publikační činnosti.

Mé poděkování patří také kolegům z Ústavu betonových a zděných konstrukcí, konkrétně Doc. Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D., Doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc., Doc. Ing. Miloši Zichovi, Ph.D., vedoucímu ústavu, za jejich cenné rady, odborný dohled a podporu během naší spolupráce.

Nakonec bych chtěl poděkovat své ženě a dětem za jejich trpělivost, pochopení, povzbuzení a důvěru, které pro mě byly nepostradatelnou oporou při tvorbě této práce.

Obsah

1	Úvod do problematiky	9
1.1	Všeobecně.....	9
1.2	Předpjaté pásy	10
1.3	Zavěšené konstrukce	12
1.4	Visuté konstrukce	15
2	Cíle habilitační práce	17
3	Statická a dynamická analýza	19
3.1	Prostý visutý pás.....	20
3.1.1	Lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří	22
3.1.2	Lávka v Praze Tróji	26
3.2	Pás podporovaný obloukem	29
3.2.1	Lávka přes lagunu Wai Kai, Hawai.....	31
3.2.2	Lávka přes řeku Truckee ve městě Truckee.....	35
3.2.3	Lávka přes řeku Labe v Brandýse nad Labem	39
3.3	Zavěšené konstrukce	44
3.3.1	Zavěšený most před řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě	47
3.3.2	Lávka Delta Ponds přes komunikaci Delta Highway ve městě Eugene v USA ..	50
3.3.3	Studie půdorysně zakřivené lávky pro pěší.....	54
3.4	Visuté konstrukce	58
3.4.1	Lávka přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera	62
3.4.2	Visutá lávka přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně	66
3.4.3	Studie půdorysně zakřivené visuté konstrukce	71
4	Diagnostika štíhlých betonových konstrukcí	77
4.1	Cíle diagnostických prací	77
4.2	Vybrané metody diagnostických prací	78
4.2.1	Nedestruktivní metody (NDT)	78
4.2.1.1	Měření rozměrů konstrukce.....	79
4.2.1.2	Měření hloubky krycí vrstvy výztuže a lokalizace polohy výztuže	80
4.2.1.3	Akustická trasovací metoda.....	81
4.2.1.4	Vizuální prohlídka konstrukce.....	81
4.2.1.5	Tvrdoměrné zkoušky.....	82
4.2.1.6	Dynamické měření	82
4.2.2	Semidestruktivní metody	84

4.2.2.1	Sondážní vrty k nosné a předpínací výztuži	84
4.2.2.2	Vizuální endoskopická defektoskopie	88
4.2.3	Destruktivní metody	89
4.3	Provedené diagnostiky předpjatých pásů	89
4.3.1	Doporučený etapovitý postup	89
4.3.2	Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži	90
4.3.3	Lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří	92
4.3.4	Lávka v Praze Tróji	94
4.4	Typické poruchy předpjatých pásů a jejich projevy	99
5	Stavební úpravy předpjatých pásů	105
5.1	Možnosti a varianty stavebních úprav	105
5.2	Příklady navržených nebo projektovaných stavebních úprav	108
5.2.1	Stavební úprava lávky přes řeku Moravu v Kroměříži	108
5.2.1.1	Popis stávající lávky	108
5.2.1.2	Nově navržená úprava	108
5.2.1.3	Statický výpočet	110
5.2.1.4	Výstavba	114
5.2.1.5	Monitoring	116
5.2.2	Stavební úprava lávky přes řeku Vltavu v Praze Tróji	117
6	Dlouhodobé sledování	119
6.1	Vizuální sledování konstrukce	119
6.1.1	Metodika	119
6.1.2	Lávka přes Ohří v Radonicích nad Ohří	120
6.2	Sledování dynamických parametrů	123
6.2.1	Úvod do problematiky	123
6.2.2	Použitá metodika sledování dynamických parametrů	123
6.2.3	Vyhodnocení výsledků a jejich prezentace	124
6.2.4	Parametry ovlivňující dynamické vlastnosti	128
6.2.4.1	Současný stav poznání	128
6.2.4.2	Vliv změny teploty na dynamické vlastnosti	129
6.2.4.3	Vliv změny velikosti napjatosti na dynamické vlastnosti	131
6.2.4.4	Vliv změny hmotnosti na dynamické vlastnosti	135
6.2.4.5	Závěr	135
6.2.5	Příklady dynamicky sledovaných lávek	136
6.2.5.1	Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži	136
6.2.5.2	Lávka přes řeku Ohře v Radonicích nad Ohří	137
6.2.5.3	Lávka v Praze Tróji	138
6.3	Geodetické sledování	141
6.3.1	Sledování posunu opěr	141

6.3.2 Sledování vzepětí polí.....	143
7 Závěry habilitační práce	147
Seznam obrázků	151
Seznam tabulek	157
Literatura	159

1 Úvod do problematiky

1.1 Všeobecně

Štíhlé mostovky vyžadující zvláštní pozornost při návrhu a realizaci. Jedná se o konstrukce s malým poměrem výšky k délce rozpětí, což znamená, že jsou relativně tenké vzhledem ke své délce. Tato vlastnost je klíčová pro konstrukce předpjatých pásů (stress ribbon structures), zavěšené (cable-stayed structures) a visuté mosty (suspension structures), kde je důležité minimalizovat hmotnost mostovky, aby se snížilo zatížení nosných prvků, jako jsou kabely, lana nebo závěsy [67].

Použití štíhlých mostovek nabízí řadu výhod, jako je nízká hmotnost, štíhlý a elegantní vzhled a efektivní využití materiálů. Tyto vlastnosti je předurčují zejména pro konstrukce lávek pro pěší (např. Obr. 1.1), které by měly být lehké, transparentní a pohodlné pro uživatele – chodce. Oproti silničním a železničním mostům mají lávky z architektonického, konstrukčního i estetického hlediska menší omezení, což umožňuje vytvářet elegantní tvary, které lépe zapadají do krajiny a odpovídají požadavkům lepšího propojení stávajících cest pro pěší.



Obr. 1.1 Lávky přes řeku Opavu při dynamické zatěžovací zkoušce (2023)

Nevýhodou těchto konstrukcí je jejich náchylnost ke svislému i vodorovnému kmitání. Nízko položené vlastní frekvence, hlavně svislé ohybové, mohou způsobit nepříjemné vibrace, zejména pokud se blíží frekvenci lidské chůze. Ve vodorovném směru pak nízké frekvence zvyšují citlivost konstrukce na boční vítr, jak ukázal kolaps mostu Tacoma Narrows v roce 1940. Další nevýhodou je zvýšená citlivost na kvalitu použitých materiálů, provedení stavebních prací a pravidelnou údržbu. Nedostatečná péče může vést k předčasné degradaci použitých materiálů a tím ke snížení životnosti konstrukce. Zvláště ohrožené jsou nosné prvky, jako jsou kabely, lana či závěsy, jejichž poškození může způsobit i kolaps celé konstrukce,

jak se stalo při pádu lávky v pražské Troji v roce 2017 nebo pád Morandiho mostu v italském Janově v roce 2018.

Použití betonu pro štíhlé mostovky pomáhá eliminovat některé z uvedených nedostatků. Ve srovnání s ocelovými mostovkami vykazují betonové mostovky menší citlivost na svislé i vodorovné kmitání díky vyšší tuhosti ve vodorovném směru a větší hmotnosti ve směru svislém. Díky těmto vlastnostem lze minimalizovat potřebu tlumičů kmitání a zároveň zvýšit odolnost konstrukce vůči účinkům větru.

Štíhlé mostovky se uplatňují především u předpjatých pásů, zavěšených a visutých konstrukcí. Následující text stručně představí jejich historii a současný stav poznání.

1.2 Předpjaté pásy

Mosty z předpjatého pásu mají svůj původ v jednoduchých lanových konstrukcích, které se používaly od pradávna. Pokud nebylo možné překlenout hluboká údolí pomocí vodorovného nosného prvku (klády), tak se jednoduše natáhla lana, na která se položily příčné prvky, po kterých se chodilo.

První nerealizovaný návrh konstrukce z předpjatého pásu přes Bosporskou úžinu byl vypracován v 60. letech 20. století německým inženýrem Ulrichem Finsterwaldem. Projekt vytvořil základ pro další rozvoj a využití těchto konstrukcí.

První realizací konstrukce z předpjatého pásu byla lávka v Bircherweidu ve Švýcarsku v obci Freienbach přes dálnici A3 navržená René Waltherem z roku 1965. Jedná se o přemostění dálnice o rozpětí přibližně 40 m tvořené tenkou betonovou monolitickou deskou tloušťky 0,18 m. V roce 1968 byla postavena lávka pro pěší v Ósace v Japonsku. Konstrukce o jednom poli s rozpětím visutého pásu pouhých 19 m se vyznačovala extrémně malým poměrem průvěsu k rozpětí (1/146).

Podle návrhu Ulricha Finsterwaldera byla v roce 1970 realizována lávka pro pěší ve Freiburgu v Německu. Jednalo se o spojitou konstrukci o třech polích s rozpětími 33,0 + 39,5 + 42,0 m. Další zajímavou konstrukcí je lávka pro pěší Enzaupark v Pforzheimu v Německu. Konstrukce navržená Jörgem Schlaichem je zajímavá svým konstrukčním uspořádáním visutého pásu bez využití dodatečného předpětí mostovky pro její ztužení. V průběhu let se lávky z předpjatého pásu rozšířily nakonec do celého světa.

V České republice byl tento typ lávek projektován na přelomu 70. a 80. let kolektivem pracovníků v projekci tehdejšího národního podniku Dopravní stavby Olomouc pod vedením Jiřího Stráského. Jsou to konstrukce o jednom nebo více polích tvořené prefabrikovanými segmenty DS-L. První konstrukcí tohoto typu uvedenou do provozu v roce 1980 byla konstrukce lávky pro pěší přes řeku Svatku v Brně - Bystrci. Jedná se o konstrukci o jednom poli s rozpětím 63 m a průvěsem uprostřed rozpětí 1,20 m. Stejné rozpětí a průvës má konstrukce lávky pro pěší postavená přes řeku Moravu v Kroměříži. Oproti konstrukci v Brně - Bystrci byly horizontální síly přenášeny do základové půdy systémem zemních kotev.

Konstrukce byla postavena v roce 1983. Třetí konstrukcí ze stejných segmentů o stejném rozpětí a průvěsu byla postavena přes řeku Ohři v Radonicích. Založení koncových kotevních bloků bylo provedeno systémem pilot Franki. Konstrukce byla realizována v roce 1984. Další konstrukcí o jednom poli je lávka přes řeku Svratku v Brně - Komín. Rozpětí konstrukce je 78 m a průvěs ve středu rozpětí 1,30 m a byla uvedena do provozu v roce 1985.



Obr. 1.2 Pohled na dnes již neexistující lávku přes řeku Labe v Nymburku (2017)

První realizovanou spojitou konstrukcí byla lávka přes řeku Bečvu v Přerově v roce 1983. Konstrukce o rozpětí 67,5 + 28,5 m měla průvěs v hlavním poli 1,42 m. Lávka byla poškozena při povodni v roce 1997 tak, že musela být snesena. Nejdelší konstrukcí realizovanou v ČR byla lávka o třech polích přes řeku Vltavu v Praze – Tróji z roku 1984. Konstrukce celkové délky 261,2 m měla pole o rozpětích 85,5 + 96 + 67,5 m. Průvěs nejdelšího středního pole byl uprostřed rozpětí nad řekou 1,69 m. Střední stojky byly navrženy jako stěnové s vrubovým kloubem v patě. Lávka se náhle zřítila v prosinci roku 2017. Konstrukce shodného typu byla v roce 1985 postavena také přes řeku Labe v Nymburku (Obr. 1.2). Konstrukce byla sice svou délkou 231,2 m kratší než lávka v Tróji, ale délkou středního pole pražskou lávku překonávala. Konstrukce měla jednotlivá pole o rozpětích 46,5 + 102 + 70,5 m. Odpovídající průvěs hlavního pole byl 1,98 m. Lávka byla po pádu lávky v Tróji a následně provedené diagnostice zbourána v srpnu 2018. Z původních 7 lávek z prefabrikátů DS-L postavených v 70 a 80. letech minulého století zbyly pouze čtyři.

Další postavenou lávkou z předpjatého pásu je lávka přes Otavu v Písku z roku 1992. Má rozpětí 66,4 m a průvěs 1,30 m. Lávka byla zasažena povodní v roce 2002 a následně stavebně změněna.

Poslední postavenou lávkou z předpjatého pásu je lávka přes Labe v Nymburce (Obr. 1.3), která nahradila zbouranou lávku stejného statického typu (prostý předpjatý pás). Konstrukci lávky tvoří předpjatý pás, která je v hlavním poli zavěšen na dvou vně skloněných ocelových obloucích. Rozpětí oblouků je 103 m, jejich vzepětí je 11,3 m. Tloušťka mostovky je 0,59 m. Konstrukci tvoří samokotvený systém, ve kterém je podstatná část obloukové síly

zachycena předpjatou mostovkou kotvenou v krajních opěrách. Patky oblouků jsou s krajními opěrami spojeny betonovými vzpěrami.



Obr. 1.3 Lávka přes Labe v Nymburce při dynamické zkoušce (2021)

Jak bylo nastíněno výše, lávky ve formě předpjatého pásu byly postaveny ve velkém počtu po celém světě i v ČR, přičemž nejstarší mosty mají přibližně 60 let, v ČR pak 40 let.

V České Republice je možné se setkat s několika mosty, kde z důvodu nedostatečné údržby, neprováděné diagnostiky během provozování a také vlivem zaplavení povodní bylo nutné mosty následně diagnostikovat, aby byla zajištěna jejich další spolehlivost. V případě zastižení špatného stavu bylo nutné konstrukce následně přepočítat, navrhnout jejich zesílení, případně je dlouhodobě sledovat.

Situaci umocnil navíc pád lávky v Praze Tróji v prosinci roku 2017, která byla dlouhodobě ve špatném stavebním stavu. Po havárii byly další lávky z předpjatého pásu hromadně zavírány a byla hledána cesta k jejich znovuotevření. K tomu je ale třeba analyzovat situaci a rozhodnout na základě zkušeností a provedeného diagnostického průzkumu o jejich rehabilitaci, která by umožnila prodloužit životnost o další desítky let.

1.3 Zavěšené konstrukce

Zavěšené mosty se začaly navrhovat a stavět koncem 16. století a koncem 19. století se tato forma mostů začala široce používat. Na počátku 20. století zavěšené konstrukce upadly v nemilost, protože větší rozpětí byly překlenuty pomocí čistě visutých konstrukcí a kratší pomocí různých systémů postavených ze železobetonu a později betonu předpjatého. Do popředí se vrátily v pozdějším 20. století, kdy kombinace nových materiálů, větších stavebních strojů a potřeby nahradit starší mosty snížila relativní cenu těchto konstrukcí.

Dnes jsou zavěšené mosty klíčovým typem konstrukce pro moderní dopravní síť a používají se po celém světě. Technologie a konstrukční přístupy se stále vyvíjejí, čímž umožňují stavbu mostů s většími rozpětími a lepší odolností vůči vlivům prostředí.



Obr. 1.4 Zavěšená lávka přes komunikaci Delta Pond, Eugene, Oregon, USA
(dostupné na www.shp.eu)

Zavěšené konstrukce tvoří štíhlá mostovka podporovaná závěsy kotvenými přímo do pylonů. Mostovku lze v podélném směru optimálně vést dle místních podmínek. U zavěšených konstrukcí se vlivem uspořádání závěsů pozvolně zvyšuje tlakové namáhání mostovky směrem k pylonům. Zavěšený most v klasickém uspořádání (Obr. 1.4) je tvořen dvěma nebo třemi poli, která jsou podporována pomocí jednoho či dvou pylonů. Geometrie pylonů, svislá, případně nakloněná, dokresluje estetický vzhled celé konstrukce. V jiné variantě lze mostovku zavěsit jen v hlavním středním poli, krajní pole překlenují rozpětí svou ohybovou tuhostí a rovnováha v hlavě pylonu je zajištěna kabely zakotvenými do základových bloků. Mezi nejčastější uspořádání závěsů patří radiální, semi-radiální a harfovité. Důležitým detailem je řešení hlavy pylonu, kde jsou kotveny všechny závěsy.

Dalším trendem, který zavěšené konstrukce umožňují, je zakřivení nejen v podélném směru, ale i v půdoryse [78], jak dokazuje například betonová lávka ve městě Stavanger v Norsku (Obr. 1.5). Mostovka o dvou polích s rozpětím 2 x 35,0 m je zavěšena na jednom ocelovém pylonu a byla dokončena v roce 1996. V České Republice se štíhlé betonové mostovky zavěšené na pylonu nebo pylonech rovněž uplatňují. Příkladem je lávka přes dálnici D1 v Bohumíně, dokončená v roce 2011 (Obr. 1.6). Lávku tvoří páteřní nosník o dvou polích s oboustrannými konzolami, který je v ose zavěšen na jednosloupovém ocelovém pylonu. Na jedné straně je situována pěší doprava, na druhé konzole cyklistická doprava.



Obr. 1.5 Půdorysně zakřivená zavěšená lávka ve městě Stavanger v Norsku (dostupné na <https://structurae.net/en/structures/lagardsveien-bridge>)



Obr. 1.6 Zavěšená lávka přes dálnici D47 u Bohumína, ČR (dostupné na www.shp.eu)



Obr. 1.7 Lávka přes Labe u Čelákovic (dostupné na <https://www.stavbaroku.cz>)

Dalším významným směrem ve vývoji těchto konstrukcí je využití vysokohodnotných betonů, což dokládá lávka přes Labe v Čelákovicích z roku 2014. Lávka pro pěší je zavěšena na dvou ocelových pylonech tvaru písmene A. Mostovka je sestavena z prefabrikovaných kontaktně vyráběných segmentů dvoutrámového průřezu z vysokopevnostního betonu.

1.4 Visuté konstrukce

Visuté konstrukce jsou převážně tvořeny štíhlou mostovkou zavěšenou nebo přímo podporovanou visutým lanem. Mostovku v podélném směru lze optimálně přizpůsobit podle terénu pod mostem. Konstrukce se sestává z jednoho nebo více polí prakticky libovolného rozpětí. Mezi všemi typy mostních konstrukcí umožňují visuté mosty překlenout největší rozpětí.



Obr. 1.8 Lávka přes řeku Bečvu u obce Ústí při statické zatěžovací zkoušce (2022)



Obr. 1.9 Lávka přes Harbor Drive (dostupné na www.shp.eu a [64])

Visuté konstrukce svojí štíhlostí vytváří velmi dobrý estetický a architektonický dojem a jsou využívány pro lávky pro pěší a silniční mosty velkých rozpětí, jako je například slavný Golden Gate Bridge v San Francisku. Mezi novější realizace štíhlých visutých betonových lávek pro pěší patří lávka Lunda ve Švédsku, dokončená v roce 2019. Tato konstrukce

se vyznačuje předpjatou betonovou mostovkou o jednom poli s rozpětím 179,0 m, která je zavěšena na dvou visutých kabelech. Mostovka proudnicového tvaru je sestavena z prefabrikovaných segmentů s proměnnou šířkou 6,30 až 8,21 m, a tloušťkou pouhých 0,34 m.

V České Republice byly nedávno dokončeny dvě štíhlé visuté betonové lávky. První z nich, lávka přes řeku Bečvu u obce Ústí (Obr. 1.8), byla dokončena v roce 2023. Její konstrukci tvoří předpjatá betonová mostovka se třemi poli o rozpětích $15,8 \times 105,0 \times 15,8$ m, zavěšená na dvou vně skloněných visutých kabelech. Mostovka má šířku 5,23 m a tloušťku pouze 0,40 m. Druhou konstrukcí je lávka přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrné jezero (Obr. 1.1). Tato lávka o celkové délce 78,0 m je tvořena samokotvenou visutou konstrukcí. Betonová mostovka šířky 5,0 m a tloušťky 0,40 m je zavěšena na dvou visutých kabelech s rozpětím 66,7 m, který jsou podepřeny skloněnými pylony kotvenými ocelovými prvky.

Nelze opomenout ani půdorysně zakřivené visuté konstrukce [78], které se vyskytují obdobně jako u zavěšených mostů. Mezi významné příklady patří betonová visutá lávka dokončená v roce 1987 přes řeku Rýn ve městě Kelheim a lávka Harbor Drive v San Francisku, dokončená v roce 2011 (Obr. 1.9 a [64]). Mostovku lávky Harbor Drive tvoří půdorysně zakřivený betonový nosník o třech polích s rozpětími $13,54 \times 107,60 \times 21,97$ m, který je vetknut do krajních opěr. V krajních polích má nosník plný průřez a vytváří přístupové schodiště. V hlavním zavěšeném poli je použit nesymetrický komorový průřez výšky 1,016 m a šířky 5,988 m s jednostranně vyloženou konzolou.

2 Cíle habilitační práce

Cílem habilitační práce je hlubší porozumění problematiky štíhlých betonových mostovek použitých především na předpjaté pásy, zavěšené a visuté konstrukce. Přestože mají tyto konstrukce na první pohled velmi jednoduchý tvar, jejich návrh, výpočet a posouzení jsou technicky velmi náročnou disciplínou. Vyžadují hluboké znalosti v oblasti chování předpjatých betonových konstrukcí dodatečně předeprnutých vnitřními a/nebo vnějšími kabely a znalost konstrukčních detailů a různých postupů výstavby. Také statická a dynamická analýza vyžaduje pochopení funkce kabelů a řešení různých problémů s ohledem na geometrickou i materiálovou nelinearitu. Základním problémem je stanovení výchozího stavu, kterým rozumíme stav, kdy se konstrukce po dokončení výstavby nachází v optimálním (projektovaném) tvaru a nevznikají na ni téměř žádné ohybové momenty od stálého zatížení.

Jak bylo zmíněno v předchozí kapitole, použití štíhlých betonových mostovek je výrazně citlivé na kvalitu použitých materiálů, provedení stavebních prací a pravidelnou údržbu. V 80. letech minulého století byly tyto konstrukce u nás nejčastěji stavěny jako předpjaté pásy, přičemž často docházelo k nedodržení kvality provedení stavebních prací a zejména pravidelné údržby. To vedlo k pádu lávky v Praze Troji v prosinci 2017 a následnému hromadnému uzavírání obdobných konstrukcí. Tato situace umožnila diagnostickému týmu ústavu BZK pod vedením doc. Klusáčka zapojit se do analýzy těchto konstrukcí, provádět diagnostické práce, navrhovat projekty stavebních úprav a realizovat dlouhodobá měření.

Rozsah habilitační práce se neumožňuje věnovat všem tématům, které se týkají problematiky štíhlých betonových mostovek. Těžiště práce bude proto zaměřeno především na řešení postupu výstavby a z něj vycházejícího výchozího stavu konstrukce, praktické příklady statické a dynamické analýzy lávek a mostů, diagnostiku, stavební úpravy a dlouhodobé sledování již realizovaných konstrukcí.

V předkládané práci byly vytknuty čtyři hlavní cíle:

1. Statická a dynamická analýza.
2. Diagnostika štíhlých betonových konstrukcí.
3. Stavební úpravy předpjatých pásů.
4. Dlouhodobé sledování.

V následujícím textu budou všechny cíle podrobně rozebrány v jednotlivých kapitolách, přičemž daná problematika bude v každé z nich podrobně vysvětlena.

3 Statická a dynamická analýza

Tato kapitola se zaměřuje na statickou a dynamickou analýzu štíhlých betonových mostovek tvořených předpjatým pásem, zavěšenými a visutými konstrukcemi, přičemž klade důraz na nalezení výchozího stavu konstrukce, který je velmi důležitou částí pro následnou statickou a dynamickou analýzu. Nejprve jsou uvedeny obecné poznatky ke statické a následně k dynamické analýze. Poté jsou obecně rozebrány vybrané 4 typy betonových mostovek podle způsobu jejich podepření. Pro každý typ podepření je uveden postup, jak je nalezen výchozí stav, jak konstrukce působí, kde jsou její slabá místa a jaký je nejčastější postup výstavby. Mezi vybrané typy podepření patří:

- Prostý visutý pás – betonová mostovka ve formě předpjatého pásu podepřená visutými lany umístěnými uvnitř mostovky.
- Pás podporovaný obloukem – oblouk s horní mostovkou tvořenou předpjatým pásem.
- Zavěšené konstrukce – betonová mostovka podepřená závěsy a pylony.
- Visuté konstrukce – betonová mostovka zavěšená prostřednictvím závěsů na externí visuté lano, které je podporováno pylony.

Pro každý z výše uvedených způsobů podepření betonové mostovky jsou uvedeny dva až tři příklady konstrukcí lávek pro pěší nebo mostů, na které byl aplikován detailně popsáný postup pro nalezení výchozího tvaru, předpokládaný postup výstavby a provedena statická a dynamická analýza konstrukce. Uvedené lávky pro pěší nebo mostní konstrukce jsou buďto studie budoucích konstrukcí, alternativy stávajících konstrukcí, soutěžní návrhy lávek, skutečné lávky v různém stupni projektu, lávky po statickém zajištění a bohužel i jedna dnes už neexistující lávka. Autor práce provedl veškeré výpočty všech níže uvedených konstrukcí.

Pro konstrukce podporované kabely je s ohledem na jejich subtilní rozměry, použití různých materiálů, komplikovanou výstavbu apod. nutné provést detailní statickou analýzu [59]. Výpočetní modely jsou často prostorovými prutovými soustavami zahrnujícími fáze výstavby konstrukce. Rovněž tzn. zavedení chování konstrukce ve „výchozím stavu“, kdy je konstrukce po dokončení výstavby v optimálním tvaru a nevznikají na ni téměř žádné ohybové momenty od stálého zatížení, je pro nelineární výpočty stěžejní.

Prostředí programu ANSYS ([1] až [4]) nebo MIDAS se jeví jako velmi vhodné pro řešení úloh tohoto typu. Programy umožňují řešit úlohu geometricky nelineárně s uvažováním vlivu velkých deformací, s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening) a respektují postup výstavby konstrukce. Program MIDAS nabízí navíc snadnější nelineární řešení s dotvarováním a smršťováním betonu.

Konstrukce lávky je standardně zatěžována zatížením chodci, dopravou (obslužné vozidlo), rovnoměrnou i nerovnoměrnou změnou teploty, výjimečně sněhem a v neposlední

řadě i větrem. Kombinace těchto zatížení se řídí příslušnými normami a předpisy. Podrobná statická analýza (viz [8], [31] a [32]) spočívá v posouzení mezního stavu použitelnosti a únosnosti. V rámci mezních stavů použitelnosti bývá posouzeno omezení napětí v betonu i s ohledem na dovolené napětí ve spárách segmentové konstrukce, omezení napětí v nosných a předpínacích lanech, a omezení trhlin v betonu segmentů. Dále je analyzován průhyb, resp. vzepětí lávky, které je definováno jako výškový rozdíl mezi spojnicí povrchu opěr a povrchem mostovky ve středu lávky. Vzepětí lávky pro předpjaté pásy je velmi citlivé na teplotu, oteplením konstrukce mostovky se vzepětí zvětšuje (průhyb lávky jde směrem dolů) a ochlazením konstrukce lávky se vzepětí zmenšuje (průhyb lávky jde směrem nahoru).

Jak bylo řečeno výše pro konstrukce podporované kabely je nutno krom statické analýzy provést i detailní dynamickou analýzu. Předpjaté pásy jsou konstrukce velmi štíhlé a jsou velmi citlivé na dynamické účinky, a proto je důležitou částí posouzení i dynamický výpočet zahrnující vypracování modální a harmonické analýzy. Cílem modální analýzy je stanovení vlastních frekvencí a příslušných vlastních tvarů. Poté je kontrolováno, jestli se některá z vlastních frekvencí nenachází v kritické oblasti frekvencí pro svislé nebo vodorovné kmitání [17] nebo [24]. Harmonická analýza je zaměřena na zhodnocení kritérií pohody prostřednictvím zrychlení konstrukce na ustálené buzení. V analýze je pak ověřeno, zdali je zrychlení konstrukce v přípustných mezích, zda nehrozí riziko efektu „lock-in“ (synchronizace chodce s lávkou kmitající v příčném směru) a v neposlední řadě, zda nedojde k poruše či havárii při úmyslném rozkmitávání lávky (vandalismus) [24]. Součástí je i posouzení na možnost vzniku rezonance vodorovného a svislého kmitání a rozkmitávání od větru [69].

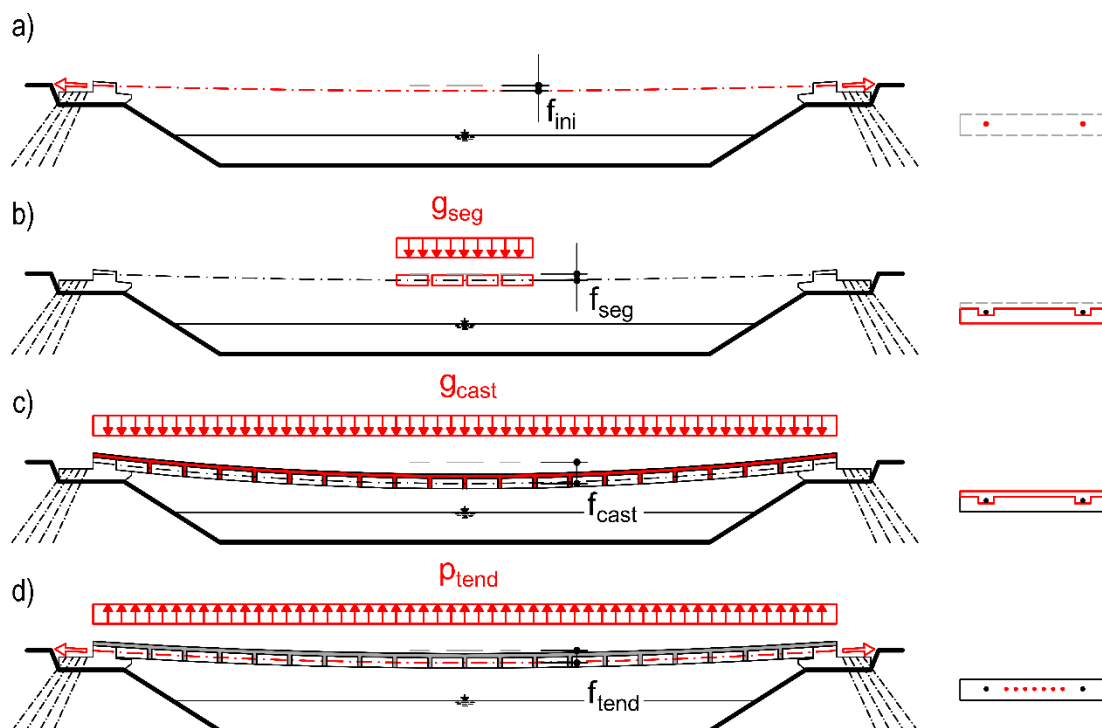
3.1 Prostý visutý pás

Mosty z předpjatého pásu jsou konstrukce, jejichž mostovka je obvykle tvořena betonovým pásem ve tvaru řetězovky o jednom nebo více polích. Visutý pás z monolitického betonu nebo složený z prefabrikovaných segmentů je podporován systémem nosných kabelů, které přenáší zatížení do koncových opěr. Velikost reakce v koncových opěrách kotvená do podloží je závislá na geometrii konstrukce, zejména na rozpětí, vzepětí a velikosti stálého zatížení. Zakotvení tahových reakcí je zároveň rozhodujícím parametrem ekonomické efektivity systému.

Je evidentní, že konstrukce mostovky je od provozního zatížení namáhána tahem, a proto je betonová mostovka doplněna předpínacími kabely, které vnesou tlakovou rezervu do celého průřezu a zajistí potřebnou ohybovou tuhost konstrukce. Správným návrhem na základě podrobné statické a dynamické analýzy vzniká velice štíhlá, elegantní mostní konstrukce s nízkou spotřebou materiálu.

Jednou z hlavních výhod mostů z předpjatých pásů je, že montáž mostovky lze provádět nezávisle na terénních podmínkách pod mostem. Před vlastní montáží segmentů se vybetonují krajní opěry, případně vnitřní podpory. Montáž segmentů se provádí za pomoci montážních

kabelů nejčastěji ve dvou variantách. V první variantě, použité také v ČR pro segmenty DS-L [77], jsou montážní kabely přímo nosnými kabely situovanými v žebrech segmentů a zůstávají v konstrukci. Druhá varianta je vhodná pro nosné kabely chráněné např. kabelovým kanálkem. Mostovka se zavěší pomocí závěsů na montážní kabely a až poté se protáhne nosné lano, a závěsy a montážní kabely se odstraní.



Obr. 3.1 Statický systém předpjatého pásu, postup výstavby

Po montáži všech segmentů a nosných lan (Obr. 3.1a a Obr. 3.1b) se vybetonují spáry mezi segmenty, spáry v okolí sedel (v případě vnitřních podpor) a krajní spáry, případně beton rýh (Obr. 3.1c). Nakonec se předepne mostovka předpínacími kabely, čímž se do celého průřezu vnese tlaková rezerva (Obr. 3.1d).

Popsaný postup výstavby se pak promítá i do návrhu předpjatých pásů. Návrh těchto konstrukcí je dobře popsán v práci [51] nebo [69]. V principu jde o nalezení rovnováhy konstrukce ve výchozím stavu (Obr. 3.1d), který je definován jako stav napjatosti a deformace po skončení montáže a lze jej popsat rovnicí (3.1):

$$g_0 + \frac{8 \cdot H_{g_0} \cdot f_{tend}}{L^2} = \frac{8 \cdot H_{bear} \cdot f_{tend}}{L^2} + \frac{8 \cdot H_{tend} \cdot f_{tend}}{L^2} \quad (3.1)$$

kde je

g_0 vlastní tíha mostovky,

H_{g_0} vodorovná složka od vlastní tíhy segmentů,

H_{bear} vodorovná složka od nosných lan,

H_{tend} vodorovná složka od předpínacích lan,

L rozpětí pásu a

f_{tend} vzepětí ve výchozím stavu.

Pro ukázkou statické a dynamické analýzy prostého pásu byly vybrány následující dvě lávky. První lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří je prostý předpjatý pás o jednom poli, kde byla vyvinuta metodika výpočtu, se kterou je možné zpětně bez statického výpočtu vytvořit věrohodný výpočtový model. Výsledky statické analýzy jsou pak verifikovány pomocí metod zavedených při diagnostice lávky a výsledky dynamické analýzy jsou ověřeny pomocí dynamických měření na lávce.

Druhá lávka přes řeku Vltavu v Praze Tróji je prostý předpjatý pás o třech polích, kde bylo možno porovnat původní výsledky z dochovaného statického výpočtu s aktuálními výsledky z nelineární analýzy celé konstrukce, což tehdejší možnosti softwaru neumožňovaly.

3.1.1 Lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří

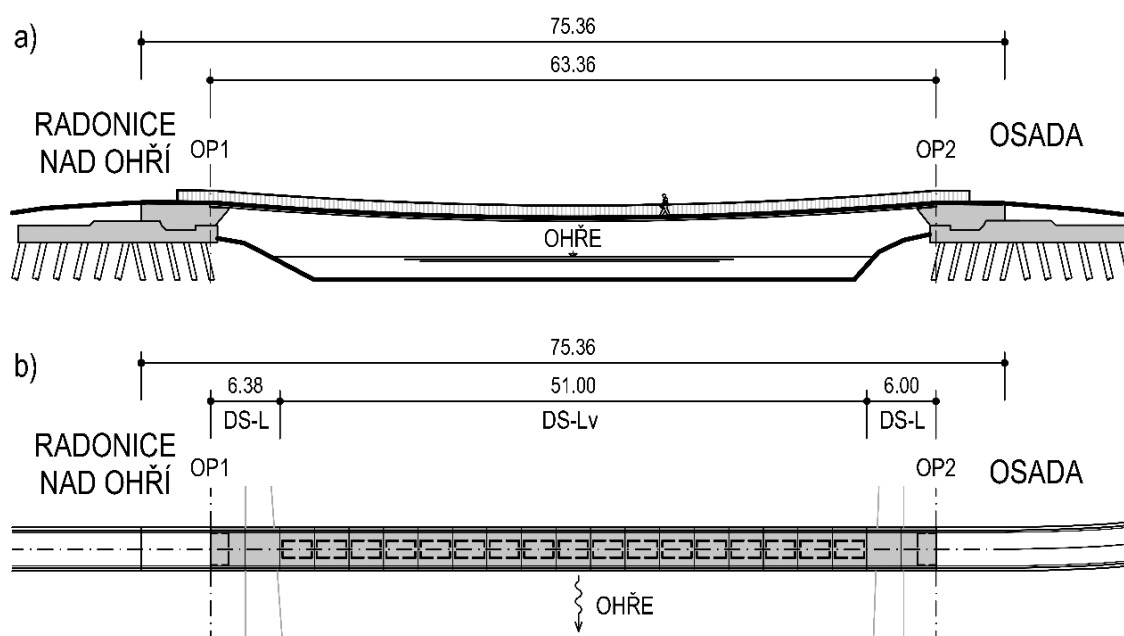
Lávka v Radonicích nad Ohří byla postavena v roce 1984, je půdorysně přímá a má proměnný podélný sklon zmenšující se směrem ke středu až do nulové hodnoty. Volná šířka mezi zábradlím je 3,14 m, šířka mostu je 3,80 m. Příčný sklon je střešovitý o velikosti 1 %. Nosnou konstrukci mostu tvoří visutý předpjatý pás, který je vetknut do krajních monolitických opěr založených na pilotách Franki.



Obr. 3.2 Lávka v Radonicích nad Ohří

Mostovka mostu je nesena nosnými lany umístěnými v dodatečně dobetonovaných žlabech. Tuhost předpjatého pásu je zajištěna předpínacími kabely umístěnými v kanálcích ve střední části segmentu. V oblasti podpor (prvních 6,00 m od opěry) jsou předpínací kabely doplněny o neprůběžné kabely [42]. Visutý předpjatý pás je tvořen z prefabrikovaných

segmentů DS-L s plným průřezem v prvních 6,00 m od opěry a kazetou vylehčenými segmenty DS-Lv ve střední části. Prefabrikované segmenty jsou 0,30 m vysoké, 3,80 m široké a 3,00 m dlouhé. Krajiní segmenty jsou na opěrách uloženy na nevyztužených elastomerových ložiscích, čímž je zmenšeno místní namáhání koncových segmentů ve vetknutí. Ložiska nejsou s nosnou konstrukcí mostu spojena a nosná konstrukce se při ochlazení od ložisek může odvinout a při zatížení nebo oteplení znovu přivinout. Proto tedy i rozpětí nosné konstrukce je proměnné od 57,73 m do 63,36 m. Délka visutého pásu je 63,36 m (Obr. 3.3). Průvěs visutého pásu je proměnný, závisí na teplotě a velikosti zatížení. Projektovaný průvěs pásu při teplotě 10 °C bez proměnných zatížení byl 1,295 m. Přímé oslunění a vysoké teploty v letních měsících, a naopak mrazy v zimě mění průvěs popsaného pásu celkem až o 300 mm. Postup výstavby lávky odpovídal postupu uvedenému na Obr. 3.1.

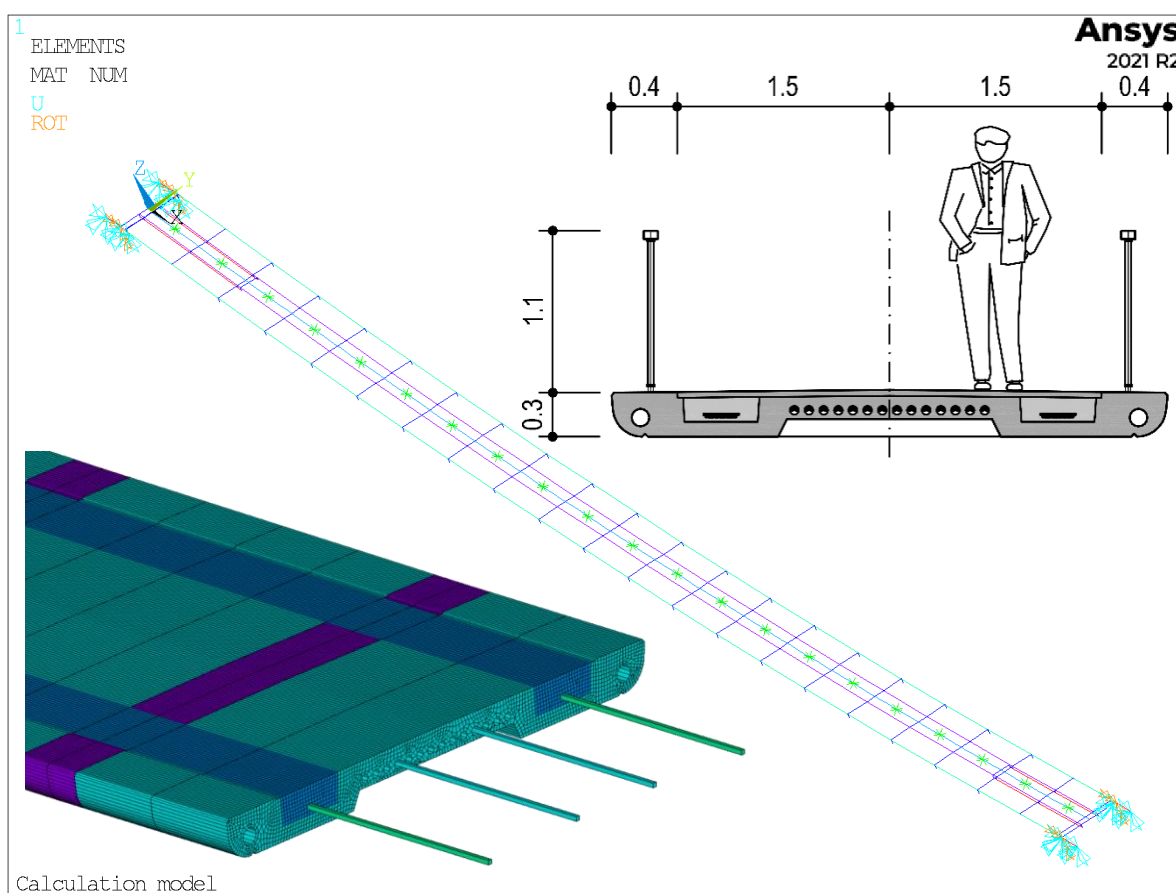


Obr. 3.3 Lávka v Radonicích nad Ohří a) podélný řez, b) půdorys

Lávka byla podrobně diagnostikována a na základě výsledků diagnostiky [42] byla přepočtena a vypočtena její aktuální únosnost [37]. Součástí přepočtu bylo provedení kompletní statické i dynamické analýzy.

Výpočtový model byl vytvořený v programu ANSYS 2021 R2. Jednalo se o 3D prutový model, kde byl zohledněn postup výstavby. Model se skládal z mostovky (prvek BEAM188), nosných lan (prvek LINK10), předpínacích lan (prvek LINK10), předpínacích lan u podpor (prvek LINK10), tuhých prutů mostovky (prvek BEAM188), pružin pod krajním segmentem (prvek LINK10), vodorovných pružin ve vetknutí (LINK10) a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření mostovky bylo řešeno pomocí posuvného vetknutí krajních opěr s vodorovnou pružinou simulující posunutí opěr v závislosti na tuhosti podloží. Elastomerová ložiska byla nahrazena pružinami pod krajními segmenty, která nepůsobí v tahu.

Jejich poloha neodpovídá poloze v projektu [54], ale skutečně zaměřené poloze - osy elastomeru jsou 0,30 m od vetknutí (v projektu je 1,30 m od vetknutí). Nosná lana a předpínací lana jsou vedena elementy zvlášť pro levou a pravou stranu mostu v poloze odpovídající jejich těžišti. Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvažováním vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).



Obr. 3.4 Výpočtový model lávky s příčným řezem

Postup výstavby je ve výpočtu uvažován tak, aby ve výchozím stavu, který odpovídá současné geometrii lávky pro stálá zatížení, bylo dosaženo vzepětí o hodnotě 1,295 m, které je uvedeno ve zprávě [42] pro teplotu 10 °C (základní teplota). Pro dosažení tohoto vzepětí byl uvažován postup v 5 krocích:

- TIME 1

V prvním kroku byly oživeny nosná lana a segmenty mostovky. Segmenty mostovky jsou spojeny kloubově a je umožněn jejich podélný pohyb (prokluz) vůči nosným lanům. Nosná lana jsou na koncích posuvně uložena prostřednictvím vodorovných pružin na opěrách. Vodorovný pohyb opěr byl kompenzován posunem podpěr zpět o hodnotu 3,5 mm tak, aby po dokončení výstavby konstrukce (TIME 5) odpovídalo naměřené rozpětí modelovaného stavu (vodorovný posun opěr je 0 mm). Tento stav odpovídá stavu před a při betonáži (čerstvý beton) spár segmentů a podélného kabelového žlabu, kde jsou uložena nosná lana.

- TIME 2

Ve druhé fázi došlo vlivem vytvrdnutí betonu spár a podélné rýhy ke zrušení kloubového spojení segmentů a zabránění podélného pohybu segmentů vůči nosným lanům. Dále byly oživeny předpínací lana, kterým byl umožněn podélný pohyb (pokluz) vůči mostovce. Stav odpovídá předeptnutí 2 předpínacích lan z celkových 14.

- TIME 3

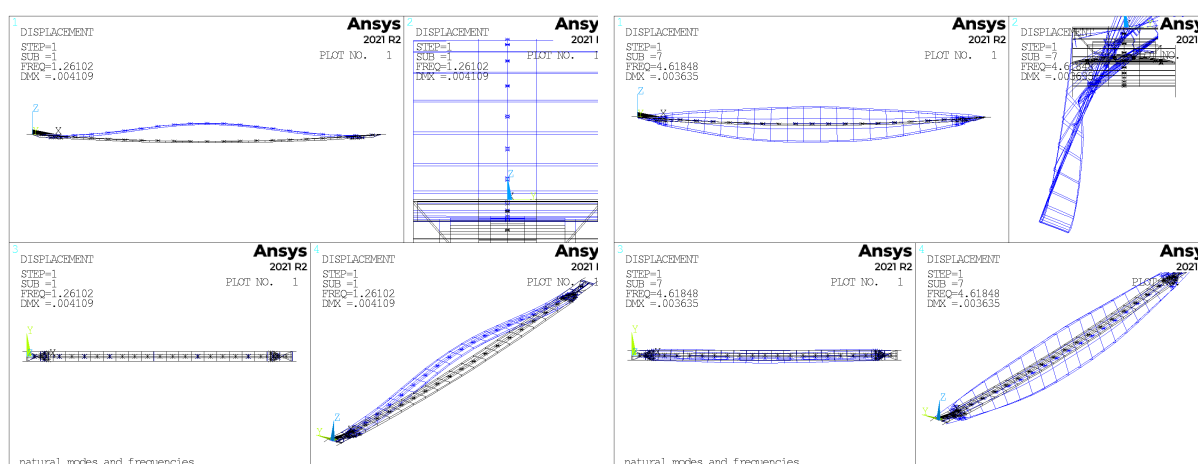
Ve třetí fázi došlo k napnutí zbývajících 12 předpínacích lan a předpínacích lan u podpor, kterým je umožněn podélný pohyb (prokluz) vůči mostovce.

- TIME 4

Ve čtvrté fázi byly zrušeny podélné posuny všech předpínacích lan vůči mostovce (injektáž kabelových kanálků) a aplikováno stálé zatížení (zábradlí, tíha injektáže a litého asfaltu). Stálé zatížení bylo aplikováno pomocí koncentrované hmoty v každé spáře.

- TIME 5

Poslední fáze výstavby spočívala v zahrnutí výsledků diagnostiky [42], tj. v oslabení nosných a předpínacích lan v určitých částech a v umrtvení betonu rýhy ve spáře nedaleko středu rozpětí jako výsledek neodborně provedené předchozí diagnostiky (byl odbourán beton na ploše přesahující 10% plochy mostovky a byla přerušena kompletně betonářská výztuž v rýze). Výsledné vzepětí pásu se tím dostalo na požadovanou naměřenou hodnotu 1,295 m pro základní teplotu 10°C.



Obr. 3.5 Modální analýza vlevo první ohybový tvar, vpravo odpovídající torzní tvar

Důležité je zmínit, že se dochovala pouze výkresová část projektové dokumentace [54], ze které se daly vyčíst kotevní napětí všech lan, ztráty byly odhadnuty na základě zkušenosti s těmito druhy konstrukcí a s velmi podobným projektem lávky přes řeku Svratku v Brně Bystrci a lávky přes řeku Moravu v Kroměříži. Vodorovná tuhost pružiny opěr byla stanovena geotechnickým numerickým výpočtem v [37], který řešil odděleně založení lávky.

V rámci statické analýzy byly posouzeny všechny prvky nosné konstrukce. Původní konstrukce mimo jiné díky korozi lan, která byla uvažována snížením jejich plochy v posledním kroku výpočtu (TIME 5), nevyhověla na posouzení tlakové rezervy ve spárách pro stav ochlazení celé konstrukce ($\Delta T = -34\text{ }^{\circ}\text{C}$) v kombinaci se zatížením chodců pouze na levé straně lávky.

Poslední částí statického výpočtu je posouzení z hlediska dynamiky. Po provedení modální analýzy bylo konstatováno, že vlastní tvary a frekvence (Obr. 3.5) jsou ve shodě s provedeným dynamickým měřením a lávka byla ještě posouzena na rezonanci vodorovného a svislého kmitání a kmitání od větru.

Závěr statického výpočtu se kryje se závěry provedené diagnostiky, že lávku je možné dále provozovat za podmínky průběžného sledování (nejméně 1x za 6 měsíců) alespoň pomocí dynamické zkoušky, která umožní zaznamenání případného náhlého poklesu tlakové rezervy ve spárách a tím i náhlé degradace nosných nebo předpínacích lan, nejdéle však 18 měsíců od dokončení průzkumných prací. Doba 18 měsíců je určena k vyprojektování a schválení stavebních úprav, které učiní lávku bezpečnou a prodlouží životnost lávky.

Důležitým závěrem statické a dynamické analýzy lávky v Radonicích nad Ohří je, že je zde možnost zpětně bez statického výpočtu vytvořit věrohodný výpočtový model, který v sobě zahrnul i postup výstavby. Výsledky statické analýzy byly verifikovány pomocí měření vzepětí v polovině rozpětí, které byly získány při diagnostice lávky pro různé teploty [42]. Dynamické vlastnosti byly ověřeny pomocí dynamických měření na lávce [62] porovnáním prvních vlastní tvarů a frekvencí. Statická a dynamická analýza na výše popsaném výpočtovém modelu byla ve velmi dobré shodě s naměřenými hodnotami vzepětí i s naměřenými hodnotami prvních vlastních tvarů a frekvencí. Tuto metodiku je tak možné bez obav použít i pro další podobné konstrukce.

3.1.2 Lávka v Praze Tróji

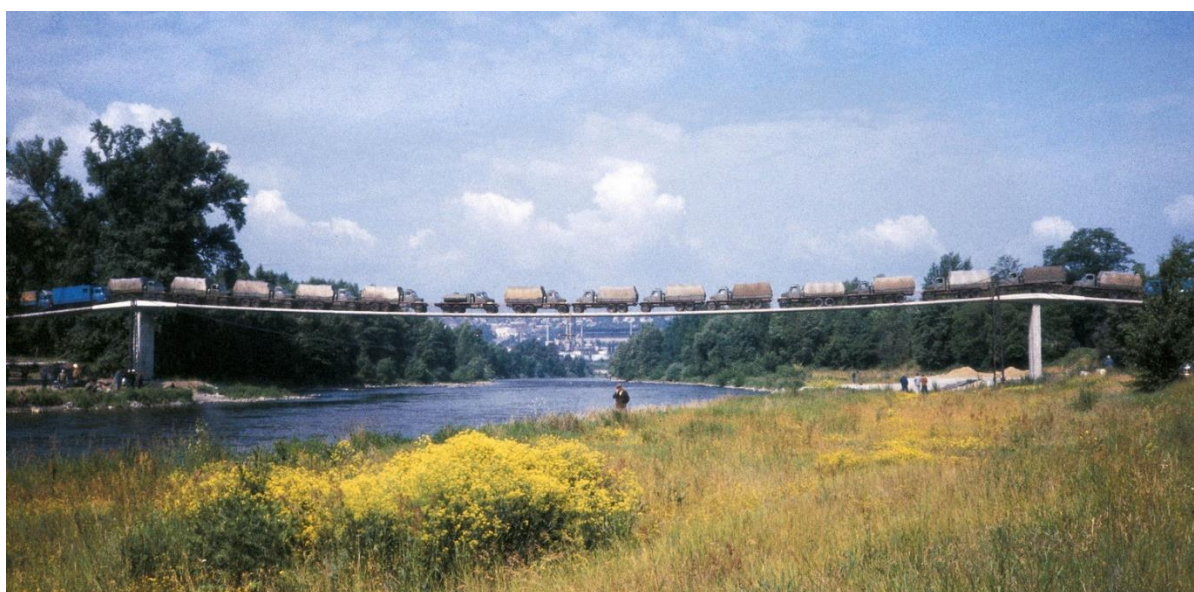
Lávka přes řeku Labe v Praze-Troji byla postavena v roce 1984 závodem Mosty státního podniku Dopravní stavby Olomouc podle projektu zpracovaném Projektovým střediskem Brno. Zodpovědný projektant byl prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Konstrukci lávky v Praze-Troji tvořil předpjatý pás o třech polích s rozpětími 85,50 + 96,00 + 67,50 m. Lávka byla v proměnném podélném sklonu, navržené průvěsy dle polí byly $1,34 \times 1,69 \times 0,84$ m. Předpjatý pás byl sestaven z prefabrikovaných segmentů označení DS-L (příčný řez na Obr. 3.4) a monolitických sedel. Segmenty byly nesený nosnými kabely situovanými v rýhách segmentů a byly následně předepnuty předpínacími kabely situovanými v kabelových kanálech.

Postup výstavby mostu vycházel z obdobného postupu jako na Obr. 3.1. Po betonáži koncových opěr byly segmenty umístěny na neoprenové podložky umístěné na přední části

opěry. Poté byla první polovina nosných kabelů přetažena přes řeku a napnuta na návrhové napětí.

Nosné kabely byly podepřeny ocelovými sedly umístěnými na vnitřních pilířích. Potom byly segmenty montovány pomocí mobilního jeřábu od krajních opěr. Segmenty byly zavěšeny na nosné kabely a posunuty podél nich do finální polohy. Nejprve byly smontovány segmenty krajních polí, poté segmenty hlavního pole. Po montáži všech segmentů byla druhá polovina nosných kabelů osazena a napnuta na návrhové napětí. Tímto způsobem dosáhla konstrukce požadovaného tvaru. Poté byly uloženy ocelové trubky, které tvoří předpínací kanálky ve spojích mezi segmenty, a předpínací kabely byly protaženy přes mostovku.



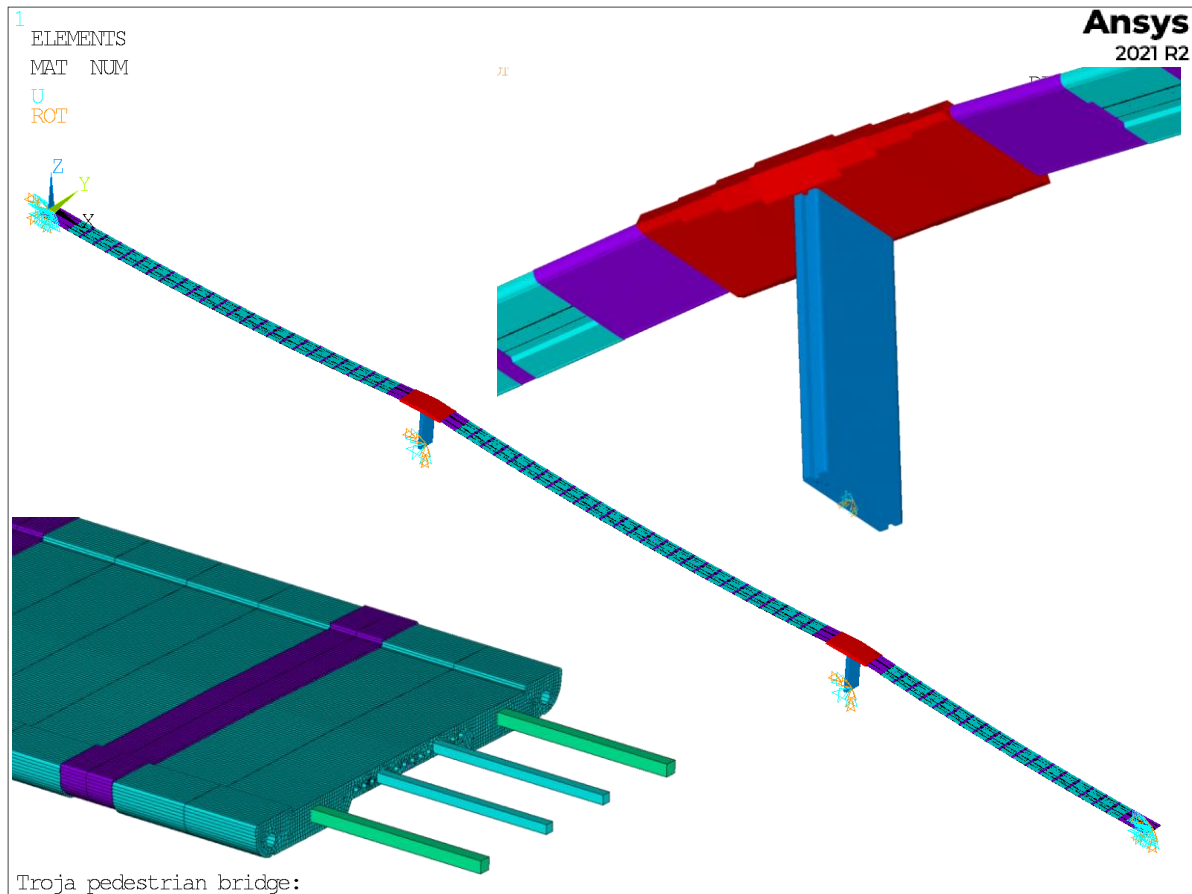
Obr. 3.6 Pohled na střední pole lávky v Praze Tróji při zatěžovací zkoušce (převzato od projektanta konstrukce)

Nakonec se osadila betonářská výztuž v rýhách, v sedlech a spoje, rýhy a sedla byla vybetonována. Betonáž začala v krajích polích, poté ve středním poli a nakonec se betonovaly sedla.

Konstrukce lávky se náhle zřítily dne 2. 12. 2017. Příčiny zřícení a další souvislosti jsou součástí kapitoly 4.3.4. Autor práce spolupracoval na znaleckém posudku [60], který se zabýval příčinami zřícení a jehož součástí byla i statická analýza lávky.

Výpočtový model byl vytvořen v programu ANSYS 2021 R2. Jednalo se o 3D prutový model, kde byl zohledněn postup výstavby. Model se skládal z mostovky (prvek BEAM188), nosných a předpínacích lan (prvek LINK10), vnitřních stojek (prvek BEAM188), tuhých prutů mostovky a sedel (prvek BEAM188), pružin pod krajními segmenty (prvek LINK10) a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření mostovky bylo řešeno pomocí vetknutí krajních opěr a vnitřní podpory byly podepřeny kloubově neposuvně. Elastomerová ložiska byla nahrazena pružinami pod krajními segmenty, která nepůsobí v tahu.

Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvažováním vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).



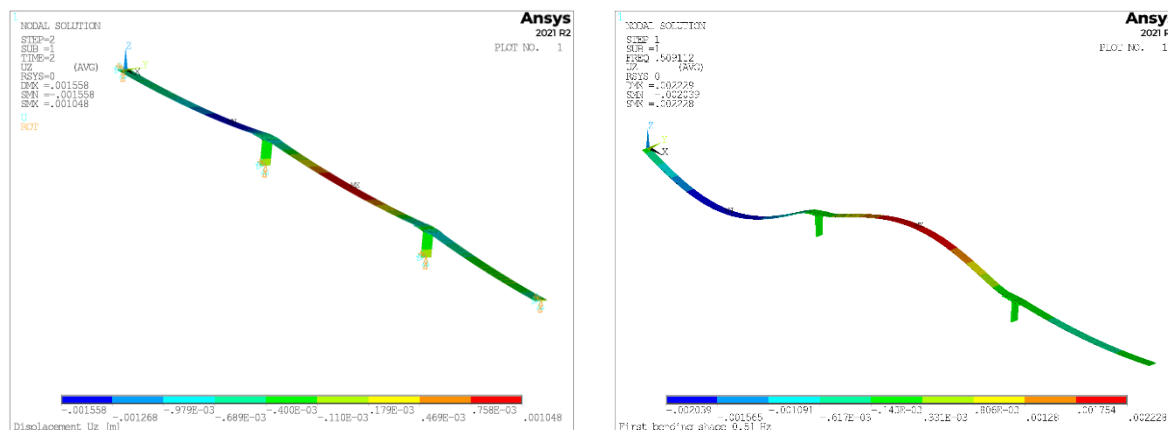
Obr. 3.7 Výpočtový model lávky v Praze – Troji s detaily

Postup výstavby je ve výpočtu uvažován tak, aby ve výchozím stavu bylo dosaženo projektovaných vzepětí pro jednotlivá pole - Obr. 3.8 vlevo. Pro dosažení těchto vzepětí byl uvažován stejný postup jako u lávky v Radonicích nad Ohří (kapitola 3.1.1) vyjma poslední fáze TIME 5, která nebyla použita.

Protože byl dochován statický výpočet konstrukce z roku 1983 [60] bylo možno porovnat původní výsledky s aktuálními výsledky z nelineární analýzy celé konstrukce, což tehdejší výpočet neumožňoval. Výsledky vykazovaly velmi dobrou shodu. Bohužel diagnostika konstrukce nebyla provedena v takovém rozsahu, aby bylo možné její výsledky zahrnout do statické analýzy. Další doplňkové výpočty byly provedeny v rámci znaleckého posudku a jsou součástí kapitoly 6.2.5.3. Pro ověření dynamického chování byla provedena ještě modální analýza a její výsledky byly porovnány s výsledky v člancích [72] a [73].

Příklad statické a dynamické analýzy lávky v Praze – Troji ukazuje, že je zde možnost zpětně ze statického výpočtu vytvořit věrohodný výpočtový model, který v sobě zahrnuje i postup výstavby. V tomto případě nemohly být výsledky statické analýzy verifikovány například měřením vzepětí při různých teplotách, jako u předchozí lávky přes Ohří

v Radonicích nad Ohří (kapitola 3.1.1). Nicméně porovnání výsledků modální analýzy mezi články [72] a [73], a výše popsaným výpočtovým modelem ukázaly, že výpočtový model je z hlediska tuhosti i rozložení hmot v pořádku.



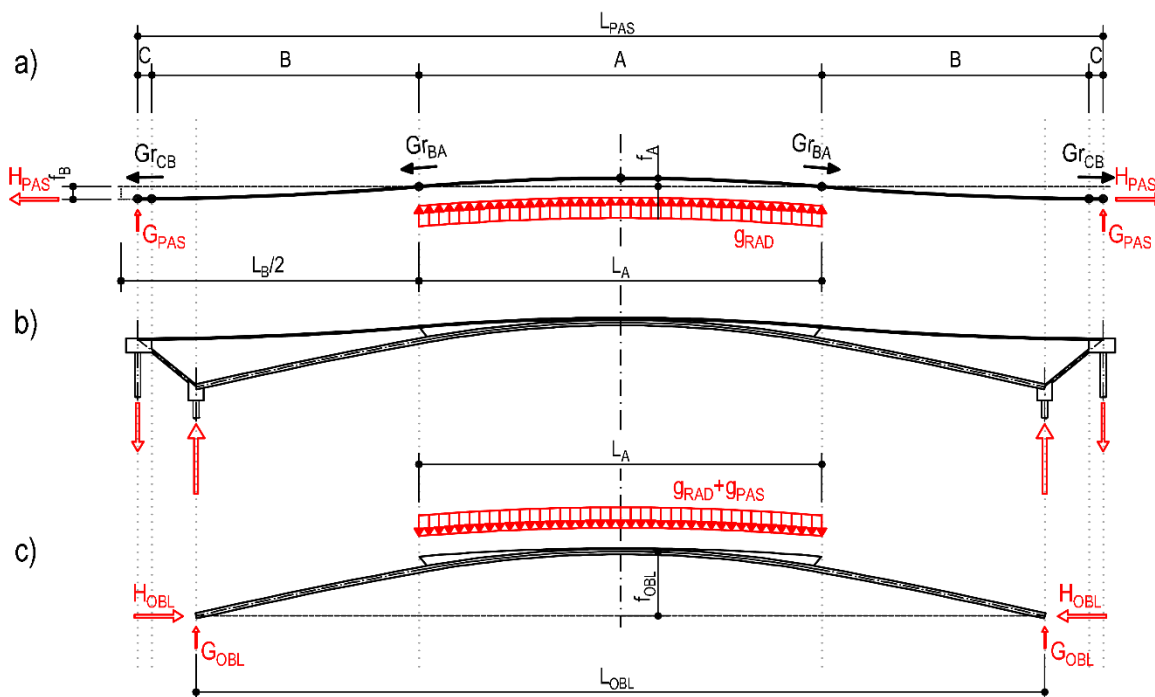
Obr. 3.8 Vlevo posunutí U_z [m] pro počáteční stav, vpravo první vlastní tvar s frekvencí 0,51 Hz

3.2 Pás podporovaný obloukem

Působení předpjatého pásu lze rozšířit kombinací s dalšími ztužujícími prvky, jako například oblouky. Mostovka je pak uspořádána jako předpjatý pás o dvou polích a střední podpěra ve formě sedla pak tvoří plochý oblouk. Konstrukce předpjatého pásu s obloukem je pak velmi elegantní a hospodárná - Obr. 3.9b.

Mostovka tvořená přepjatým pásem (Obr. 3.9a) pak vytváří působením svislého zatížení vodorovnou tahovou reakci H_{PAS} na koncích pásu a zároveň střední podpěra ve tvaru sedla, která v plynulé křivce přechází přes oblouk, namáhá oblouk radiálním zatížením od pásu g_{RAD} . Přejít pásu přes oblouk je zajištěn pomocí spojitosti pásu a platí zde rovnováha horizontálních sil. Oblouk (Obr. 3.9c) je potom zatížen krom jeho vlastní tíhy zatížením od pásu v sedle g_{PAS} a radiálním zatížením od pásu (od nosných kabelů) g_{RAD} . V patách oblouku pak vzniká oblouková síla H_{OBL} . Obě horizontální síly, tahovou reakci od pásu H_{PAS} a proti ní působící obloukovou sílu H_{OBL} bychom museli zachytit základovou zeminou. Pokud ale spojíme paty oblouku a konce pásu pomocí vzpěr (Obr. 3.9b), jsme tak schopni zachytit tahovou reakci pásu obloukovou silou. Pokud konstrukci naladíme tak, aby od stálých složek byla oblouková síla rovna tahové reakci z předpjatého pásu, nepotřebujeme přenášet vodorovnou složku do založení. Výsledkem budou pouze svislé reakce (Obr. 3.9b), tlaková reakce v patách oblouku a tahová reakce na koncích předpjatého pásu. Tento systém se nazývá samokotvený systém. Pokud bychom neuvažovali vodorovnou tuhost zeminy, konstrukce pásu s obloukem si při dalším svislém zatěžování najde opět rovnováhu a paty oblouku se mírně vodorovně vzdálí a naopak.

Pokud navíc bude sledovat křivka oblouku (Obr. 3.9c) teoretickou tlakovou čáru daného stálého zatížení a radiálního zatížení od pásu, lze oblouk navrhnout bez ohybových momentů od stálých složek, či-li hospodárně a ekonomicky. Ohybové momenty vzniknou pouze v důsledku účinků proměnného zatížení.



Obr. 3.9 Statické působení a) mostovky, b) předpjatého pásu s obloukem, c) oblouku

Předpjatý pás mostovky (Obr. 3.9a) je většinou tvořen dvěma přímkami u opěr (části C), na které navazují konkávní paraboly (části B) a nad obloukem je konvexní parabola (část A). Přímková část C má obvykle minimální sklon $Gr_{CB} \geq 0,5 \%$, aby bylo zajištěno odvodnění mostovky. Přímková část může být i delší, avšak v takovém případě je nutné ji konzolově podepřít u opěry. Konzolové podepření vytvoří náběh směrem k opěře a pomáhá přebírat ohybové momenty z předpjatého pásu. V případě potřeby může být část C vypuštěna úplně. Části B jsou standardní visuté pásy, které jsou podepřeny pouze nosnými lany (viz kapitola 3.1). Do částí B se vkládají paraboly, jejichž tečna směrem k opěře má sklon odpovídající sklonu přímky v části A, a směrem ke středu mostovky může sklon tečny dosáhnout největšího podélného sklonu mostovky $Gr_{BA} \leq 8,3 \%$. Délka paraboly L_B neodpovídá délce části B, protože se využívá jen část paraboly tak, aby byly zachovány výše uvedené sklony tečny na začátku (z části C, sklon Gr_{CB}) a na konci (sklon Gr_{BA} , naznačeno na Obr. 3.9a). Konkávní paraboly mají normální polohu, tzn. že jejich osa je rovnoběžná se svislým směrem. Část mostovky A je složena z jedné konvexní paraboly se stejnými sklony tečen Gr_{BA} na jejím začátku a konci, proto je délka paraboly L_A rovna délce části A. Část A je vynášena obloukem a na koncích této části bývá vůči oblouku umožněn svislý

pohyb mostovky vzhůru například jejím uložením na elastomerová ložiska. Pohyb vzhůru je typický pro ochlazení předpjatého pásu (zkrácení pásu).

Postup výstavby popsané konstrukce začíná vytvořením oblouku a vzpěr. Po aktivaci oblouku je nutné dočasně přenést obloukovou sílu, například instalací dočasného táhla v patách oblouku. Poté je možno postupem uvedeným v kapitole 3.1 vytvořit mostovku z předpjatého pásu, která je zde nejčastěji vytvořena z betonových segmentů kladených na nosná lana.

Následující vybrané konstrukce lávek z předpjatého pásu podporovaného obloukem se liší mimo jiné sestavením oblouku v první fázi výstavby. První konstrukcí je lávka přes lagunu Wai Kai na Hawai, kde byl týmem prof. Ing. Jiřího Stráského, DSc., jehož byl autor této práce členem, vytvořen návrh velmi štíhlého oblouku o rozpětí přes 100 m, který podporoval předpjatý pás. Oblouk složený ze dvou stejných částí byl vybetonován svisle a do finálního tvaru byl sklopen okolo provizorního kloubu.

Druhou konstrukci lávky přes řeku Truckee ve stejnojmenném městě Truckee tvoří oblouk na rozpětí bezmála 52,0 m podporující předpjatý pás. Oblouk složený ze dvou žebér bude budován systémem Melanových oblouků, neboli železobetonových oblouků vyztužených tuhou výztuží. Tuhá výztuž ve formě dvojice ocelových profilů bude jednoduše smontovaná a bude tvořit zároveň i bednění pro železobetonovou obálku. Další zajímavostí této lávky je její umístění v nadmořské výšce 1770 m. n. m. (5820 ft ASL), což sebou nese specifické zatížení sněhem, které muselo být při návrhu zohledněno.

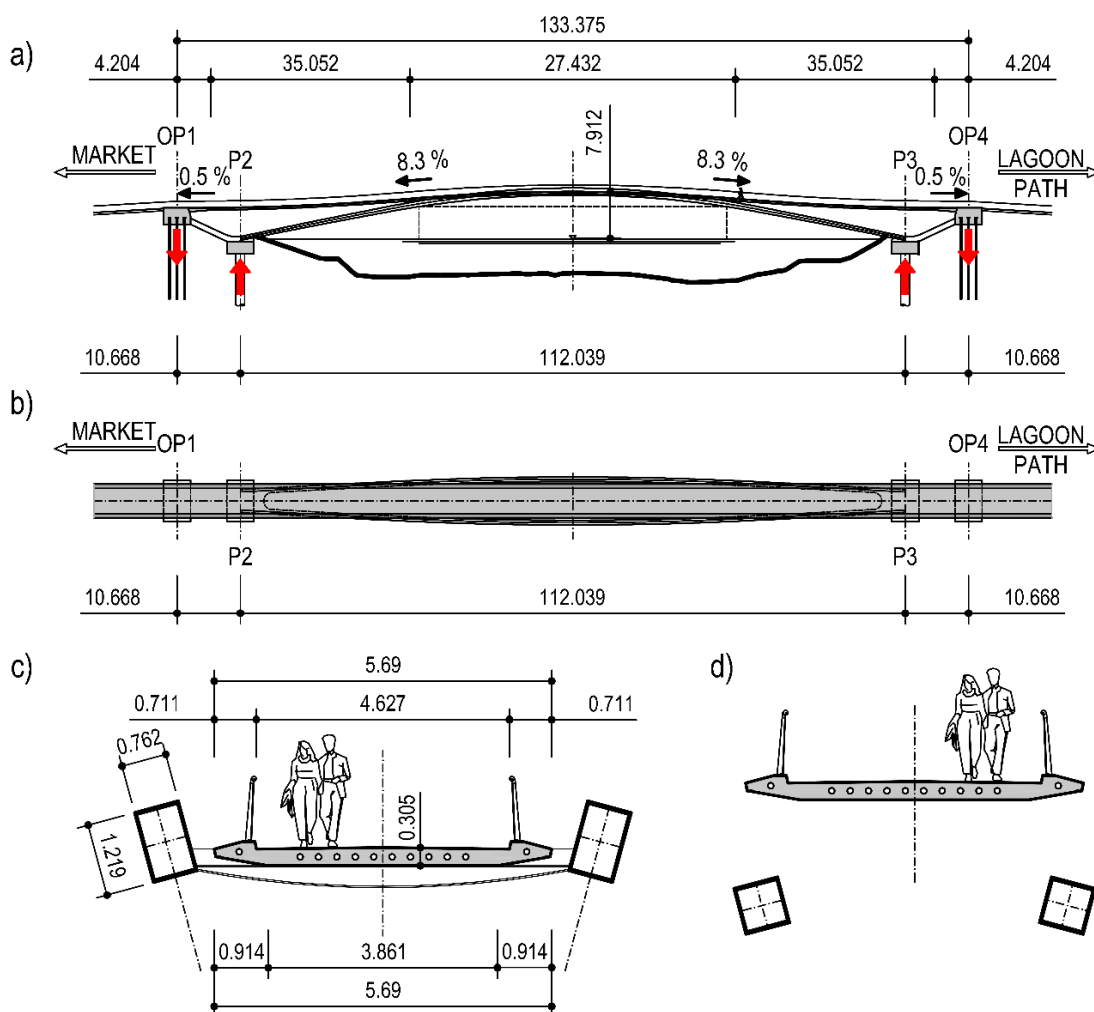
Poslední představenou konstrukcí je studie proveditelnosti lávky přes Labe v Brandýse nad Labem. Lávka je tvořena předpjatým pásem podporovaným betonovým obloukem, který má být betonován v jednom kuse u břehu na lodi a následně bude převezen do finální polohy. Další zajímavostí je dodatečné předepnutí oblouku, které má pomoci snížit ohybové namáhání od stálých zatížení, protože kvůli rozměrům plavebního profilu nemohl sledovat tvar oblouku tlakovou čáru.

3.2.1 Lávka přes lagunu Wai Kai, Hawai

Lávka pro pěší přes lagunu Wai Kai na ostrově Hawai tvoří předpjatý pás délky 133,375 m, který je podepřen obloukem o rozpětí 112,039 m. Oblouk je složen ze dvou žebér, která jsou situována na obou stranách mostovky. Konstrukční uspořádání mostu (Obr. 3.10) je dáno statickou funkcí a technologií výstavby mostu.

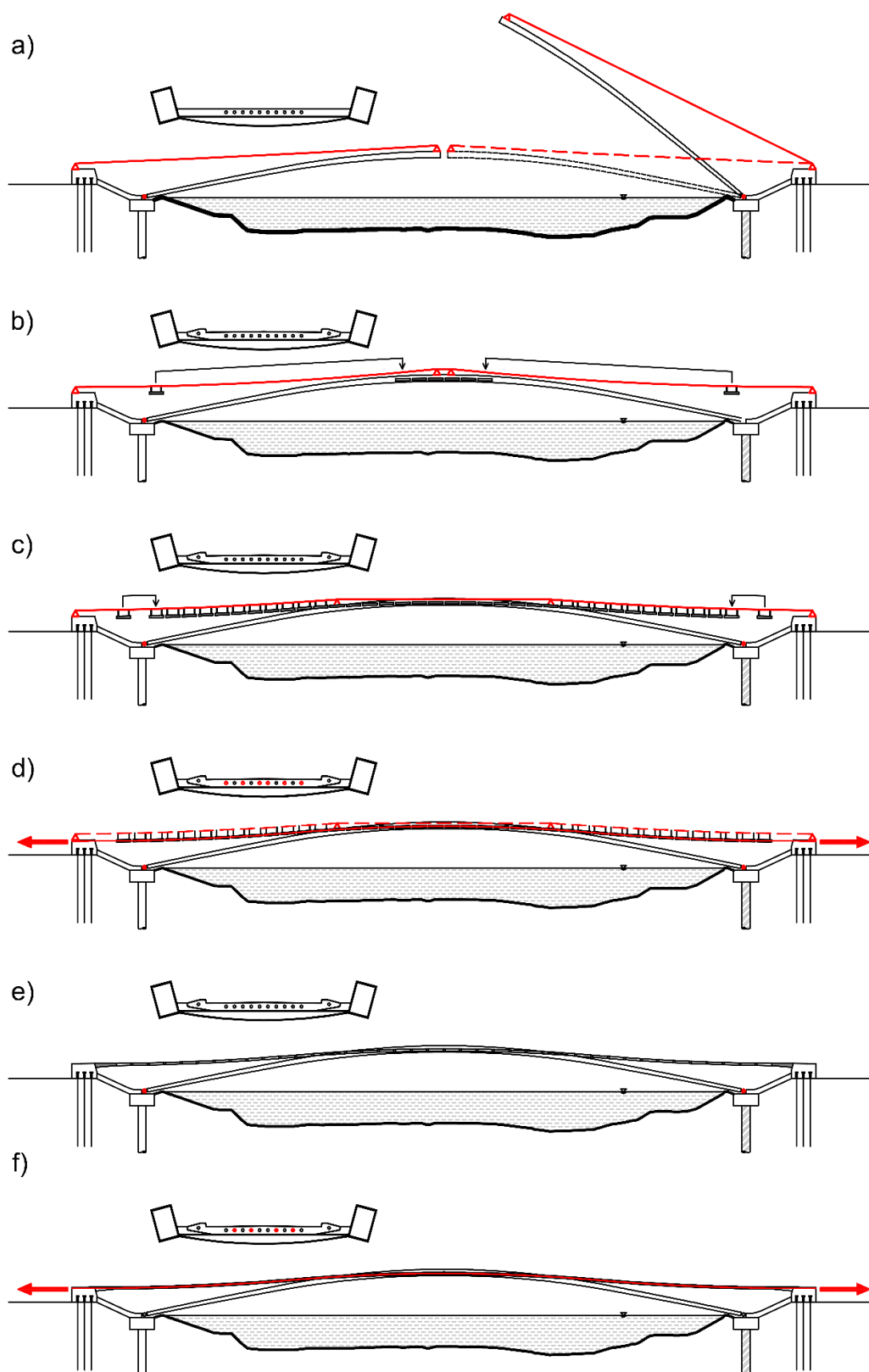
Ve středu rozpětí oblouku je předpjatý pás podepřen obloukovými žebry v délce $2 \times 27,432$ m (2×90 ft). V této části má předpjatý pás tvar paraboly 2. stupně a je dán délkou tečny $t = 13,176$ m (45 ft) a maximálním sklonem $p = 8,43$ %. Mezi obloukovými žebry a opěrou má mostovka tvar řetězovky, která se přibližně blíží parabole 2. stupně. Mostovka je u opěr zesílena náběhem, který má přímkový tvar a odpovídá tečně k navazující parabole se sklonem 0,5 %.

Oblouk má výslednicový tvar pro stálé zatížení a je zatížen vlastní tíhou, zatížením od segmentů ve střední části a radiálními silami od nosných kabelů, které nesou tíhu mostovky. Vzhledem k nepřístupnosti laguny Wai Kai bylo uvažováno, že oblouky budou vybetonovány ze dvou segmentů ve svislé poloze a do finální polohy budou sklápěny. Proto je nutné provést v patách oblouku dočasné klouby pro toto sklopení Obr. 3.11.



Obr. 3.10 Lávka přes lagunu Wai Kai na Hawaii- a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry

Oblouková žebra mají proměnnou výšku od 1,219 m (4 ft) v polovině rozpětí až do 0,610 m (2 ft) v patě oblouku. Oblouková žebra jsou v nakloněných rovinách, což má zamezit přístupu vandalů na ně. Ve střední části mostovky jsou oblouková žebra spojena příčnými podlahovými nosníky. Podlahové nosníky tvoří sedlo, které podpírá střední segmenty a nosné kabely, které zatěžují podlahové nosníky radiálními silami od nosných kabelů. Příčné nosníky jsou namáhány velkými smykovými a ohybovými momenty, a proto mají proměnnou hloubku.

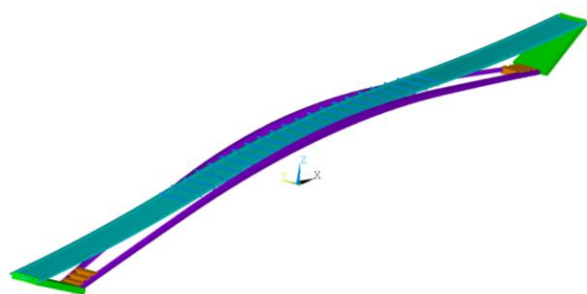


Obr. 3.11 Postup výstavby lávky přes lagunu Wai Kai na Hawaii

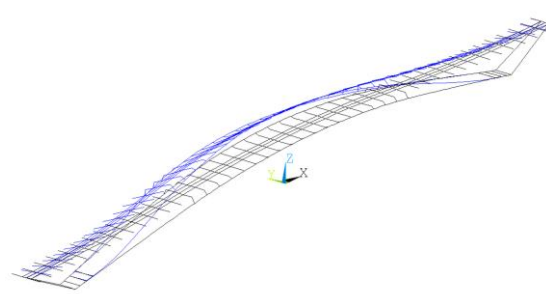
Typické podlahové nosníky jsou vetknuty do obloukových žebër. Aby bylo možné zvednout předpjatý pás ze sedla, jsou koncové nosníky podepřeny neoprenovými podložkami (např. při ochlazení mostovky).

Postup výstavby je patrný z Obr. 3.11. Nejprve budou vybetonovány patky oblouku a základy předpjatého pásu, které budou dočasně sloužit jako kotevní bloky pro montážní kabely oblouku. Paty oblouku a základy pásu se spojí vzpěrami. Poté budou vybetonovány oblouková žebra ve svislé poloze spojené vzájemně podlahovými nosníky. Pomocí provizorního kloubu v patě a kabelu spojujícího vrchol oblouku a kotevní blok budou oblouková žebra sklápěny do finální pozice - Obr. 3.11a. Poté budou montážní kabely oblouku spojeny pomocí předpínacích tyčí, čímž dočasně převezmou obloukovou sílu a zároveň budou sloužit jako montážní lana pro sestavení segmentů mostovky - Obr. 3.11b. Segmenty se pomocí montážního rámu zavěsí u opěr na montážní kabely a poté budou posunuty do finální podoby - Obr. 3.11c. Montáž segmentů bude postupovat symetricky od středu oblouku. Po montáži všech segmentů se můžou provléct nosné kabely a demontovat kabely montážní - Obr. 3.11d. Nyní už konstrukce bude fungovat jako samokotvená a poslední fází výstavby je betonáž spár a koncových náběhů (Obr. 3.11e), zrušení provizorních kloubů a předepnutí předpínacích lan, které vytvoří v mostovce požadovanou tlakovou rezervu - Obr. 3.11f.

Pro statickou a dynamickou analýzu byl sestaven výpočtový model v programu ANSYS. Výpočtový model vystihl rozdílné chování konstrukce v průběhu výstavby a budoucího používání lávky.



Obr. 3.12 *Výpočtový model*



Obr. 3.13 *První ohybová frekvence*
 $f_1 = 0,741 \text{ Hz}$

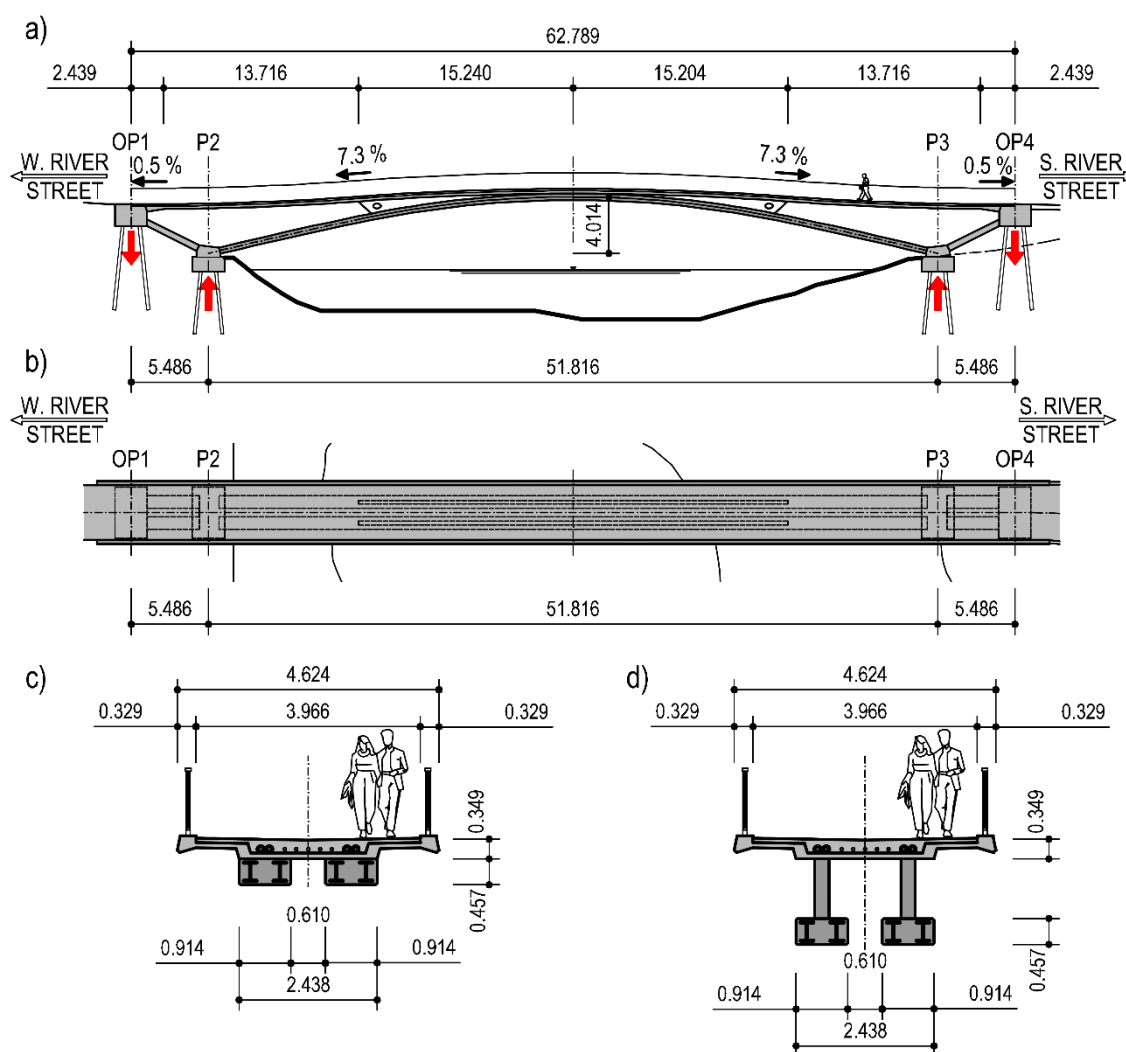
Konstrukce byla modelována pomocí 3D prutových prvků. Model (Obr. 3.12) se skládal z mostovky (prvek BEAM188), nosných a předpínacích lan (prvek LINK10), obloukových žebířů (prvek BEAM188), podlahových nosníků (BEAM188), vzpěr (BEAM188), tuhých prutů mostovky a oblouku (prvek BEAM188), a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření mostovky bylo navrženo pomocí posuvných kloubových podpor, přičemž levá pata oblouku byla zvolena jako neposuvná. Podepření bylo vybráno s ohledem na neznalost základových poměrů z místa staveniště a výsledky z modelu tak budou dostatečně konzervativní.

Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvažováním vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).

Statická analýza prokázala, že tato mimořádně štíhlá konstrukce s rozpětím přes 100 m vyhovuje na mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Byla provedena také dynamická analýza, konkrétně modální analýza (Obr. 3.13) a posouzena harmonická odezva. Dovolené hodnoty zrychlení nebyly překročeny a konstrukce tak nemusela být opatřena tlumiči. Nakonec o šlo o studii proveditelnosti, která bohužel nebyla realizována.

3.2.2 Lávka přes řeku Truckee ve městě Truckee

Lávka pro pěší přes řeku Truckee má celkovou délku 62,789 m (206 ft) a konstrukčně je řešena jako předpjatý pás podporovaný plochým obloukem, který má rozpětí 51,816 m (170 ft).



Obr. 3.14 Lávka přes řeku Truckee- a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry

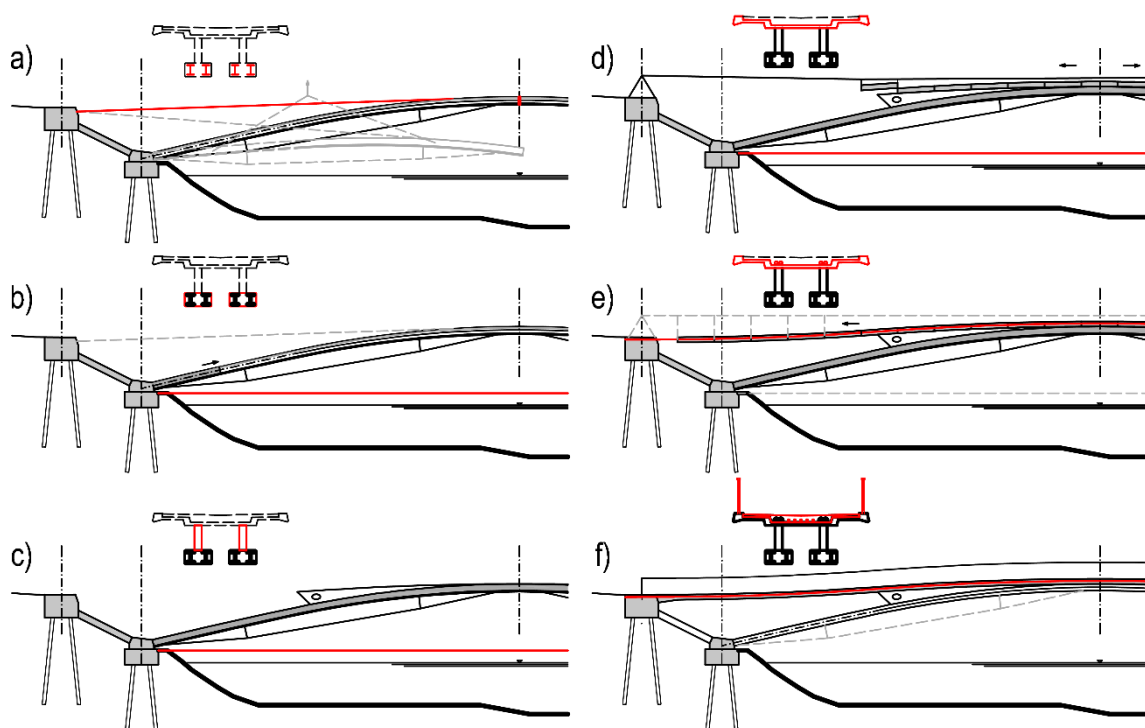
Vzhledem k tomu, že patky oblouku a kotevní bloky předpjatého pásu jsou spojeny vzpěrami, tvoří konstrukce ucelený konstrukční systém. Geometrie oblouku a předpjatého pásu zaručuje, že vodorovné složky sil oblouku a předpjatého pásu mají stejnou hodnotu, ale opačné

znaménko. Konstrukce proto tvoří samokotvenou konstrukci, která zatěžuje patky oblouku pouze svislými tlakovými silami a bloky předpjatého pásu svislými tahovými silami (Obr. 3.14).

Předpjatý pás se skládá z prefabrikovaných segmentů a dodatečně betonované desky. Předpjatý pás je nesen nosnými kabely a je předepnut předpínacími kabely, které jsou umístěny v dodatečně betonované desce.

Oblouk kopírující tvar tlakové čáry je složen ze dvou žeber vyztužených betonářskou a tuhou výztuží. Tuhá výztuž ve formě ocelových nosníků tvaru písmene W slouží jako nosná konstrukce nesoucí bednění, do kterého budou oblouková žebra vylita – tzv. Melanovy oblouky. Obě patky oblouku a koncové kotevní bloky předpjatého pásu jsou podepřeny mikropilotami.

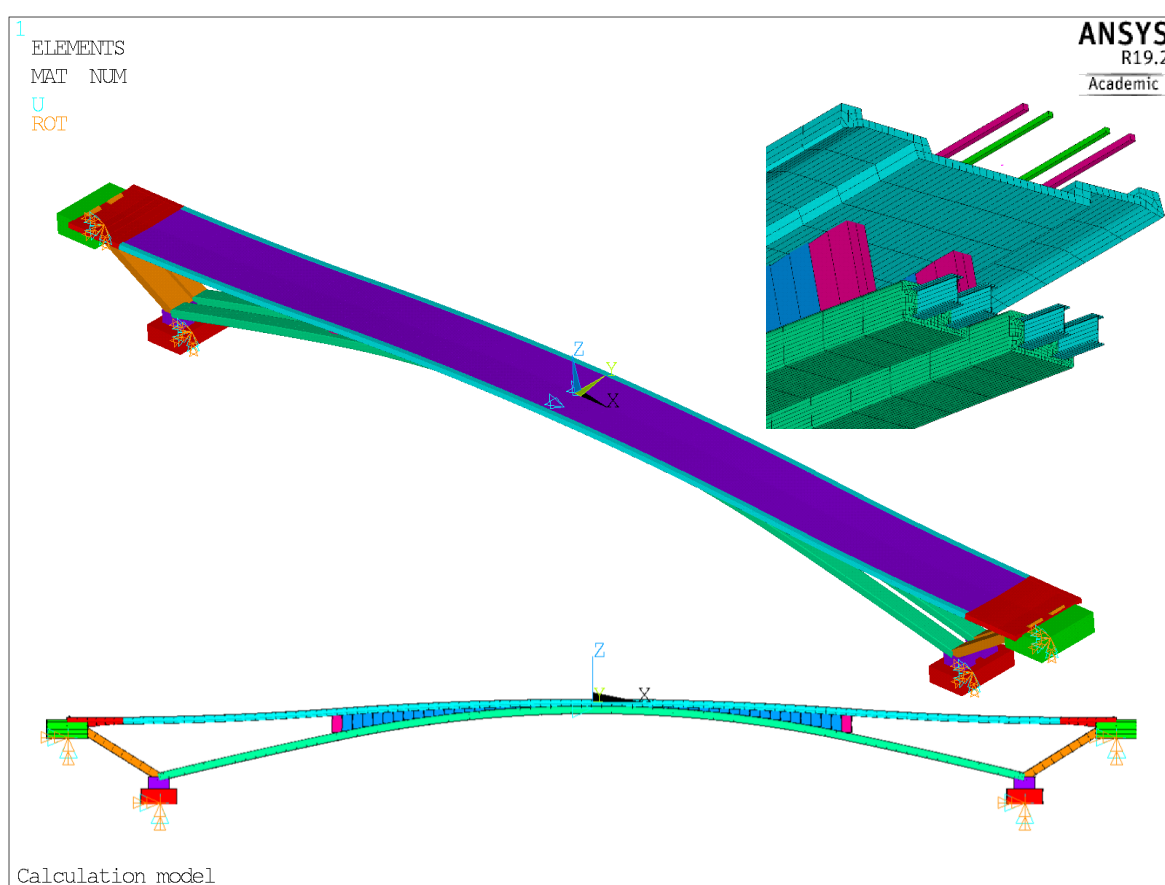
Postup výstavby začíná zbudování patek pod oblouky a kotevních bloků předpjatého pásu, které se spojí monolitickými vzpěrami. Poté budou smontovány ocelové nosníky oblouku jako 2 konzoly se ztužením a táhly nad obloukem, která spojují kotevní bloky předpjatého pásu s kotevními body na oblouku (Obr. 3.15a).



Obr. 3.15 Postup výstavby lávky přes řeku Truckee

Po spojení konzolových nosníků ve vrcholu se patky oblouku spojí táhlem, které bude přenášet obloukovou sílu. Pak je možno odstranit dočasná táhla nad obloukem. Ocelové nosníky obloukových žeber slouží jako podpora bednění, výztuže a mokrého betonu. Předpokládá se, že betonáž obloukových žeber bude postupovat od pat oblouku směrem k vrcholu (Obr. 3.15b). Vybetonováním stěn na obloukových žebrech (sedla pro předpjatý pás)

jsou oblouky kompletně dokončeny (Obr. 3.15c). Ve výšce cca 1,5 m na budoucí niveletou se provede spojení kotevních bloků předpjatého pásu montážním lanem, které umožní montáž segmentů. Montáž segmentů bude probíhat symetricky od vrcholu oblouku na konec sedel a segmenty se z opěr do finální pozice posunou po montážním laně pomocí montážního rámu (Obr. 3.15d). Montážní lano se využije pro osazení nosných kabelů a jejich napnutím se mohou odstranit táhla oblouků. Zbytek segmentů se bude jednoduše posouvat za pomoci vlečného lana na nosných lanech od opěry do finální pozice. Montážní lano se pak může demontovat (Obr. 3.15e). Naposled se vybetonují koncové náběhy a desky v segmentech. Po zatuhnutí desky je možno předepnout mostovku a osadit zábradlí a odstranit provizorní zavětrování oblouků (Obr. 3.15f).



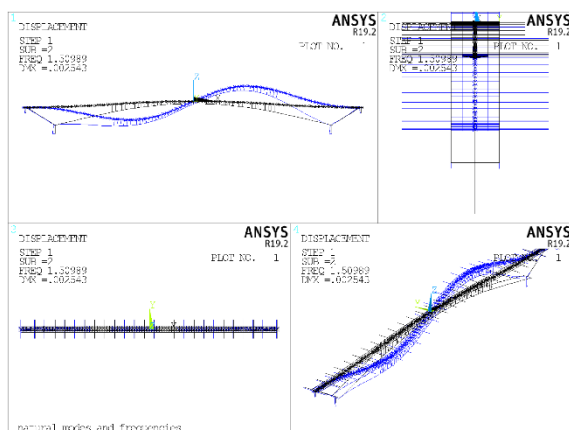
Obr. 3.16 Výpočtový model lávky přes řeku Truckee

Lávka se nachází v nadmořské výšce přes 1770 m. n. m. (5817 ft), což sebou nese zvýšené nároky na statickou analýzu. Krom zatížení chodce bylo počítáno i se zatížením sněhem o hodnotě 881 kg/m^2 (184 psf). Zatížení teplotou bylo uvažováno $\pm 30^\circ \text{C}$. Vzhledem ke štíhlé ocelové konstrukci tvořící oblouková žebra v prvních fázích výstavby byla provedena i detailní stabilitní analýza s dočasným ztužením.

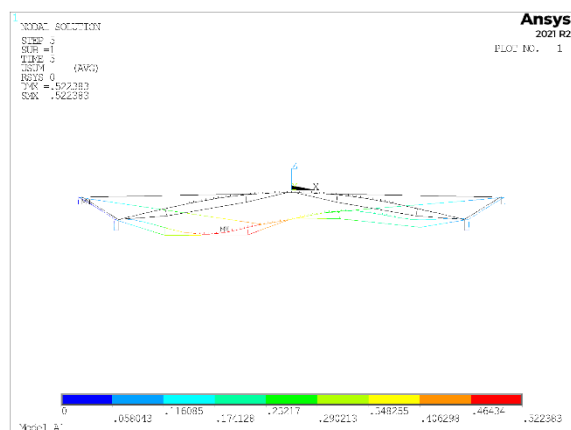
Pro stabilitní, statickou a dynamickou analýzu byl sestaven výpočtový model v programu ANSYS. Konstrukce byla modelována pomocí 3D prutových prvků. Model (Obr.

3.16) se skládal ze segmentů a desky mostovky (obojí prvek BEAM188), nosných a předpínacích lan (prvek LINK10), betonové a ocelové části obloukových žebér (prvek BEAM188), stěn na obloukových žebrech (BEAM188), vzpěr (BEAM188), tuhých prutů mostovky a oblouku (prvek BEAM188), a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření mostovky bylo řešeno pomocí posuvných kloubových podpor doplněných vodorovnými pružinami (prvky COMBIN14), vyjadřujícími pružnost pilot.

Speciální pozornost byla věnována modelování detailu styku mostovky a stěn na obloukových žebrech, které mají umožnit odvinutí předpjatého pásu například vlivem jeho ochlazení. Bylo využito prvku CONTA178, který představuje kontakt a posun mezi libovolnými dvěma uzly libovolných typů prvků. Prvek má dva uzly se třemi stupni volnosti v každém uzlu (posuny ve směrech X, Y a Z) a je schopen podporovat stlačení ve směru normály kontaktu, případně zadat Coulombovo tření ve směru tečny (nebylo využito). Původně byl detail řešen pomocí vazeb Constraint Equation (příkaz CE), které umožňují vzájemný posun ve směru tečny, ale neumožňují odvinutí mostovky.



Obr. 3.17 První ohybová frekvence
 $f_1 = 1,51$ Hz



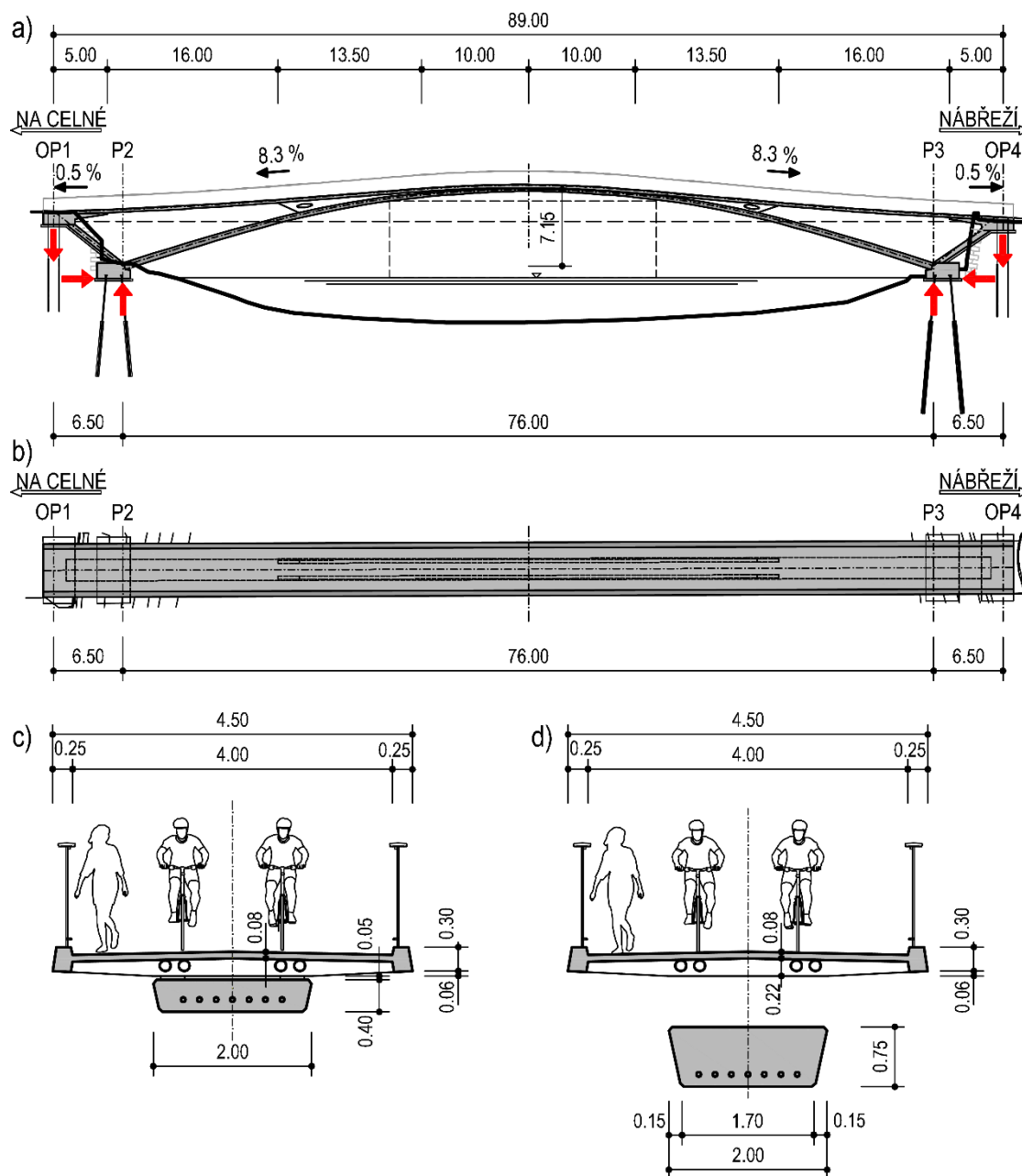
Obr. 3.18 Stabilita ocelových obloukových
žebér pro zatížení mokrým betonem,
bedněním pouze na levé straně (fáze Obr.
3.15a)

Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvažováním vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).

Detailní statická analýza, včetně analýzy všech fází výstavby prokázala, že konstrukce lávky vyhovuje na mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Byla provedena také stabilitní analýza jak finální konstrukce, tak všech fází výstavby, která si vynutila použití ztužení ocelové konstrukce obloukových žebér ve všech fázích výstavby. Posledním krokem bylo provedení dynamické analýzy, konkrétně modální analýzy (Obr. 3.17) a harmonické analýzy. Dovolené hodnoty zrychlení nebyly překročeny a konstrukce tak nemusela být opatřena tlumiči. Ačkoliv byly projekční práce zcela dokončeny, lávka se bohužel z nedostatku peněz dosud (rok 2025) nezačala realizovat.

3.2.3 Lávka přes řeku Labe v Brandýse nad Labem

Lávka přes řeku Labe v Brandýse nad Labem má pro chodce a cyklisty spojit historické centrum města Brandýs nad Labem (ulice na Celné) se Starou Boleslaví (ulice Nábřeží).

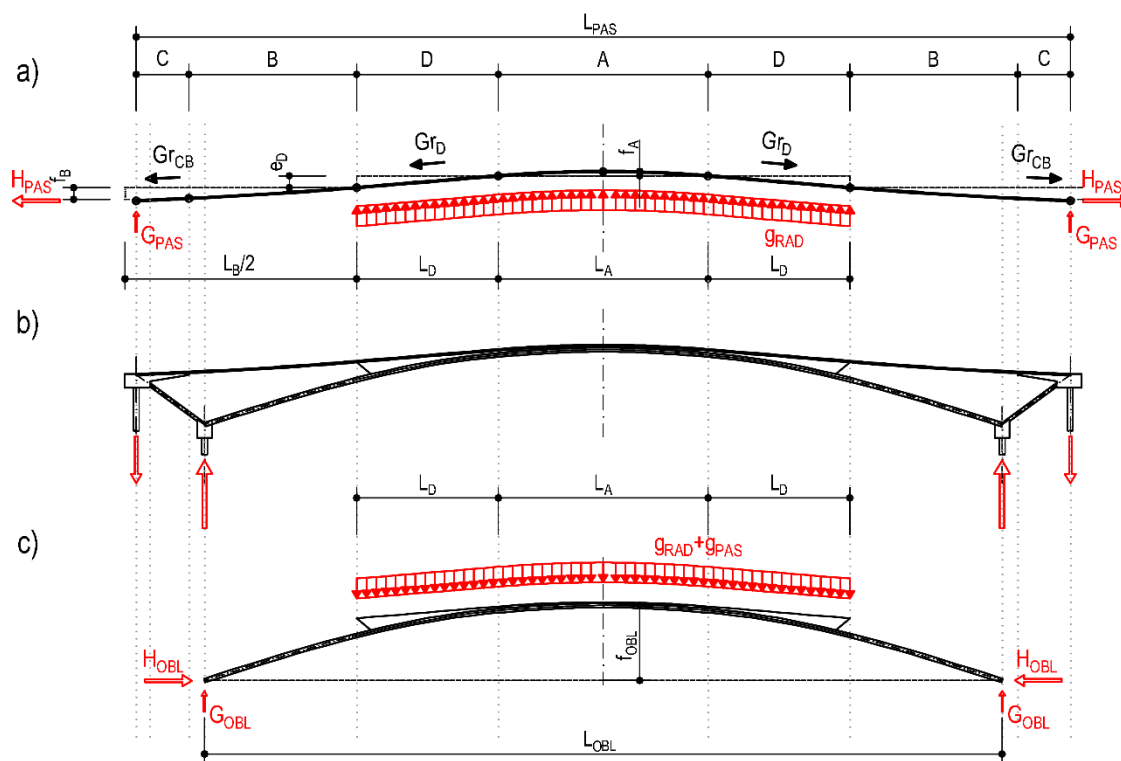


Obr. 3.19 Lávka přes řeku Labe v Brandýse nad Labem - a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry

Lávka je situována mezi stávající silniční most Generála Lišky a nedaleký jez se zdymadlem.

Konstrukci lávky tvoří předpjatý pás podepřený obloukem celkové délky 89,00 m (Obr. 3.19). Mostovka, která je sestavena z prefabrikovaných segmentů z UHPC, je nesena a předepnuta 4 vnějšími kabely (2 kabely nosné a 2 kabely předpínací) sestavenými z monostrandů. Segmenty šířky 4,50 m a délky 2,00 m mají příčný řez tvořený krajními

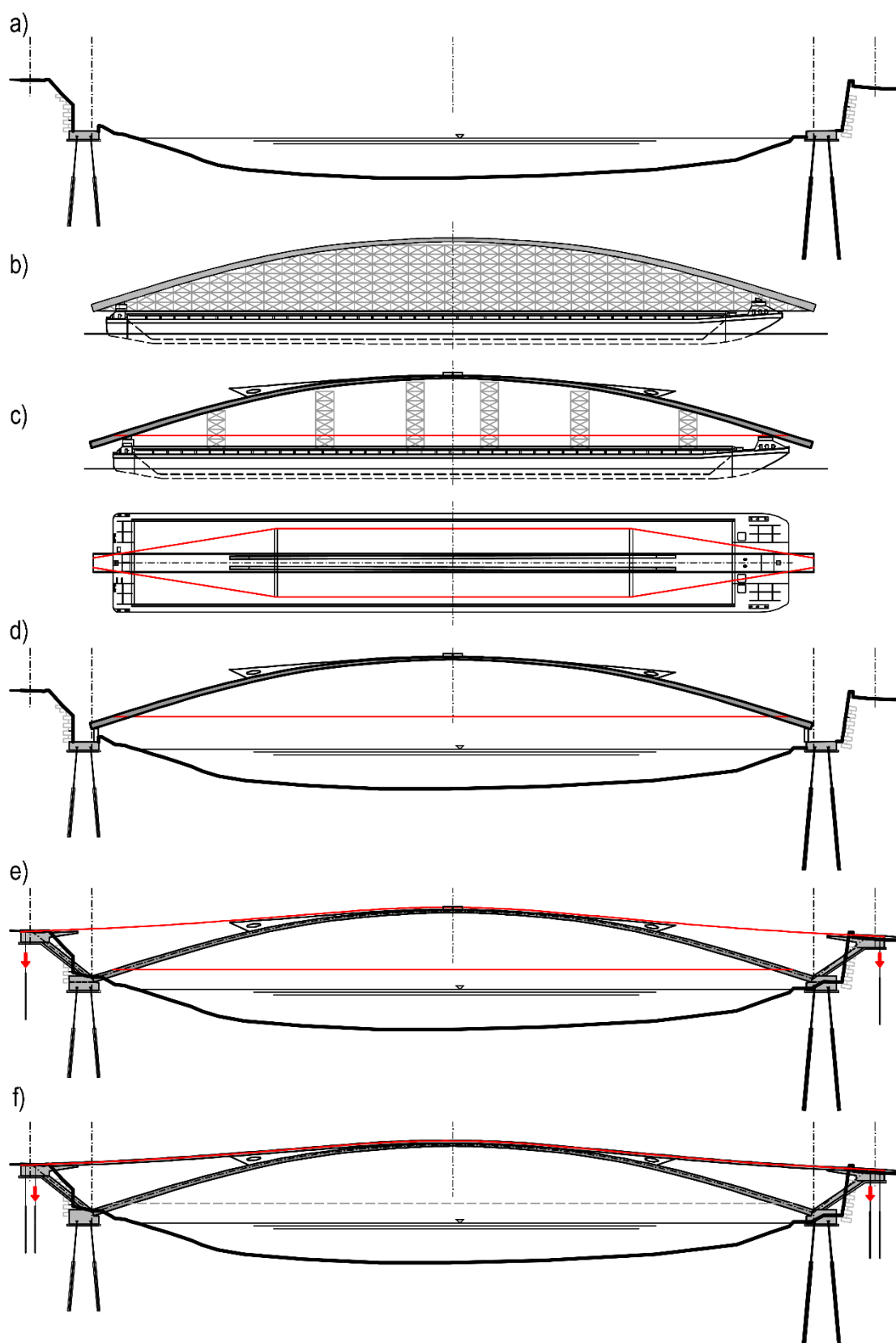
podélnými nosníky spojenými tenkou deskou tloušťky pouze 0,08 m, které jsou doplněny na koncích segmentu příčnými žebry. Otvory v příčných žebrech prochází 4 vnější kabely.



Obr. 3.20 Statické působení a) mostovky, b) předpjatého pásu s obloukem, c) oblouku, rozšířené o přímkovou část D

Oblouk z vysokopevnostního betonu má rozpětí 76,00 m a vzepětí 7,15 m. Základní příčný řez oblouku je lichoběžník se zaoblenými rohy, který má konstantní šířku 2,00 m a proměnnou výšku od 0,75 m v patkách klesající na 0,40 m ve vrcholu. Patky oblouku a kotevní bloky předpjatého pásu jsou spojeny vzpěrami, nicméně se bude jednat o samokotvenou konstrukci s nevyrovnanou vodorovnou složkou, protože z prostorových důvodů bude mít oblouk nižší vzepětí a pro stálé zatížení bude dosaženo větší obloukové síly než je tahová reakce pásu. Nevyrovnaná složka obloukové síly bude zachycena v patkách oblouku pomocí skloněných mikropilot. Prostorové důvody jsou dány zejména rozměrem průplavního prostoru, který nesmí oblouk s dostatečnou rezervou protínat, proto bylo nutné použít nižší vzepětí oblouku a co nejvyšší převýšení nivelety.

Předpjatý pás mostovky je většinou tvořen dvěma přímkami u opěr (části C), na které navazují konkávní paraboly (části B) a nad obloukem je konvexní parabola (část A) – viz Obr. 3.9a. Pro tuto lávku bylo řešení mostovky rozšířeno vložením přímkových částí D mezi část A a část B – viz Obr. 3.20. Díky vloženým přímkovým částem D bylo možné dosáhnout vyšší hodnoty převýšení 2,785 m, zatímco původním řešením podle Obr. 3.9a bylo dosaženo hodnoty převýšení pouze 2,106 m pro stejnou délku pásu. V obou případech bylo použito stejných spádů.

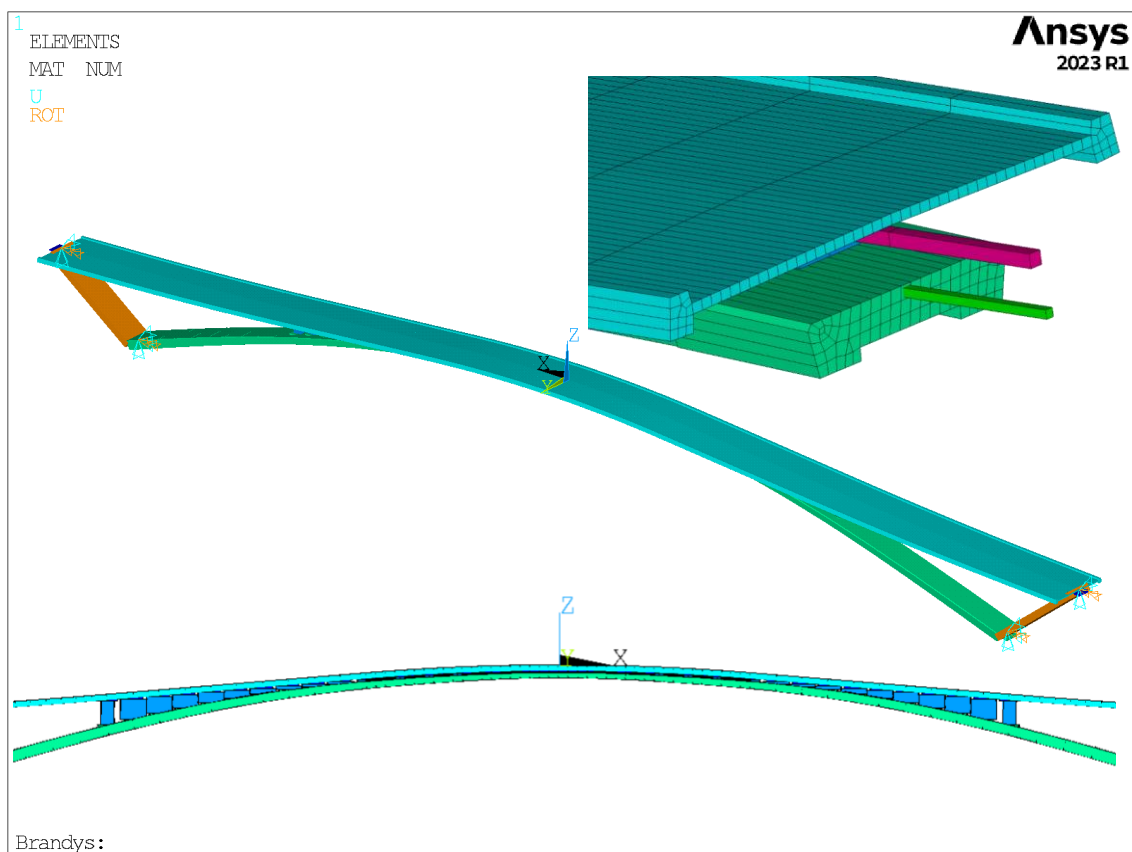


Obr. 3.21 Postup výstavby lávky přes řeku Labe v Brandýse nad Labem

Bohužel ani použitím nižšího vzepětí oblouku a většího převýšení nivelety nevedlo k dosažení požadovaného rozměru průplavního prostoru. Proto bylo nutné upravit geometrii

oblouku (oblouk byl roztáhnut), což znamenalo, že oblouk již nemohl mít původní výslednicový tvar. Úpravou geometrie oblouku vzniká od stálého zatížení v oblouku ohybové namáhání, proto je oblouk značně vyztužen a je nutné použití vysokopevnostního betonu. Pro redukci ohybového namáhání je oblouk předepnut a trasování předpětí je vedeno afinně vůči jeho momentovému namáhání od stálých složek zatížení.

Postup výstavby začne realizací mikropilot a části patek oblouku - Obr. 3.21a. Zároveň bude vytvořena skruž pro oblouk na lodi kotvené u břehu nedaleko místa stavby (Obr. 3.21b). Po osazení výztuže bude oblouk zabetonován a pak budou vyztuženy a zabetonovány oblouková žebra. Poté bude skruž rozebrána a oblouk bude podepřen na montážních podporách umístěných na lodi (Obr. 3.21c). Pro přenesení obloukové síly bude aktivováno montážní táhlo tak, aby byla konstrukce oblouku stabilizována i v příčném směru.

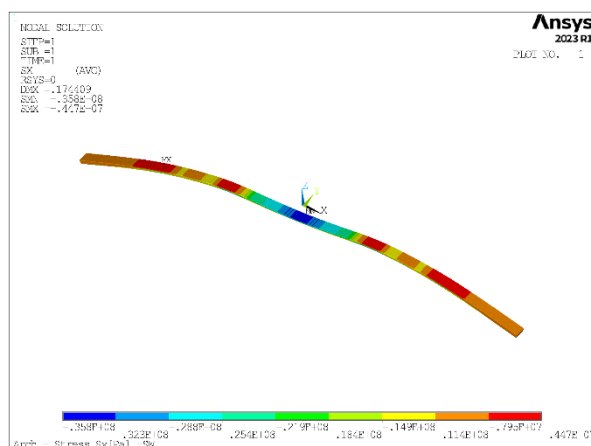


Obr. 3.22 Výpočtový model lávky přes řeku Labe v Brandýse nad Labem

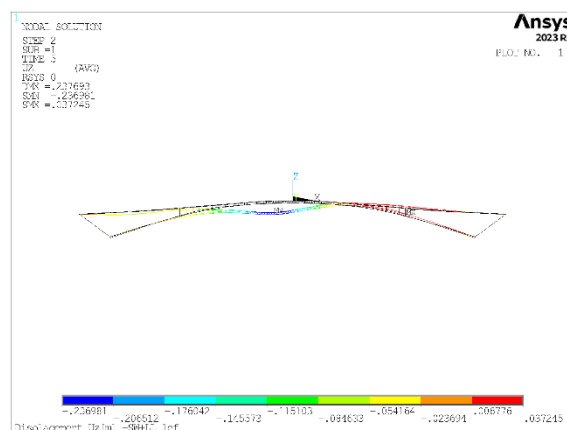
Před přepravou oblouku po vodě můžou být na oblouková žebra umístěny vrcholové segmenty mostovky. Po příplutí a zajištění lodi v požadované pozici je možné pro manipulaci s obloukem použít buď hydraulické lisy uložené na základech oblouku nebo použít montážní věže postavené na základech oblouku. Poté bude oblouk vyzdvižen do požadované výšky. Po odplutí lodi bude oblouk osazen do finální polohy a bude monoliticky spojen se základy (Obr. 3.21d). Po dobetonování vzpěr a kotevní bloků pásů bude aktivována část zemních kotev. Potom budou osazena a předepnuta nosná lana. Montáž segmentů bude probíhat symetricky

od vrcholu oblouku ke kotevním blokům prostým posouváním po nosných lanech (Obr. 3.21e). Dále budou aktivovány zbylé zemní kotvy a celá mostovka bude předepnutá předpínacími kabely. Postup předpínání mostovky začne předepnutím kabelů kotvených v posledních prefabrikovaných segmentech u opěr, to znamená jako u běžných nosníkových konstrukcí (Obr. 3.21f). Potom se kabely naspojkují, vybetonuje se spára a kabely se z kotevních bloků napnou. Nakonec je možno odebrat montážní táhlo oblouku, namontovat příslušenství, provést dokončovací práce a uvést most do provozu.

Pro statickou analýzu byl sestaven výpočtový model v programu ANSYS. Konstrukce byla modelována pomocí 3D prutových prvků. Model se skládal z prvků mostovky (prvek BEAM188), nosných a předpínacích lan (prvek LINK10), obloukových žebírek (prvek BEAM188), stěn na obloukových žebrech (BEAM188), vzpěr (BEAM188), tuhých prutů mostovky a oblouku (prvek BEAM188), a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření mostovky bylo řešeno pomocí posuvných kloubových podpor, podepření oblouku bylo neposuvně podepřeno.



Obr. 3.23 Tlakové napětí v oblouku od stálých složek a předpětí (initial stage)



Obr. 3.24 Svislé posunutí od zatížení chodci na levé polovině

Modelování detailu styku mostovky a stěn na oblouku, které má umožnit odvinutí předpjatého pásu například vlivem jeho ochlazení, bylo řešeno stejně jako u lávky v kapitole 3.2.2 pomocí prvku CONTA178.

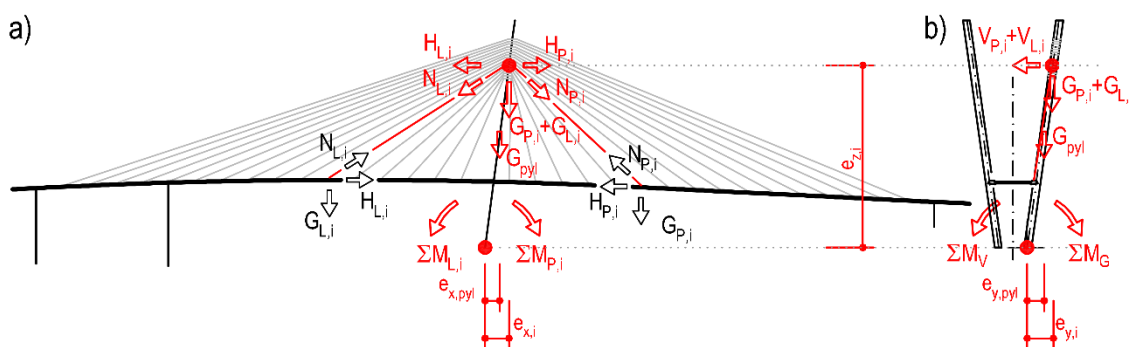
Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvážením vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).

Statická analýza zahrnovala pouze základní fáze výstavby se zaměřením na působení konstrukce v čase životnosti konstrukce. Statická analýza (Obr. 3.24) prokázala možnost dosažení vyššího převýšení nivelety díky vložení přímkových částí D do mostovky, možnost použití efektu samokotvení s částečnou nevyrovnanou vodorovnou složkou a použití geometrie oblouku, která neodpovídá výslednicovému tvaru. Vyrovnání ohybového namáhání oblouku od stálých složek bylo dosaženo použitím předpětí v oblouku (Obr. 3.23).

Popsané řešení lávky a následná statická analýza vznikla na objednávku možného budoucího zhotovitele, který požadoval vypracovat alternativní návrh přemostění. Řešení konstrukce vychází z projektové dokumentace zpracované hlavním projektantem a zpracovatelem projektu. Alternativní návrh je situován ve stejném prostoru a navazuje na navržené terénní úpravy. Oproti původnímu návrhu jsou odstraněny vzpěry na oblouku spojující oblouk a mostovku, které by mohly tvořit překážku při povodni.

3.3 Zavěšené konstrukce

Předpjatou betonovou mostovku je možné podepřít i závěsy a vytvořit tak zavěšenou konstrukci. Závěsy jsou upevněny na jednom nebo více pylonech (pevných bodech) a mostovka je konstrukce o dvou nebo více polích. Dále je možné rozlišit zavěšené konstrukce, kde jsou zpětné závěsy kotveny do základové půdy nebo ekonomičtější variantu zakotvení zpětných závěsů zpět do mostovky. Kotvení zpětných závěsů do základové půdy se používá ve výjimečných případech nebo pro konstrukce velkých rozpětí. V současné době je převážně používána druhá varianta, která tvoří samokotvený systém, který namáhá mostovku normálovou silou a základovou půdu tahovými reakcemi. Další podrobnosti včetně uspořádání závěsů jsou v publikaci [69].



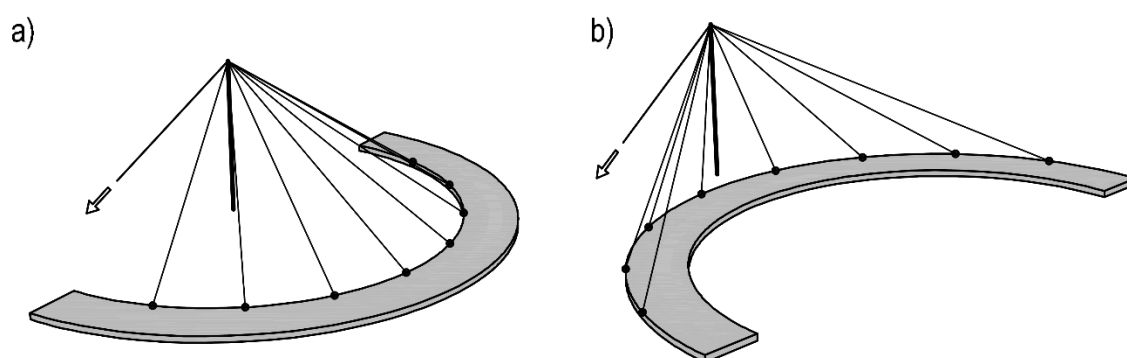
Obr. 3.25 Rovnováha od i -tého závěsu na pylonu v a) podélném směru, b) v příčném směru

Pylony mohou být svislé, nakloněné v podélném nebo příčném směru mostu. Je snaha, aby od zatížení stálého nebyly pylony ohýbány, tj. aby většinou v patě pylonu nebo na průsečíku s mostovkou byla momentová rovnováha.

Momenty od jednotlivých závěsů se pak počítají rozkladem jejich sil do vodorovné složky H , svislé složky G a příčné složky V násobených příslušným ramenem e (Obr. 3.25). Pokud jsou závěsy v jedné rovině s osou pylonu, tak je jeho naklonění v podélném směru mostu záležitostí estetickou. Ze statického hlediska je možné najít rovnováhu pro všechny náklony pylonu, je ale nutné do momentové rovnováhy započítat vlastní tíhu pylonu působící v jeho těžišti [75]. Pokud není osa závěsů v jedné rovině s osou pylonu je možné pomocí příčného náklonu dosáhnout rovnováhy i v příčném směru. Další možností ovlivnění momentové

rovnováhy například u nestejně velkých polích je použití odlehčeného průřezu pro delší pole jako například u lávky Delta Ponds [70] a [74].

Samostatnou kapitolou tvoří půdorysně zakřivené zavěšené mostní konstrukce, kterými se podrobně zabývá dizertační práce [44] nebo článek [34]. Mostovka může být zavěšena buď na obou stranách, nebo pouze na vnitřní (Obr. 3.26a), či na vnější straně průřezu (Obr. 3.26b). Dále lze mostovku doplnit předpínacími kabely, jejichž poloha umožňuje lépe vyrovnat účinky vlastní tíhy. Uspořádání je závislé na místních podmínkách, poloměru zakřivení a požadovaném rozpětí.

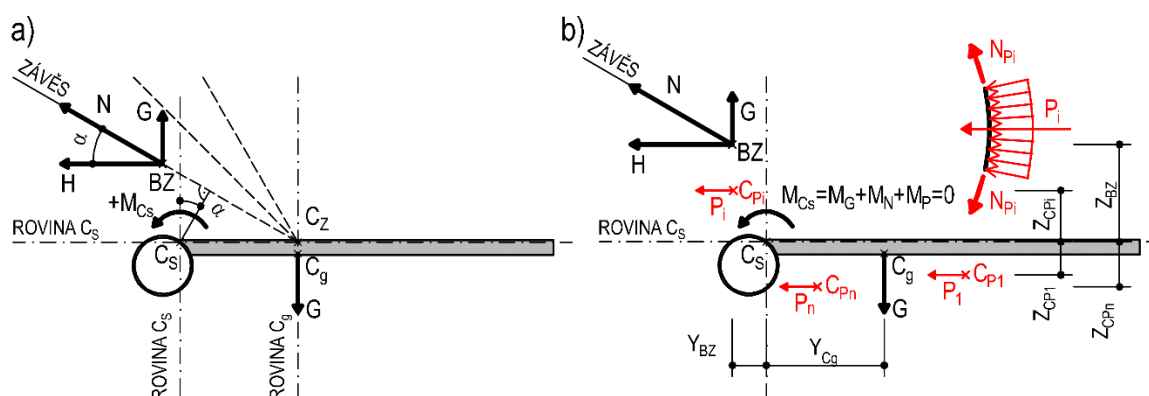


Obr. 3.26 Zavěšení zakřivené mostovky: a) na vnitřní straně, b) na vnější straně

Zavěšení na vnější straně působí na první pohled bezpečněji, ale ze statického hlediska představuje méně výhodné řešení. Svislé složky závěsů sice vyrovnávají účinky vlastní tíhy konstrukce, avšak ve vodorovném směru dochází k odlišným silovým působením. Závěsy kotvené na vnější straně mostovky vyvolávají značné příčné ohybové momenty a zároveň vnášejí do mostovky tah. Optimální uspořádání závěsů je proto obtížné nalézt a je vhodné pouze ve specifických případech, například u dvou zakřivených ramp sbíhajících se do jediné konstrukce zavěšené na jednom pylonu.

Zavěšení na vnitřní straně je staticky výhodnější variantou. V obou případech jsou vlastní tíha a ostatní stálé zatížení vyrovnány svislými silami v závěsech. Vodorovné složky sil v závěsech způsobují výhodnější tlakové namáhání mostovky. Proti zavěšení na vnější straně je rovněž relativně jednodušší nalezení optimálního uspořádání závěsů. Konstrukce s kotvením závěsů na vnitřní straně byla poprvé použita v roce 1987 profesorem Schlaichem na mostě přes Rýn ve městě Kelheim v Německu.

Pokud je mostovka zavěšena pouze na jedné straně, dochází k namáhání průřezu krouticím momentem. Cílem návrhu je uspořádat průřez tak, aby zatížení vlastní tíhou a stálým zatížením nevyvolávalo krouticí namáhání, případně aby bylo co nejmenší. Při zatížení mostovky proměnným zatížením, například chodci, může krouticí namáhání vzniknout, avšak nemělo by představovat výrazné zatížení konstrukce.



Obr. 3.27 Rovnováha sil v příčném řezu a) bez vlivu předpětí, b) s vlivem předpětí

Na Obr. 3.27a je provedena analýza na průřezu bez vlivu předpětí. Aplikace podmínek rovnováhy na průřez bez předpětí, či-li součet momentů ke středu smyku C_s od jednotlivých složek závěsu H a G a vlastní tíhy a stálého zatížení G je roven 0, vedla k jednoduchým závěrům o existenci tzv. centra závěsů, tj. bodu C_z, do kterého když bude směřovat rovina závěsu, tak budou podmínky rovnováhy splněny vždy. Posunutí bodu zavěšení může být využito k eliminaci jevů narušujících rovnováhu, a to drobnou korekcí jeho polohy směrem nahoru nebo dolů. Teoreticky lze pomocí posunu bodu zavěšení každý příčný řez vyrovnat do vodorovné polohy.

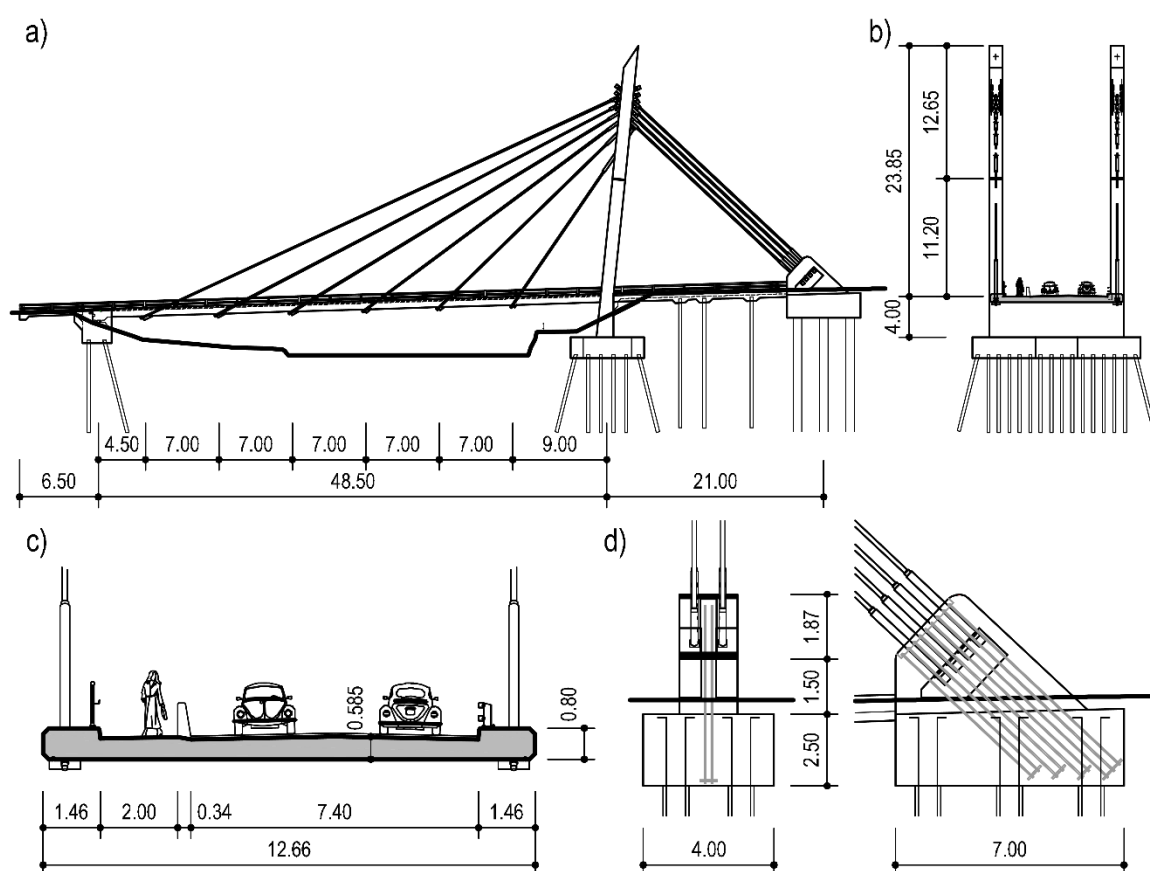
Průřez mostovky, ve kterém jsou vedeny přepínací kabely (Obr. 3.27b), má několik výhod. První výhodou, v případě mostovky tvořené betonovou deskou nebo betonovou komorou, je vytvoření tlakové rezervy, čímž se minimalizuje tahové namáhání krajních vláken mostovky od ohybu. Další výhoda je, že pokud bude mostovka půdorysně zakřivena, tak radiální účinky předpínacích kabelů mohou pozitivně ovlivnit rovnováhu v příčném řezu (naznačeno vpravo nahoře na Obr. 3.27b). Výsledkem analýzy průřezu s předpětím je, že pomocí velikosti momentu od předpětí můžeme umístit bod zavěšení prakticky kamkoli. Důležité ovšem je, aby půdorysný průmět závěsu a radiální výslednice kabelů byly kolmé na křivku mostovky. To nastane například, pokud zakřivení mostovky bude tvořit kružnice.

Betonové mostovky zavěšených konstrukcí jsou tvořeny buď prefabrikovanými segmenty nebo se betonují na místě. Podle toho se odvíjí technologie výstavby postupné montáže, betonáže nebo pro malá rozpětí betonáž na skruži.

Výše uvedené postupy byly aplikovány na tři vybrané zavěšené konstrukce. První z nich, silniční most přes řeku Elbow v Kanadě, využívá podélně skloněný pylon ležící v jedné rovině se závěsy. Pro rozklad sil a zajištění rovnováhy v průsečíku osy mostovky a osy pylonu byl použit postup uvedený na Obr. 3.25a. Druhá konstrukce, lávka Delta Pond, má pylon skloněný pouze v příčném směru, aby byla v patě pylonu zajištěna nulová momentová rovnováha i v tomto směru. Posledním příkladem je studie půdorysně zakřivené zavěšené lávky s podélným předpětím, která byla ověřena postupem uvedeným na Obr. 3.27b.

3.3.1 Zavěšený most před řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě

Konstrukci silničního mostu přes řeku Elbow s rozpětím 48,5 m tvoří plná betonová deska (Obr. 3.28), která je na svých okrajích zavěšena na jednom skloněném pylonu [75]. Kotvící závěsy jsou kotveny v kotevních blocích spojených s nosnou konstrukcí tlačnými vzpěrami. Závěsy hlavního pole mají semi-radiální uspořádání, kotvící závěsy jsou rovnoběžné. Závěsy jsou v mostovce kotveny po sedmi metrech. Závěsy se v pylonu překrývají a proto jsou v hlavním poli uspořádány jen v jedné rovině a krajním poli ve dvou rovinách. Závěsy, které jsou typu Dywidag, jsou tvořeny 15 – 19 lany průměru 15,5 mm zainjektovanými v polyethylenových trubkách. Závěsy hlavního pole se napínaly ze spodního okraje, kotvící závěsy z pylonu.



Obr. 3.28 Silniční most přes řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) příčný řez v poli a d) pohledy na kotevní blok

Mostovku tvoří plná deska šířky 12,66 m (Obr. 3.28c), která je rámově spojená se sloupy pylonu (Obr. 3.28b). Sloupy jsou vzájemně spojeny stěnou, která současně tvoří krajní opěru. Tloušťka desky v ose mostu je 585 mm. Deska je podélně předepnuta přímými kabely, příčně je předepnuta parabolickými kabely. Jak v podélném, tak i příčném směru mostu je deska navržena jako částečně předpjatá konstrukce.

Pylon je nad mostovkou tvořen dvěma betonovými sloupy plného obdélníkového průřezu (Obr. 3.28b), na které navazuje horní ocelová část tříkomorového průřezu (Obr. 3.30).

Závěsy jsou kotveny ke středním stěnám. Naklonění pylonu bylo počítáno postupem uvedeným na Obr. 3.25. Protože byla osa pylonu ve stejné rovině jako závěsy, byl rozklad sil v závěsech řešen pouze v podélném směru, jako na Obr. 3.25a. Výsledkem naklonění pylonu je pouze tlakové namáhání pylonu pro účinky vlastní tíhy a stálého zatížení. Ohybové namáhání pak vzniká pouze od zatížení proměnného.



Obr. 3.29 Betonářská výztuž a podélná a příčná předpinací výztuž (bílé chráničky)



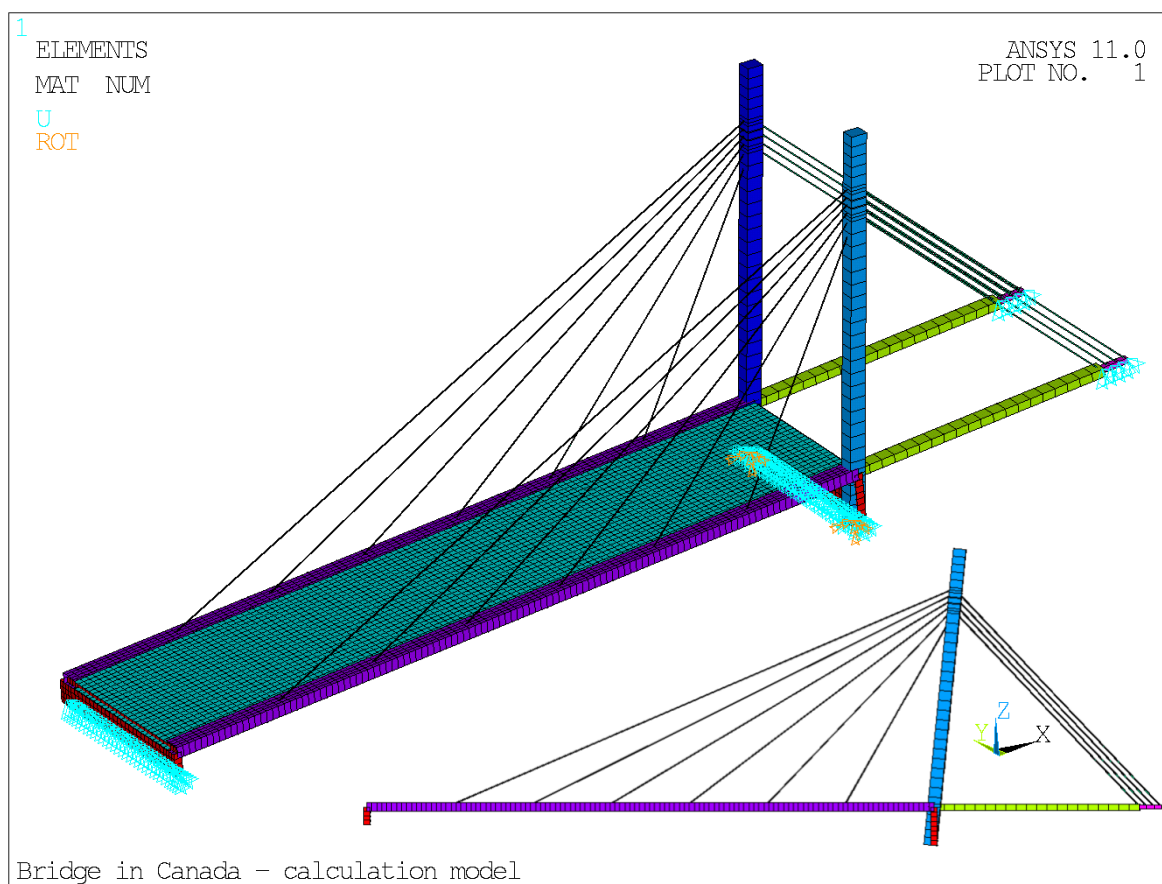
Obr. 3.30 Montáž horní ocelové části pylonu a osazení závěsů

Kotevní bloky (Obr. 3.28d) jsou tvořeny skloněnými stěnami připnutými k základové desce předpinacími tyčemi. Kabely jsou kotveny v krátkých konzolách situovaných po obou stranách stěn. Kotevní bloky jsou založeny na vrtaných pilotách, které přenášejí svislou složku síly závěsů do podloží. Vodorovná složka je přenášena do mostovky krajními vzpěrami. Jejich stabilita je zajištěna ocelovými pilotami. Ocelové piloty také podporují základy pylonu a krajních pěr.

Stavba mostu byla zahájena v září 2008. Po provedení pilot byly vybetonovány základy, opěry a betonové sloupy pylonu. Následovala montáž skruže tvořené ocelovými nosníky přemostujícími řeku bez mezilehlých podpěr. Po osazení bednění a betonářské a předpinací výztuže (Obr. 3.29) byla mostovka najednou vybetonována. Následovala betonáž kotevních

bloků, vzpěr a montáž ocelových hlavic pylonu (Obr. 3.30). Po osazení závěsů byly závěsy napnuty. Napnutí bylo provedeno ve dvou fázích, nejdříve se závěsy napnuly na 75 % projektované síly, po odsružení byly dopnuty na požadovanou hodnotu. Po provedení dokončovacích prací byl most v červenci roku 2009 otevřen.

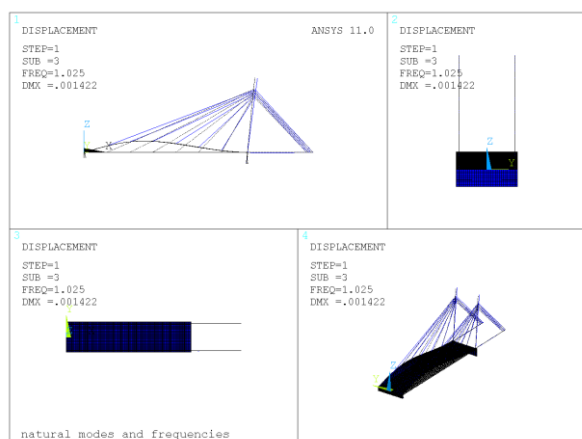
Konstrukce byla analyzována jako prostorová konstrukce sestavená z prutových a deskostěnových prvků programovým systémem ANSYS (Obr. 3.31). Detailní analýza připojení kotevních trubek závěsů v pylonu byla provedena při velmi jemném dělení na prvky na výseku konstrukce.



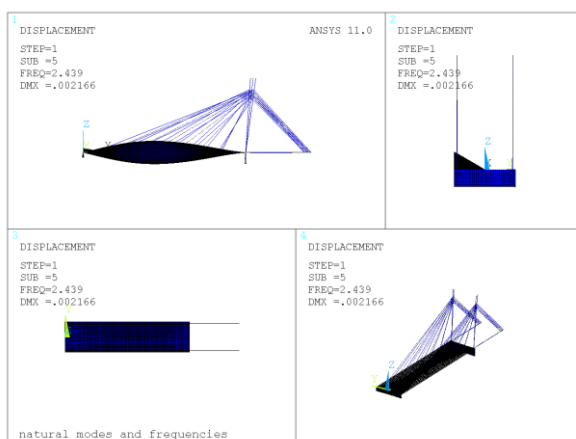
Obr. 3.31 Výpočtový model mostu přes řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě

Analýza sloužila pro návrh všech konstrukčních prvků a pro posouzení dynamické odezvy. Protože poměr první torzní (Obr. 3.33) k první ohybové frekvenci (Obr. 3.32) byl větší jak 2,2, považovala se konstrukce za aerodynamicky stabilní. Detailní analýza kotvení závěsů v kotevním bloku byla provedena příhradovou analogií.

Silniční most přes řeku Elbow je první zavěšenou konstrukcí postavenou v Albertě. Projektovala ho místní pobočka firmy CH2M Hill, která nechtěla, aby se na projektu podílela některá velká projekční kancelář. Proto se obrátila o spolupráci na prof. Stráského a jeho tým.



Obr. 3.32 První ohybová frekvence
1,025 Hz



Obr. 3.33 Odpovídající torzní frekvence
2,439 Hz

3.3.2 Lávka Delta Ponds přes komunikaci Delta Highway ve městě Eugene v USA

Lávka Delta Ponds (Obr. 3.34) spojuje obytné čtvrti východně od silnice Delta Highway s rozsáhlými cyklostezkami podél řeky Willamette ve městě Eugene v USA (stát Oregon) a umožňuje také lepší přístup do přírodní oblasti Delta Ponds, která je oblíbená pro pozorování ptáků. Lávku celkové délky 231,65 m tvoří dva dilatační celky délek 98,298 a 133,350 m, které jsou vzájemně kloubově spojeny. Pole přemostňující rychlostní komunikaci je sestaveno z prefabrikovaných segmentů a monolitické desky. Všechna ostatní pole jsou tvořena plnou monolitickou deskou, která má stejný obvod jako hlavní pole. Hlavní přemostnění tvoří zavěšená konstrukce o třech polích délek 15,24 + 36,58 + 51,82 m na která navazují pole délek 9,144 m.

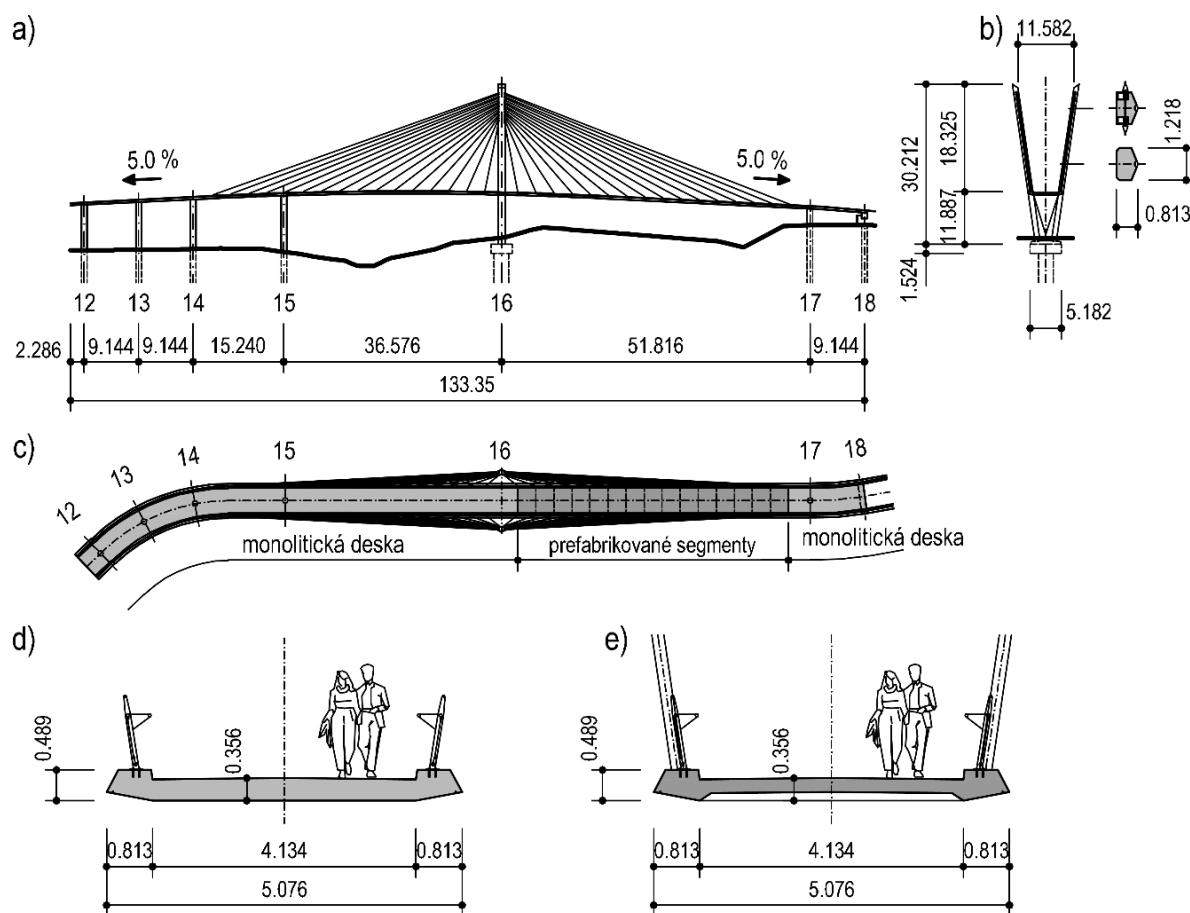
Lávka je zavěšena na pylonu tvaru písmene V (Obr. 3.34b), který je situován mezi komunikací a potokem vedeným podél násypu. Závěsy, které mají semi-radiální uspořádání, v mostovce jsou kotveny po 3,048 m, v pylonu po 0,305 m. Jsou tvořeny uzavřenými lany průměru 25,4 mm.

Vedení předpínací výztuže v monolitické části zavěšených polí bylo navrženo tak, aby radiální síly od předpětí vyrovnaly rozdíl zatížení mezi vylehčenou prefabrikovanou a nevylehčenou monolitickou mostovkou. Závěsy po obou stranách pylonu jsou pak namáhány stejnými silami a pylon je zatížen jen svislými silami.

Pylon je sestaven ze dvou prefabrikovaných sloupů (Obr. 3.35 vlevo). Při montáži byly sloupy montážně připevněny k již vybetonované mostovce sousedního pole (Obr. 3.35 vpravo). Po jejich připojení k základu se dobetonovala podporová část mostovky a postupně se letmo smontovaly prefabrikované segmenty. Montáž byla provedena v noci s vyloučením jen dvou jízdních pruhů.

Spáry mezi segmenty jsou vyplněny betonem, který byl betonováným současně se spráženou deskou. Při montáži byly segmenty vzájemně opřeny přes naváděcí prvky tvořené

ocelovými trubkami vyplněnými betonem – Obr. 3.36 vpravo. Stabilita montované konstrukce byla zajištěna kotevními prvky závěsů.



Obr. 3.34 Lávka Delta Ponds, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) řez monolitickou deskou a e) řez prefabrikovanými segmenty

Kotevní prvky jsou tvořeny svislými pásnicemi, ve kterých jsou kotveny závěsy a vodorovnými pásnicemi, které přemostují spáry a které jsou přišroubovány jak k již namontovanému, tak i montovanému segmentu (Obr. 3.36). Oválné otvory na straně montovaného segmentu umožnily nejen vyrovnat výrobní nepřesnosti, ale také umožnily přitlačit montovaný segment k již smontované části konstrukce. Rameno vnitřních sil mezi naváděcími a kotevními prvky zajistilo přenos ohybového momentu a tak zabránilo vybočení tlačené montované konzoly. Po vybetonování spár a spřažené desky byly šrouby dotaženy a pásnice přitlačeny k segmentům. V provozním stavu se tak staly součástí mostovky a ve spárách se podílely na přenosu normálového napětí od nahodilého zatížení.

Po dokončení montáže (Obr. 3.37 vlevo) byla osazena betonářská a předpínací výztuž, zavěšeno bednění uzavírací spáry, a spáry a spřažená deska byly vybetonovány. Po předepnutí mostovky byly dobetonovány ztužující stěny pylonu a rektifikovány závěsy – Obr. 3.37 vpravo.



Obr. 3.35 *Výroba a osazení pylonu*



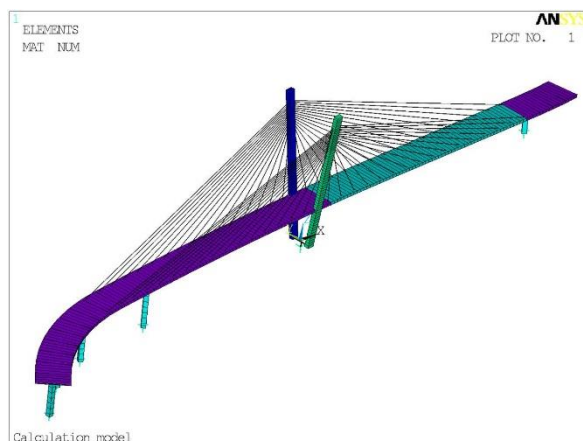
Obr. 3.36 *Montáž segmentů a jejich spojení*



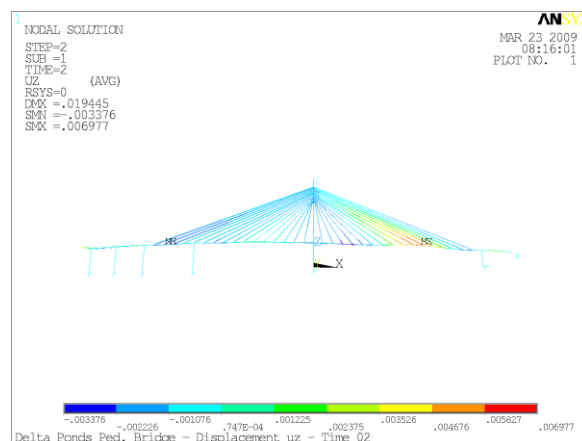
Obr. 3.37 *Dokončení montáže segmentů a betonáž spřažené desky*

Lávka byla navržena na základě podrobné statické a dynamické analýzy. Konstrukce, která byla modelována prostorovým rámem (Obr. 3.38 a Obr. 3.39), byla analyzována programovým systémem ANSYS. Analýza zahrnuje postupnou montáž konstrukce, určení

vnitřních sil od všech normových zatížení na definitivní konstrukci, určení vlastních tvarů konstrukce, posouzení konstrukce na účinky zemětřesení a analýzu konstrukce na dynamické zatížení vyvolané chodci. Nedílnou součástí byla také stabilitní analýza pylonu (Obr. 3.41).

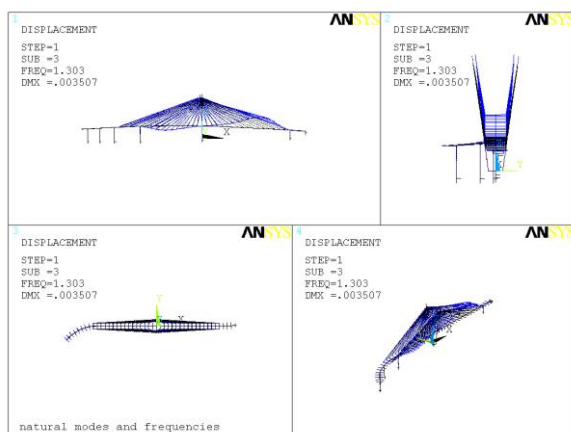


Obr. 3.38 Výpočtový model lávky Delta Ponds

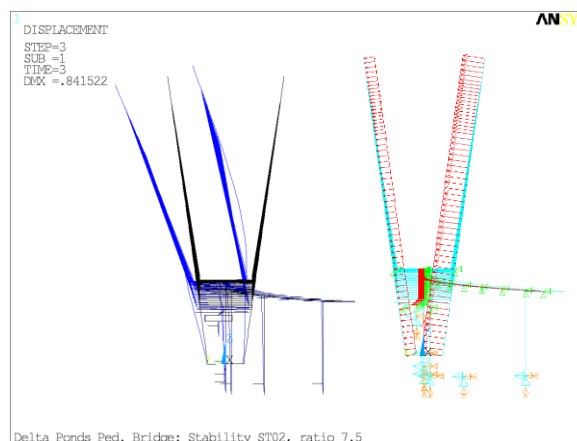


Obr. 3.39 Svislé posunutí Uz od výchozího stavu konstrukce lávky Delta Ponds

Dynamický výpočet uvažil ‘tension stiffening’ tažených prvků. Při analýze byly nejdříve určeny vlastní tvary kmitání (Obr. 3.40). Po určení vlastních frekvencí bylo vždy provedeno vybuzečné kmitání postupem popsaném v [69].



Obr. 3.40 První ohybová frekvence 1,303 Hz



Obr. 3.41 Stabilitní analýza při zatížení větrem

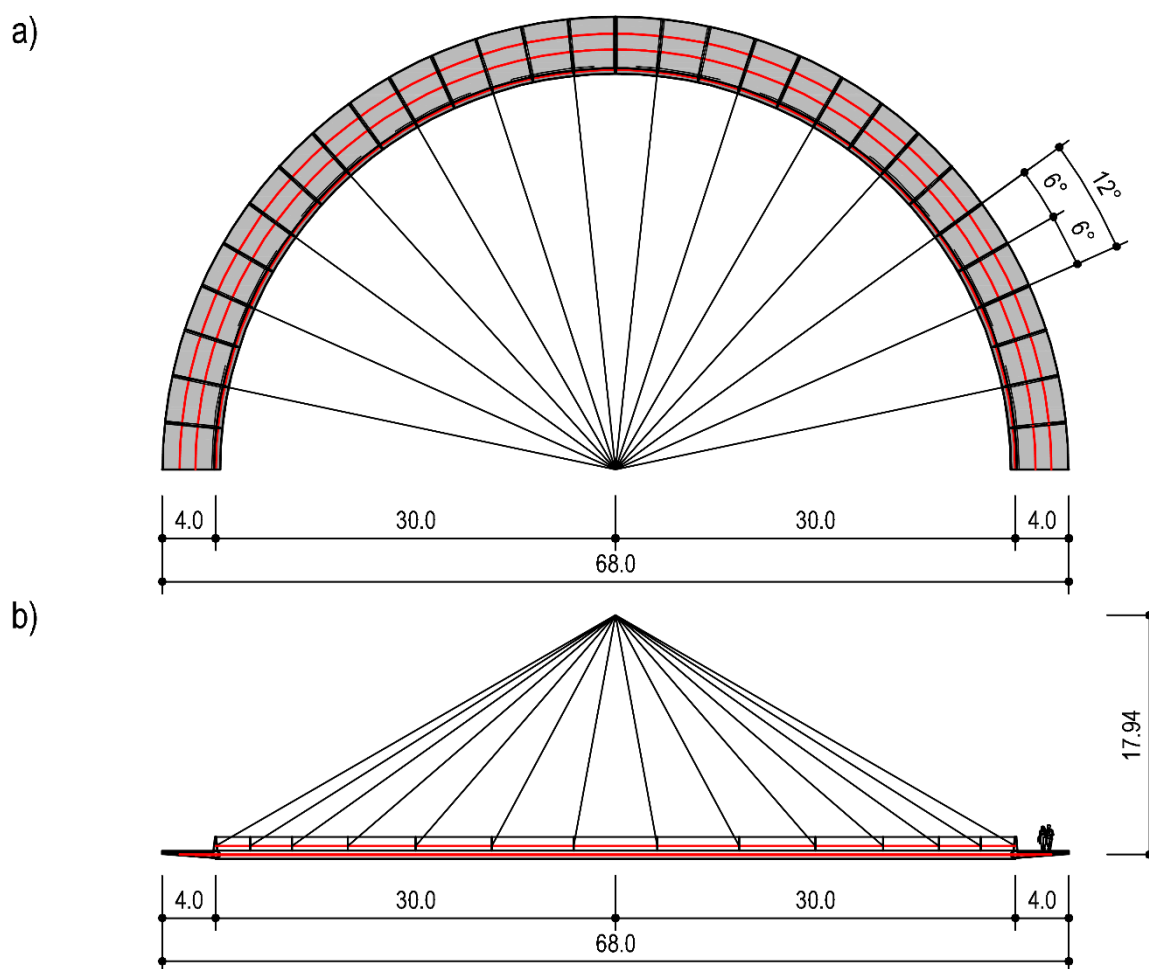
Ačkoliv je konstrukce mimořádně štíhlá, konstrukce je velmi tuhá a uživatelé lávky nemají nepříjemný pocit vyvolaný kmitáním konstrukce od pohybu lidí a větru.

Most se stavěl v rámci Obamových stimulujících projektů. Rozhodnutí o stavbě padlo v březnu 2009, projekt byl proveden v dubnu a stavba byla zahájena v červnu 2009. Lávka byla předána do užívání v září 2010. Lávka Delta Ponds získala v roce 2011 Environmental Excellence Award od Federal Highway Administration (Ministerstva dopravy USA).

3.3.3 Studie půdorysně zakřivené lávky pro pěší

Jedná se o konstrukci lávky, která je tvořena zakřiveným betonovým pásem, vyztuženým ocelovou trubkou, osazenou na jeho vnitřní hraně. Lávka o rozpětí 60 m je situována v půdorysném oblouku s osou o poloměru 32 m. Lávka vyplňuje úhel přesně 180° .

Betonový pás a ocelová trubka jsou vetknuty do opěr. Předpětí je vedeno jednak v zábradlí a jednak pod mostovkou ve výztužných příčnicích. Lávka je pomocí 14-ti závěsů zavěšena na pylon, který je umístěn ve středu půdorysného oblouku.

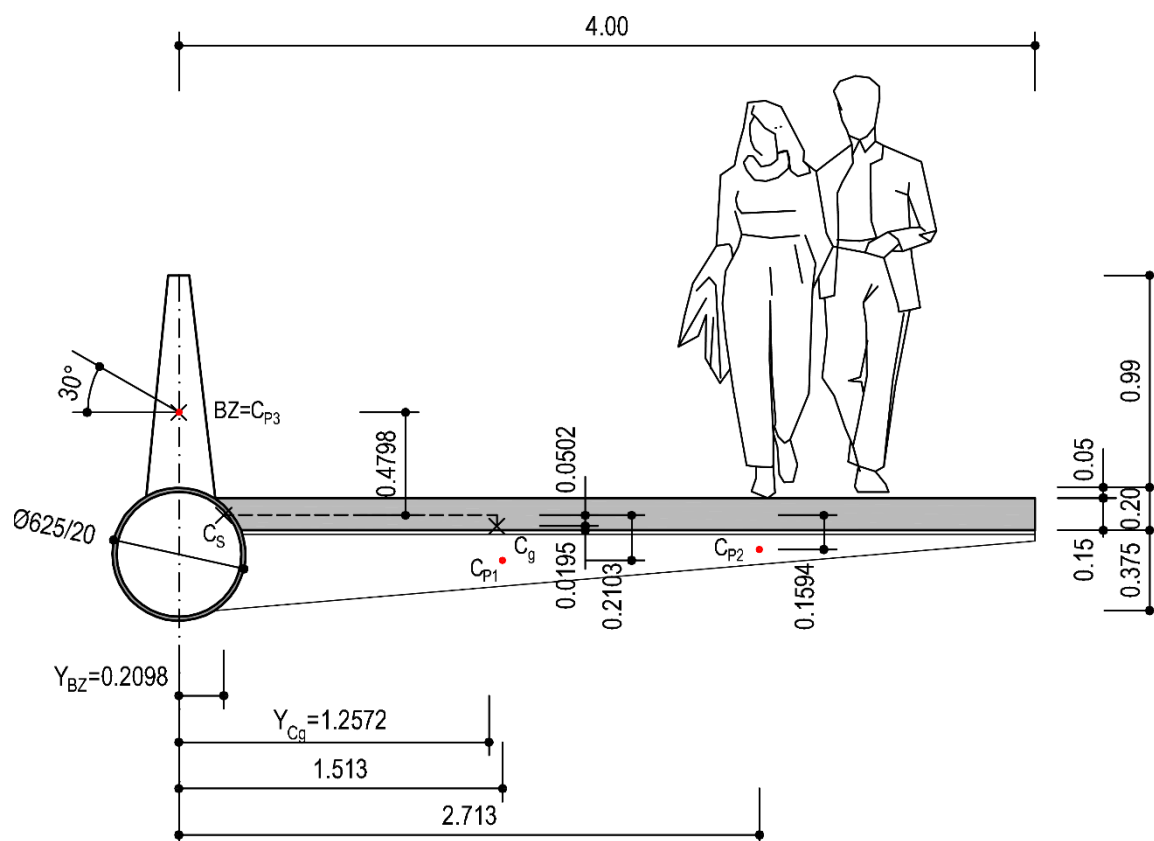


Obr. 3.42 Schematický půdorys a pohled studie zavěšené konstrukce a) půdorys, b) pohled

V příčném řezu byla zvolena kombinace ocelové trubky a betonové desky. Ocelová trubka průměru 625 mm s tloušťkou stěny 20 mm pomáhá převzít kroucení a namáhání v podélném směru a tenká betonová deska tloušťky 150 mm nese příčný směr. V řešení je uvažováno se spřažením betonové desky s ocelovou trubkou. Zábradlí, které je po 3,13 m (odpovídá úhlu 6°) přivařeno na trubku, je tvořeno plechem tloušťky 60 mm. V zábradlí je vynechán otvor na jeden předpínací kabel. Na trubku je dále přivařeno ocelový příčník tvaru T, který pomáhá vynášet betonovou desku. Vzdálenost příčníků opět tvoří úhel

6°. Stojina i příruba příčníku jsou tvořeny ocelovým plechem tloušťky 20 mm. Ve stojině jsou vynechány otvory pro vedení předpínacích kabelů. Poloha předpínacího kabelu v zábradlí je pro jednoduchost společná s polohou bodu zavěšení.

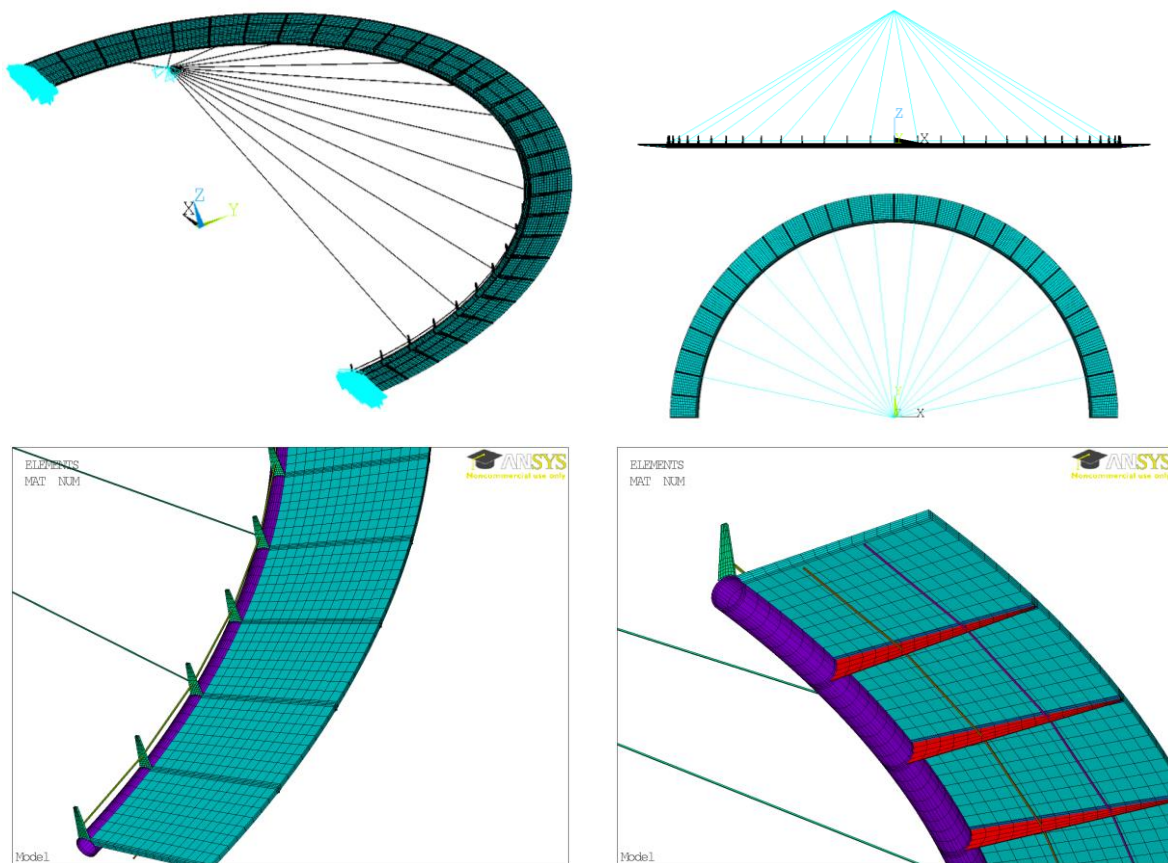
Uspořádání příčného řezu musí být navrženo tak, aby byla splněna podmínka na Obr. 3.27b. Geometrie příčného řezu je známa (Obr. 3.43), dále je nutno určit polohu a počet předpínacích kabelů a polohu bodu zavěšení.



Obr. 3.43 Příčný řez zavěšenou konstrukcí

Řešení rovnováhy v příčném směru zahájíme návrhem polohy předpínacích kabelů. V podélném směru dráhy kabelů sledují niveletu mostovky, která není výškově zakřivena. V příčném směru byly uvažovány 3 volné kabely, přičemž dva kabely jsou umístěny pod mostovkou a jeden kabel nad mostovkou v zábradlí. S ohledem na výslednou rovnováhu v příčném směru kabely pod mostovkou způsobují záporný náklon (umístění pod středem smyku), kabel nad mostovkou, vedený v zábradlí (nad středem smyku), kladný náklon. Kombinace poloh přepínacích kabelů navíc umožňuje jednoduchou rektifikaci náklonu celé mostovky. Pokud bude například náklon mostovky po smontování záporný, jednoduchým zvýšením předpínací síly v kabelu zábradlí lze dosáhnout nulového náklonu mostovky a obráceně.

Poloha kabelů pod mostovkou je dále optimalizována tak, aby se jejich výslednice nacházela v blízkosti těžiště betonové desky, což vede k požadovanému rovnoměrnému rozložení tlakového napětí v betonové desce. Síly v dolních předpínacích kabelech a s tím související předpínací síla v horním kabelu jsou voleny s cílem vytvořit tlakovou rezervu 4,00 MPa v betonové desce spřaženého ocelo-betonového průřezu. Celková normálová síla (celková předpínací síla) za předpokladu splnění tlakové rezervy v betonové části průřezu byla stanovena výpočtem na hodnotu 3200 kN. Velikost průřezu dolního kabelu a tím i předpínací síly 855 kN (4lanný kabel) byly určeny s ohledem na možný rozměr příčnicku v geometrii příčného řezu. Velikost předpínací síly v zábradelním kabelu 1496 kN (7lanný kabel) je určena z rozdílu celkové síly a sil v dolních kabelech.



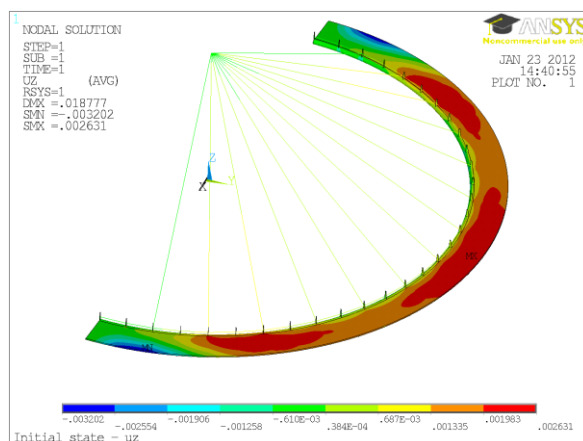
Obr. 3.44 Prostorový model v programu ANSYS

Posledními neznámými parametry pro zachování rovnováhy v příčném směru jsou svislá poloha bodu zavěšení Z_{BZ} a svislá poloha třetího kabelu Z_{CP_3} , přičemž v příčném směru je kabel s výhodou umístěn v ose zábradlí. Svislá poloha obou bodů musí splňovat rovnici na Obr. 3.27b v místě každého závěsu. Na každý závěs připadá jiná tíha mostovky G_i (řešení spojitého nosníku na pružných podporách). S ohledem na svislé účinky kabelu je vhodné neměnit jeho svislou geometrii v podélném směru. S ohledem na jednoduchost budoucí výroby

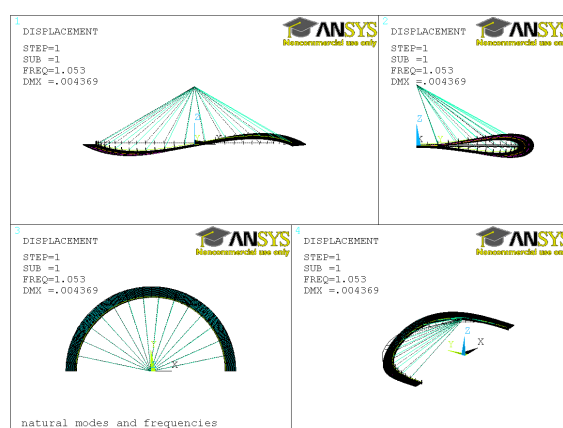
byla tudíž volena svislá poloha bodu zavěšení pro všechny závěsy stejná a rovna výšce třetího kabelu ($Z_{BZ} = Z_{CP_3}$). Podmínky rovnováhy tak nemohou být splněny v celé délce mostovky, ale pro jejich splnění je nutno volit jediný řez po délce lávky. Zkoumáním v práci [44] bylo konstatováno, že pro další návrhy postačí provést návrh podle rovnice na Obr. 3.27b pouze v místech okolo poloviny rozpětí, případně provést drobnou výškovou korekci. Body zavěšení u ostatních závěsů potom zvolíme ve stejné úrovni. Zdůvodněno je to tím, že na drobné odchylky bodu zavěšení u této konstrukce cca do 10 mm není konstrukce tolik citlivá, proto průměrování polohy bodu zavěšení ze všech závěsů, tzn. stejná úroveň bodu zavěšení, má smysl ve zjednodušení návrhu a budoucí výroby.

Pro nalezení výchozího stavu konstrukce je nutný poslední krok, kterým je najít síly a poměrné přetvoření v závěsech takové, aby se dosáhlo nulových svislých posunů mostovky v místech závěsů - Obr. 3.45. Dle práce [44] se vyzkoušely čtyři metody pro nalezení výchozího tvaru, resp. poměrných přetvoření v závěsech. Nejlepší výsledky dávala poslední metoda – metoda vyrovnání svislých posunů. Metoda je iterační a na začátku potřebuje libovolné dva kroky. Ve třetím kroku je pak přetvoření v každém závěsu upraveno tak, aby lineární extrapolace nebo interpolace svislého posunu horního povrchu trubky v místě závěsu byla rovna nule, což se podařilo s nečekanou přesností.

Postup výstavby začíná smontováním ocelové konstrukce pylonu a mostovky podepřené provizorně ve 3 bodech (ve čtvrtinách délky). Poté jsou osazeny závěsy a předpínací kabely, které se napnou na 50 % finální síly. Díky ocelové části mostovky je možné provést bednění a osazení betonářské výztuže bez použití pevné skruže. Po betonáži mostovky se dopnou předpínací kabely na finální síly a rektifikují se síly v závěsech.



Obr. 3.45 Posunutí uz pro výchozí stav



Obr. 3.46 První svislý ohybový tvar

Výpočtový model popisované zavěšené konstrukce byl vytvořen v programu ANSYS. Pro modelování betonové mostovky a ocelové trubky byl použit prostorový prvek SOLID45. Plech zábradlí a příčník byly modelovány skořepinovým prvkem SHELL181.

Dále pro předpínací lana a závěsy byl použit prutový prvek LINK8 a pro nanesení spojitého zatížení na mostovku byl využit prvek SURF154.

Podpěření modelu je znázorněno na Obr. 3.44. Pylon byl z analýzy vynechán a je zastoupen pouze neposuvnou podporou ve směrech os x , y a z . Mostovka je na svých okrajích vetknuta. Celý výpočet je proveden nelineárně s vlivem geometrického zpevnění a zahrnutím vlivu velkých posunů.

Statická analýza spočívala zejména v ověření výchozího stavu půdorysně zakřivené zavěšené konstrukce a potvrzení podmínek rovnováhy podle Obr. 3.27b. Výpočtový model byl zatížen různými polohami rovnoměrného spojitého zatížení chodci a zatížení teplotou. Největší průhyb vykázalo zatížení chodci, které bylo situováno na polovině rozpětí. Všechny prvky zavěšené konstrukce vyhovovaly z hlediska obou mezních stavů.

Nedílnou součástí bylo provedení dynamické analýzy, která zahrnovala výpočet vlastních tvarů konstrukce a z důvodu velmi nízkých prvních ohybových frekvencí (Obr. 3.46) i odezvu konstrukce na harmonické buzení. První svislá ohybová frekvence o hodnotě 1 Hz nemusela být kontrolována na možnost vzniku rezonance vodorovného a svislého kmitání v oblasti frekvence lidských kroků. Další podmínka na kmitání vlivem bočního větru (*Phenomen of Flutter*, podrobně v práci [69]) byla splněna. Výsledky harmonické analýzy ukázaly mírně zvýšenou rychlost kmitání, avšak limitní zrychlení konstrukce zůstalo v přijatelných mezích.

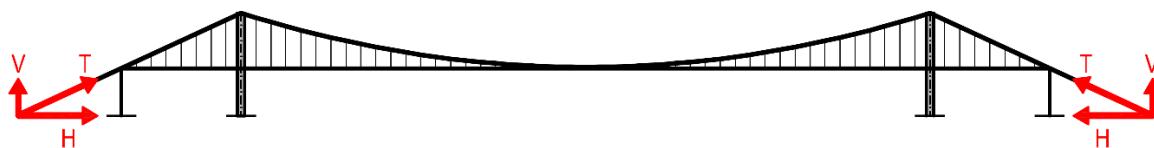
Studie výše popsané konstrukce byla ověřena ještě na fyzikálním modelu v měřítku 1:10 (viz [45], [46], [47], [48] a [49]). Cílem experimentu bylo ověření konstrukčního řešení, navrženého postupu hledání výchozího stavu konstrukce, odezvy konstrukce na zatížení a zjištění mezní únosnosti konstrukce a je podrobně popsán v práci [44]. Protože byl fyzikální model z jedné poloviny tvořen půdorysně zavěšenou konstrukcí a z druhé poloviny visutou půdorysně zakřivenou konstrukcí, je model dále popsán v kapitole 3.4.3.

3.4 Visuté konstrukce

Visuté konstrukce jsou převážně tvořeny štíhlou mostovkou, která je zavěšena nebo přímo podporována pomocí visutého lana. Mostovku v podélném směru lze optimálně přizpůsobit podle terénu pod mostem. Konstrukce se sestává z jednoho nebo více polí, přičemž délka polí není prakticky nijak limitována. Ze všech konstrukčních typů mostů umožňují visuté mosty překonat největší rozpětí.

Nosným prvkem je visuté lano, které je zakotveno přímo do mostovky (Obr. 3.47) nebo do základového bloku (Obr. 3.48). V případě zakotvení přímo do mostovky tvoří tzv. samokotvený systém. Visuté kabely jsou situovány nad mostovkou, pod mostovkou nebo mohou být kombinací obojího.

Geometrie visutých kabelů odpovídá výslednicovému tvaru, který vyplývá z tíhy konstrukce na nich spočívající [30]. Kabely svými účinky vyrovnávají tíhu konstrukce a zajišťují, že konstrukční prvky lávky jsou namáhané převážně normálovými silami.

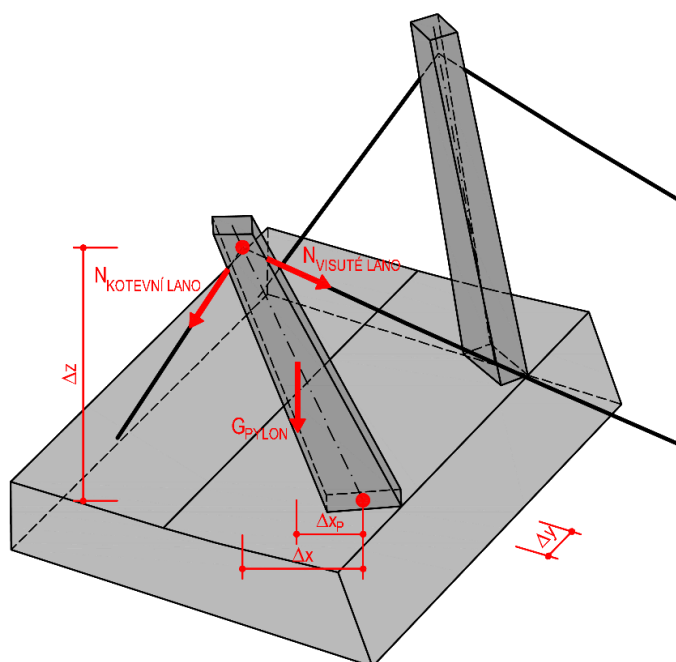


Obr. 3.47 *Působení kabelu zakotveného přímo do základové půdy*



Obr. 3.48 *Působení kabelu u samokotvené konstrukce*

Visutý kabel zakotvený do základového bloku má výhodu v tom, že lze mostovku sestavit nezávisle na terénu. Hlavní nevýhodou tohoto uspořádání je nutnost zachycení velkých tahových reakcí pomocí mohutných kotevních bloků v základové půdě. Mostovka tvořená prefabrikovanými segmenty je zavěšena na visutém laně pomocí závěsů. V průběhu montáže segmentů jsou segmenty spojeny kloubově, což umožňuje zaujmout visutému lanu výslednicový tvar. Následně se zmonolitní spáry mezi segmenty a předpínací kabely mostovky se napnou. Předpětím mostovky je vytvořena tlaková rezerva pro proměnné zatížení.

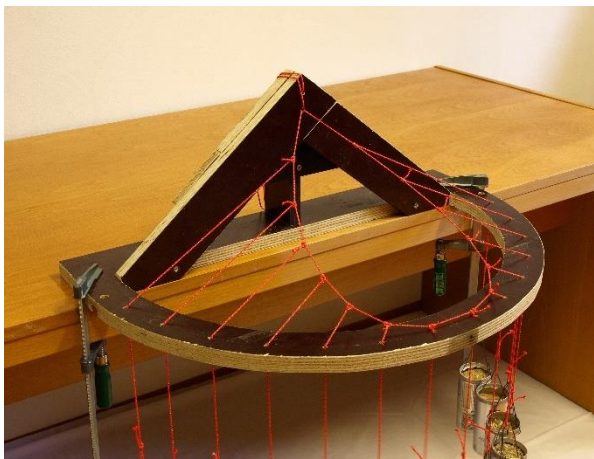


Obr. 3.49 *Rovnováha na pylonu visuté konstrukce*

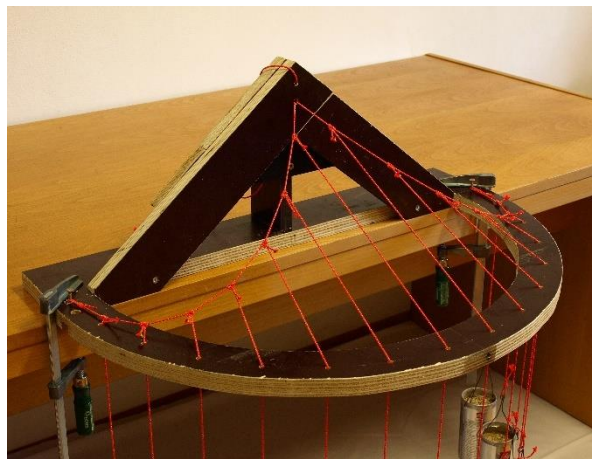
Samokotvený systém nevyžaduje nákladné základové bloky [76]. Kabel je kotven přímo do mostovky, čímž způsobuje tlakové namáhání jejího průřezu a vytváří tak požadovanou tlakovou rezervu. Jednou z nevýhod je proti předchozí variantě osově tužší průřez mostovky, který musí přenést vyšší tlakové namáhání. Problémem použití samokotveného systému je výstavba nosné konstrukce. Nejjednodušším způsobem, který není příliš obvyklý, je sestavení mostovky na pevné skruži. Nevýhodou jsou finanční náklady na postavení pevné skruže a její závislost na uspořádání terénu pod mostem. Častější způsob spočívá v provizorním vytvoření základových bloků, následném napnutí visutého lana a zavěšení mostovky. Po překotvení visutých lan do mostovky lze základové bloky odstranit.

Pylony visutých konstrukcí mohou být stejně jako u zavěšených konstrukcí svislé, nakloněné v podélném nebo příčném směru mostu. Je snaha, aby od zatížení stálého nebyly pylony ohýbány, tj. aby většinou v patě pylonu nebo na průsečíku s mostovkou byla momentová rovnováha. Podmínky momentové rovnováhy jsou stanoveny obdobně jako u zavěšených konstrukcí (Obr. 3.49), kde jsou reakce ze závěsů nahrazeny visutým lanem.

Oproti zavěšeným konstrukcím je stanovení výchozího stavu konstrukce náročnější. Podstatou je nalezení sil a poměrných přetvoření ve visutém lanu a závěsech tak, aby bylo dosaženo nulových svislých posunů mostovky v místech závěsů. Postup nalezení výchozího stavu u visutých konstrukcí je popsán v řadě publikací, například v [69].



Obr. 3.50 Varianta půdorysně zakřivené visuté konstrukce s vnitřní visutým lanem



Obr. 3.51 Varianta půdorysně zakřivené visuté konstrukce s vnějším visutým lanem

Stejně jako u zavěšených konstrukcí lze mostovku i u visutých konstrukcí půdorysně zakřivit. Mostovka může být opět zavěšena buď na obou stranách, nebo pouze na vnitřní (Obr. 3.26a), či na vnější straně průřezu (Obr. 3.26b). Pro visuté konstrukce je nutné mostovku doplnit předpínacími kabely, jejichž poloha umožňuje lépe vyrovnat účinky vlastní tíhy. Podrobně se problematikou půdorysně zakřivených visutých konstrukcí ve variantě zavěšení na vnitřní straně zabývá disertační práce [44]. Podmínky rovnováhy v příčném řezu s vlivem předpětí jsou stejné jako u zavěšené konstrukce viz Obr. 3.27b. Cílem opět je, aby průřez a jeho uspořádání

bylo navrženo tak, aby nevzniklo v mostovce od zatížení vlastní tíhou a stálým zatížením kroutící namáhání. Z hlediska vedení visutého lana, se dá rozhodovat mezi dvěma konstrukcemi: vnější a vnitřní, jak je ukázáno na Obr. 3.50 a Obr. 3.51.

Obecně platí, že u půdorysně zakřiveného visutého lana je hledání výchozího tvaru o poznání složitější, protože na počátku je známa pouze geometrie mostovky a půdorysná místa, odkud z mostovky povedou závěsy. Nalezení postupu výchozího tvaru visutého zakřiveného lana je opět jeden z klíčových částí návrhu a dá rozdělit do tří kroků.

V prvním kroku se nalezne předběžná výchozí poloha visutého lana. Na začátku tohoto kroku je nutno odhadnout polohu visutého lana, např. dle zkušeností, nebo lze využít postup v [44] a pomoci si řešením výpočtu svislého směru převodem visutého lana na řešení rovinného, dokonale ohebného lana. Následně je vytvořen zjednodušený prutový výpočtový model, např. v programu ANSYS, který sestává pouze z odhadnuté polohy visutého lana a závěsů. Body zavěšení, tj. body styku závěsu s mostovkou, jsou v modelu zjednodušeny podporami podepřenými neposuvně v rovině mostovky a posuvně ve směru gravitace. Body zavěšení jsou pak ve směru gravitace zatíženy tíhou přilehlé části mostovky spočtenou obvykle z řešení spojitého nosníku na pružných podporách (pružné podpory nahrazují závěsy v bodech zavěšení). Předběžná výchozí poloha visutého lana je pak výsledkem iterace, ve které jsou v každém kroku dosazeny síly ve visutém lanu a závěsech (potažmo jejich přetvoření) a souřadnice styku visutého lana a závěsů z kroku předchozího. Počet iterací je pak tak velký, jak byla velká odchylka odhadnuté polohy visutého lana od předběžné výchozí polohy visutého lana. Výsledkem prvního kroku jsou souřadnice visutého lana a síly, potažmo přetvoření, ve visutém lanu a závěsech.

Druhý krok je určen pouze pro visuté zakřivené konstrukce zavěšené pouze na jedné straně – například konstrukce na Obr. 3.50. V tomto kroku je nutný návrat k hledání polohy bodu zavěšení v rámci příčného řezu a hledání polohy a počtu předpínacích kabelů pomocí rovnováhy na průřezu. Podobný postup se uplatnil i u půdorysně zakřivené zavěšené varianty, viz kapitola 3.3.3. Rozdíl je jen v úhlu závěsů, protože u zavěšené konstrukce známe úhel závěsů před hledáním výchozího stavu, zatímco u visuté konstrukce je to výsledek z předběžného výchozího stavu (první krok návrhu).

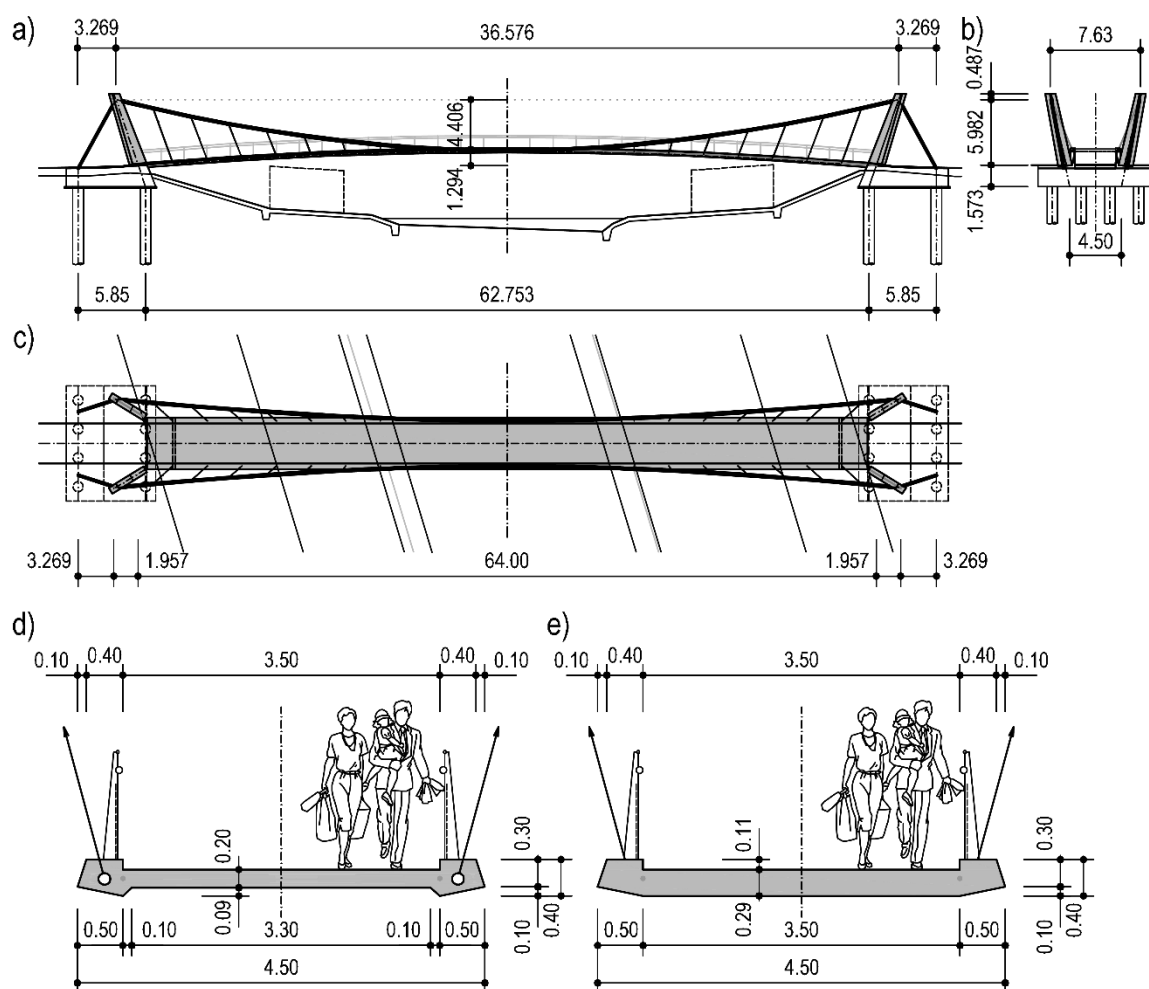
Třetí poslední krok spočívá ve vrácení předběžné výchozí polohy kabelu včetně dosažených přetvoření ve visutém lanu a závěsech do globálního modelu s cílem, aby svislý posun konstrukce byl minimální. Obvykle postačí drobně zvětšit přetvoření ve visutém laně, aby se dosáhlo minimálního svislého průhybu mostovky.

Výše popsané postupy byly aplikovány na tři vybrané visuté konstrukce níže. Zejména postup nalezení výchozího stavu pro půdorysně zakřivené visuté lano byl použit u všech tří konstrukcí. Na první dvě konstrukce s přímou mostovkou, lávky pro pěší přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrné jezero a visuté lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně, jsou dále použity podmínky rovnováhy pro podélně a příčně skloněný pylon. U konstrukce visuté lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně je mostovka modelována skořepinovými prvky,

což pomohlo lépe vystihnout její chování. U třetí konstrukce studie půdorysně zakřivené visuté konstrukce je mostovka půdorysně zakřivena a hledání výchozí tvaru si vyžádalo všechny kroky postupu nalezení výchozího tvaru visutého lana.

3.4.1 Lávka přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera

Lávku o jednom poli o rozpětí 64,00 m tvoří betonová mostovka tvořená deskou ztuženou krajními obrubami. Mostovka je vetknuta do krajních opěr podepřených svislými vrtanými pilotami.



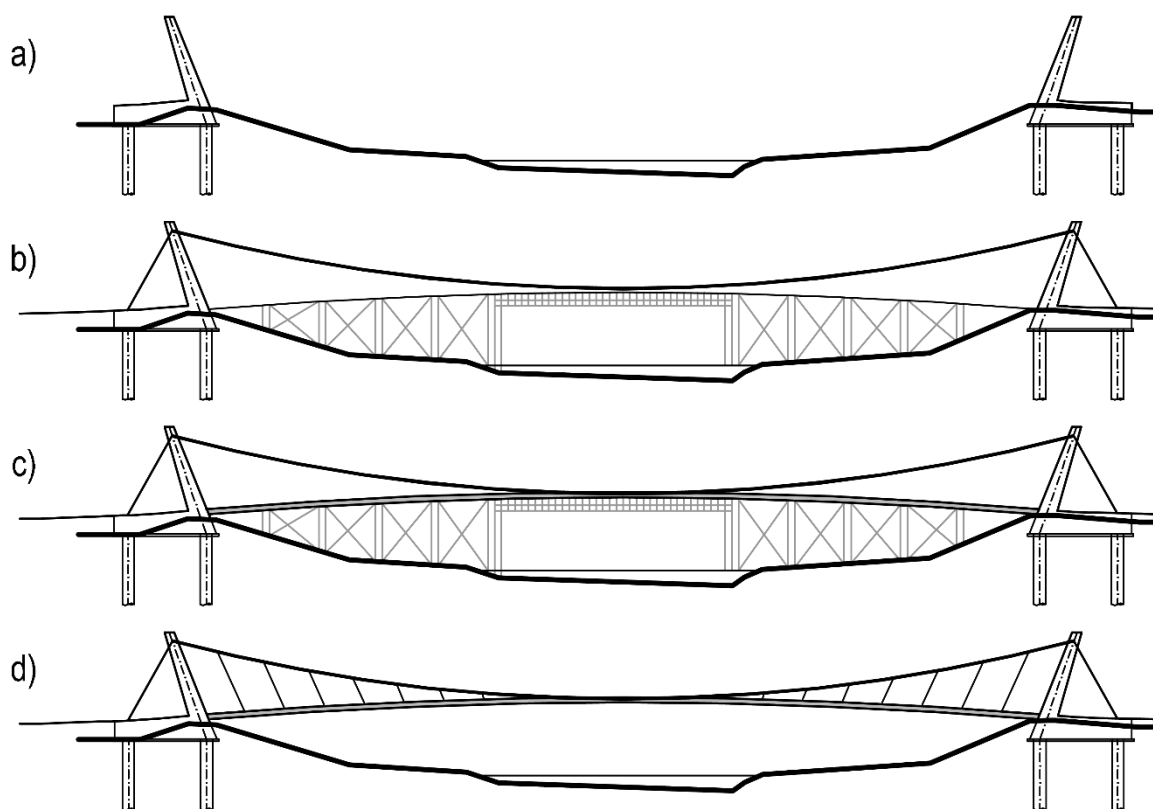
Obr. 3.52 Lávka přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) příčný řez v poli a e) příčný řez u podpory

Do krajních opěr jsou také vetknuty skloněné pylony, ve kterých jsou kotveny nosné visuté kabely a zadní kotvící tyče. Mostovka je zavěšena na skloněných závěsech. Konstrukci tvoří samokotvený integrovaný systém (samokotvená konstrukce) bez ložisek a dilatačních závěrů, ve kterém tah z visutých kabelů přenáší tlaková únosnost betonové mostovky. Založení mostu je navrženo jako hlubinné. Parametry založení jsou navrženy na základě výsledků inženýrskogeologického průzkumu.

Monolitická betonová mostovka šířky 4,50 m a výšky 0,40 m má tvar desky tloušťky 200 mm, která je na okrajích ztužena krajními obrubami šířky 500 mm. V krajních částech do vzdálenosti cca 3,0 m od podpor je deska zesílena tak, že spodní okraj desky lícuje se spodním okrajem krajních obrub. Mostovka je dodatečně předepruta dvěma 6lanými kabely na každé straně příčného řezu.

Visutá lana jsou předpokládána z lanového systému bez soudržnosti – monostrandů – uložených v HDPE chrániče. Visuté lano odpovídá jednomu 19lanému kabelu, který je vložen do ocelové trubky průměru 140 mm s tloušťkou stěny 5 mm.

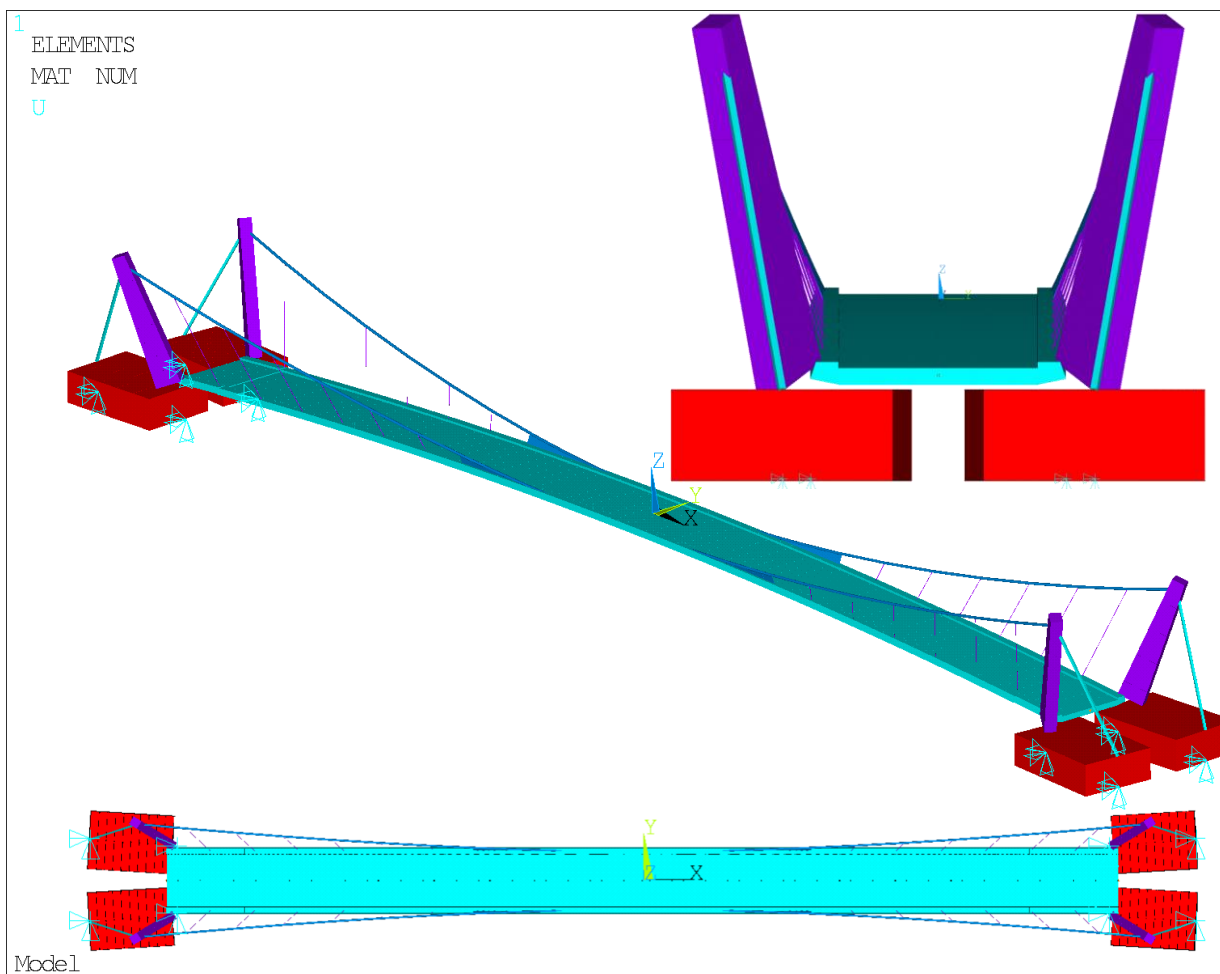
Závěsy a zpětné závěsy od firmy Macalloy jsou předpokládány ve standardním provedení jako tyč. Pro závěsy je použit táhlo M30 s průměrem tyče 28 mm. Zpětné závěsy jsou složeny vždy ze dvou táhel M100 s průměrem 97 mm.



Obr. 3.53 Postup výstavby lávky přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera

Pylon výšky 6,22 m má průřez obdélníkový šířky 0,60 m a výška průřezu se lineárně mění od 1,311 m v patě až po 0,674 m v hlavě pylonu. Základ pod pylonem má obdélníkový průřez výšky 1,60 m a šířky 3,90 m. Z důvodu minimalizace ohybového namáhání pylonu, byla poloha zpětného závěsu určena tak, aby součet momentů k patě pylonu od všech působících složek zatížení byl roven nule (Obr. 3.49). Takto určená poloha zpětného závěsu zaručuje, že pylon bude od výslednice visutého lana, tíhy nakloněného pylonu a výslednice zpětného závěsu namáhán pro dlouhodobé zatížení převážně tlakem.

Postup výstavby předpokládá, že po postavení krajních opěr s pylony (Obr. 3.53a) se vybetonuje na pevné skruži mostovka (Obr. 3.53b). Před betonáží se do mostovky osadí střední část ocelových trubek visutých kabelů. Následně se na lehké montážní podpěry osadí trubky visutých kabelů a vzájemně se svaří. Potom se protáhnou monostrandy tvořící visuté kabely a skloněnými závěsy se trubky visutých kabelů spojí s mostovkou. Pylony se zakotví koncovými tyčemi, které se částečně napnou (Obr. 3.53c) Napnutím visutých kabelů a upravením napětí v kotvicích tyčí se konstrukce předepne a odskrúží (Obr. 3.53d). Před osazením ostatního stálého zatížení se betonová mostovka předepne dvojicí předpínacích kabelů vedených v těžišti průřezu.



Obr. 3.54 Axonometrický pohled, půdorys a příčný řez výpočtového modelu lávky přes řeku Opavu

Statický model byl vytvořený v programu ANSYS. Jedná se o 3D prutový model, kde je zohledněn postup výstavby. Model se skládá z mostovky, pylonů, základů, ocelových trubek pro visuté lano, plechů spojujících trubku a mostovku (všechno prvky BEAM188), visutých lan, předpínacích kabelů, závěsů (prvky LINK10), tuhých prutů mostovky a základů (prvky BEAM188), vodorovných pružin pro základy (prvek COMBIN14) a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS21). Podepření základů je v místech hlav pilot řešeno

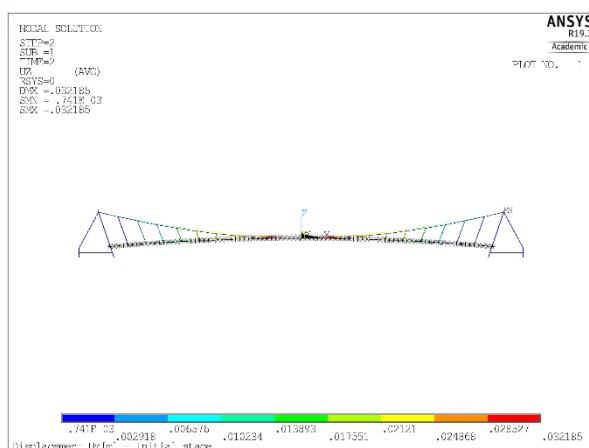
pomocí kloubových podpor neposuvných ve směru osy Y a Z, a ve směru x je vložena pružina u každé piloty simulující tuhost piloty a základové zeminy ve vodorovném směru.

Prvky mostovky jsou se závěsy a plechy spojujících mostovku a trubku visutého lana spojeny pomocí tuhých prutů / vazeb. Tuhým vazbám nebyla zadána vlastní tíha.

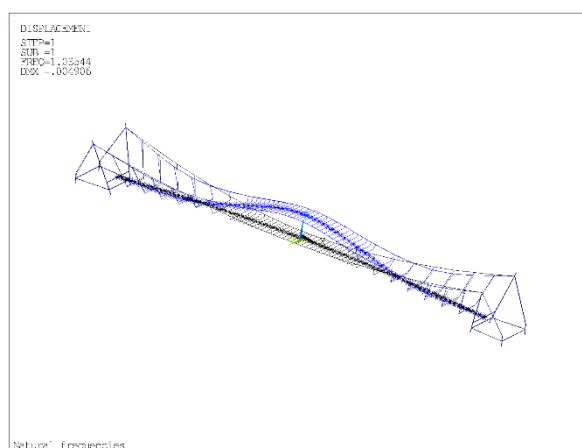
Předpínací kabely jsou vedeny středem mostu v poloze odpovídající těžišti vylehčeného průřezu. Spojení uzlů mostovky a uzlů předpínacích kabelů je vytvořeno pomocí vazeb CP. Vazby CP dovolují před zainjektováním kabelů vzájemný tečný posun uzlů.

Podobně pomocí vazeb CP je řešeno spojení uzlů ocelové trubky a uzlů visutého lana. Zde je dovolen prokluz ve směru tečny visutého lana (tj. uzly jsou nakloněny ve směru tečny ve všech třech směrech) po celou dobu výpočtu. Visuté lano je s ocelovou trubkou spojeno pouze na pylonech, všechny závěsy a plechy jsou pak spojeny pouze s ocelovou trubkou.

Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvážením vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening).



Obr. 3.55 Svislý posun od výchozího stavu konstrukce



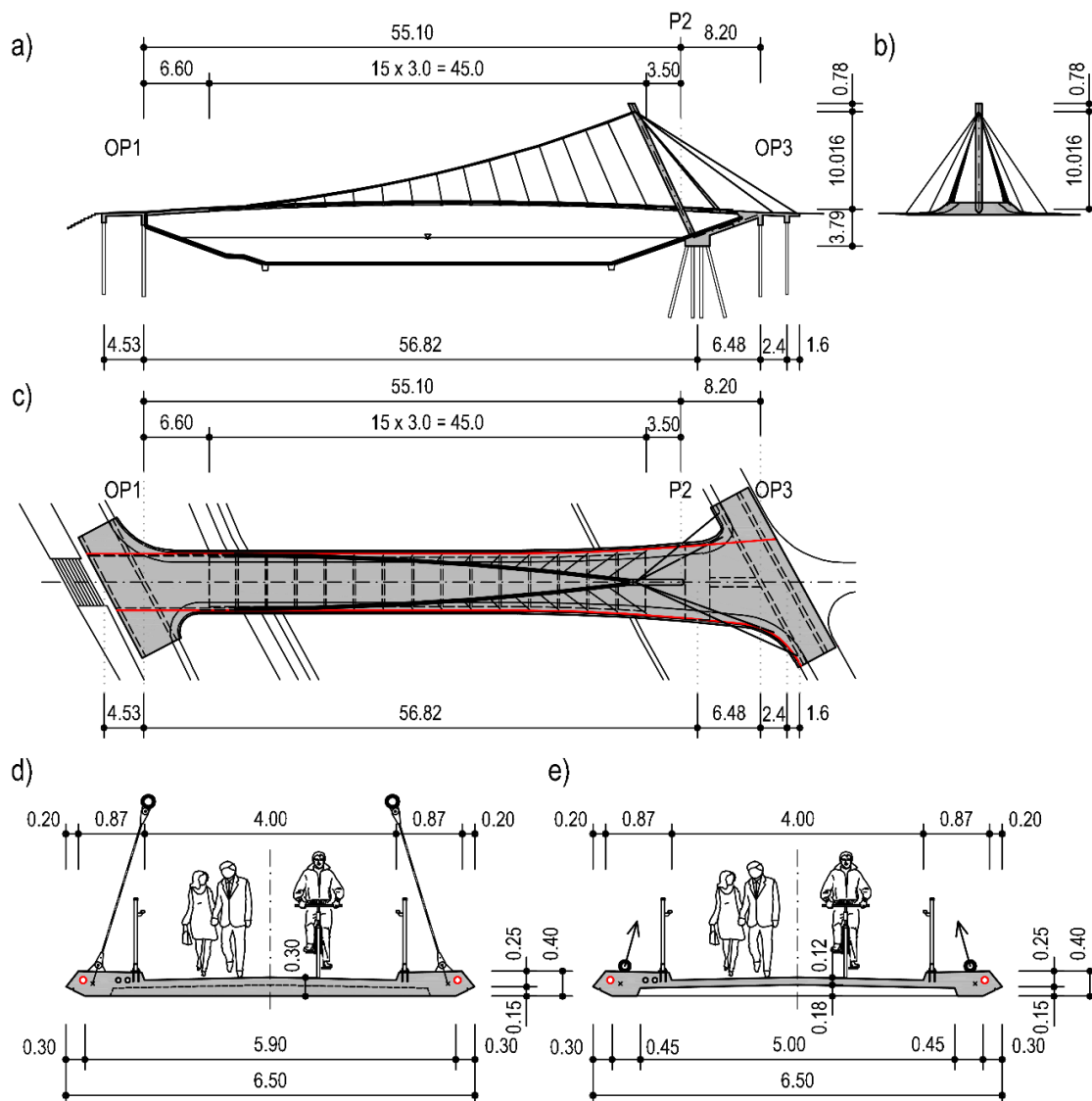
Obr. 3.56 První ohybová frekvence 1,035 Hz

Provedené výpočty prokázaly statickou i dynamickou funkci lávky (Obr. 3.56) v rozhodujících kombinacích při respektování zvoleného postupu výstavby. Výsledky prokázaly dimezovatelnost všech prvků konstrukce. Dále byla potvrzena správnost postupu nalezení výchozího tvaru půdorysně zakřiveného visutého kabelu (Obr. 3.55).

Analýza výše popsané samokotvené visuté konstrukce byla provedena jako alternativní vůči visuté konstrukci kotvené do podloží a představuje návrh úsporného řešení, které lze jednoduše realizovat. Hlavní podstatou je výrazné z hospodárnění stavby statickou změnou redukující namáhání pylonů a jejich základů. Z tak zvané do podloží kotvené visuté konstrukce, která zatěžuje podloží velkou tahovou silou, byla navržena samokotvená konstrukce, u které tahovou sílu z kabelů přenáší mostovka svojí tlakovou únosností. Je nutno podotknout, navržené řešení je originální a v navrženém uspořádání nebylo v ČR ani jinde ve světě dosud použito.

3.4.2 Visutá lávka přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně

Lávku celkové délky 71,65 m o rozpětí hlavního pole 55,10 m tvoří betonová mostovka zavěšená na vnějších okrajích na dvou příčně skloněných visutých kabelech zakotvených v mostovce a jednosloupovém pylonu (Obr. 3.57).



Obr. 3.57 Lávka přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) příčný řez v poli a e) příčný řez v blízkosti stěnové opěry OP1

Nová lávka nahrazuje původní demolovanou konstrukci a jejím účelem je obnovení komunikačních vazeb v území, tj. převést pěší a cyklistickou dopravu mezi levým a pravým břehem řeky Vsetínská Bečva.

Lávka šikmo kříží řeku a její niveleta je ve vrcholovém zakružovacím oblouku s maximálním sklonem tečny 7 %. Protože mostovka je na obou stranách vetknuta do krajních železobetonových stěnových opěr, visuté kabely jsou kotveny do mostovky a kotvící kabely jsou kotveny do konzolových částí stěnové opěry OP3, vytváří konstrukce úsporný integrovaný konstrukční systém bez ložisek a dilatačních závěrů. Stěnové opěry i pylon jsou podepřeny

mikropilotami, které jsou dostatečně pružné, a tak nebrání pohybu konstrukce vyvolané objemovými změnami betonu, současně jsou dostatečně tuhé pro přenesení vodorovných sil od větru a pohybu chodců a cyklistů.

Monolitickou mostovku tvoří plná monolitická deska přenášející sílu z kabelů svoji tlakovou únosností. Mostovka má proměnnou šířku a je předepnuta dvěma 19lanovými kabely vedenými v římsách (červeně na Obr. 3.57). V převážné části je 6,50 m široká, u krajních opěr se plynule rozšiřuje a navazuje na konzolové části opěr. U pravého břehu, kde je situován pylon, se mostovka rozšiřuje tak, aby po obou stranách pylonu byla šířka chodníku 2,50 m. Stěnová opěra u pylonu OP3 je z důvodu namáhání kotvicími závěsy předepnuta dvěma 12lanými kabely.

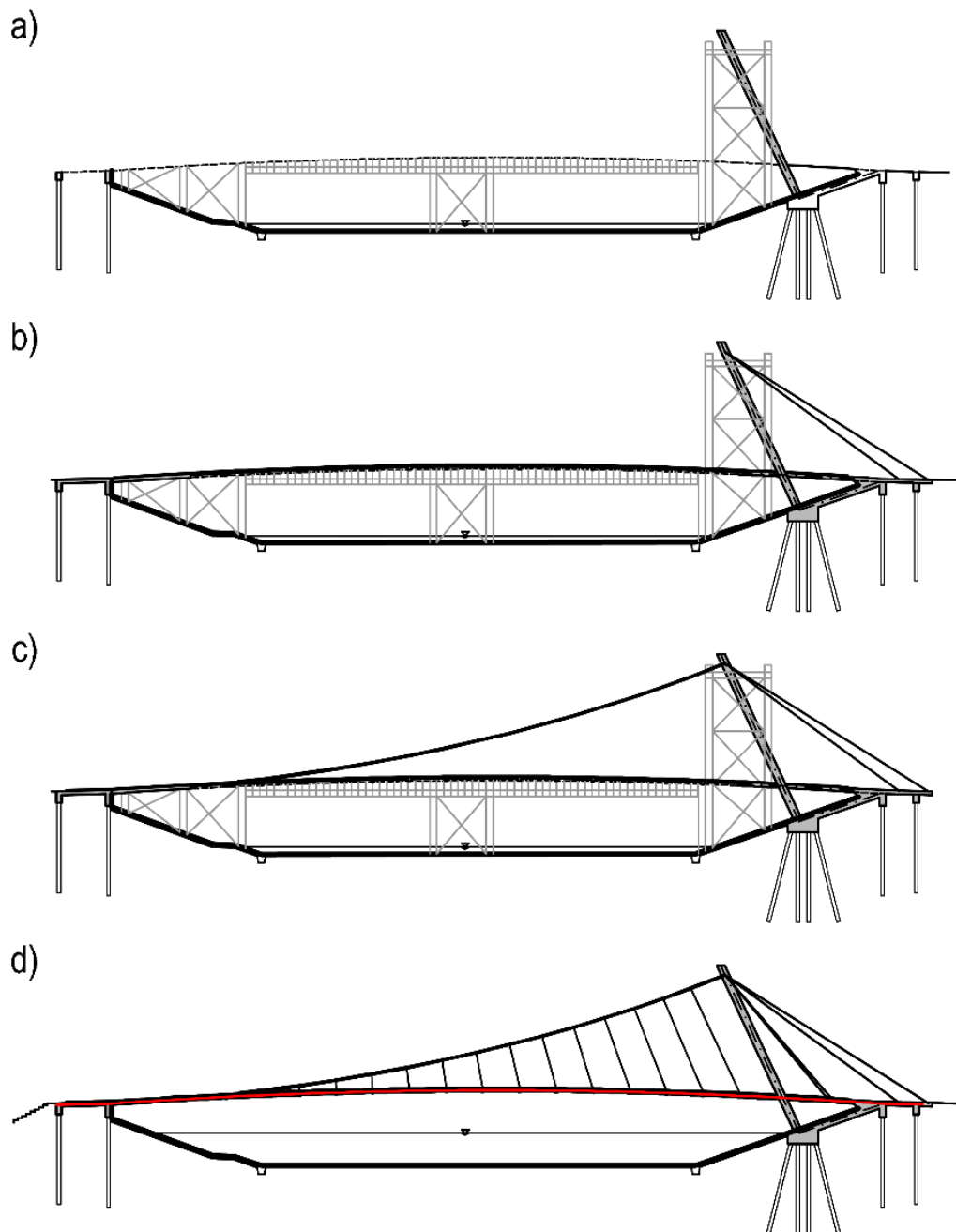
Světlá vzdálenost mezi krajními opěrami je 62,84 m. Dva visuté kabely jsou zakotveny ve vrcholu jednosloupového pylonu a ve vnějších okrajích mostovky. Kotvicí závěsy, které jsou kotveny ve vrcholu pylonu a konzolových částech opěry, mají proměnnou délku a sklon vyplývající z šikmého přemostění. Jsou tvořeny uzavřenými lany (locked coil strands) a mají systémové kotvy umožňující jejich napnutí, dopnutí a případnou výměnu. Síly v kotvicích závěsech vyrovnávají vodorovnou složku sil působících ve visutém kabelu.

Hlavní nosnou částí lávky je lanový systém. Visuté lano je zásadní pro stabilitu celé konstrukce. Lano je tvořeno ocelovou trubkou, ve které vede 22 předpínacích lan. Skloněné závěsy, které přenáší zatížení z mostovky do visutých kabelů, jsou tvořeny systémovými tyčemi. Úklon závěsů v podélném směru mostu byl spočítán tak, aby se všechny závěsy ve výchozím stavu stýkaly v jednom bodě, což vedlo na řadu iterací polohy visutého lana postupem uvedeným v kapitole 3.4.

Skloněný pylon je tvořen ocelovou trubkou průměru 600 mm, která je vyplněna vysokopevnostním betonem. Ve vrcholu je pylon ztužen plechy vyčnívajícími z jeho povrchu. Na tyto plechy navazují kotvicí vidlice kabelů. Podobné plechy jsou zakotveny v mostovce a opěře.

Obě opěry (OP1 a OP3) mají tvar dvou svislých stěn tloušťky 450 mm spojených deskou mostovky tloušťky 300 mm. Svislé stěny slouží i jako převázky nad mikropilotami. Stěnová opěra OP3 má mostkovou desku převislou přes stěnu (konzola) kvůli křížení se stávajícími sítěmi. Speciální pozornost byla věnována opěře OP3, která je vlivem kotvicích závěsů silně ohýbána.

Postup výstavby předpokládá nejprve postavení stěn krajních stěnových opěr včetně založení a vztyčení ocelové části pylonu (Obr. 3.58a). Dále se vybetonuje na pevné skruži mostovka (Obr. 3.58b). Ocelová část pylonu se vyplní betonem a celý pylon se stabilizuje kotvicími závěsy, které se částečně napnou (Obr. 3.58b). Před betonáží se do mostovky osadí část ocelových trubek visutých kabelů v okolí stěnové opěry 1. Následně se na lehké montážní podpěry osadí trubky visutých kabelů a vzájemně se svaří. Poté se protáhnou předpínací lana tvořící visuté kabely a skloněnými závěsy se trubky visutých kabelů spojí s mostovkou (Obr. 3.58c).

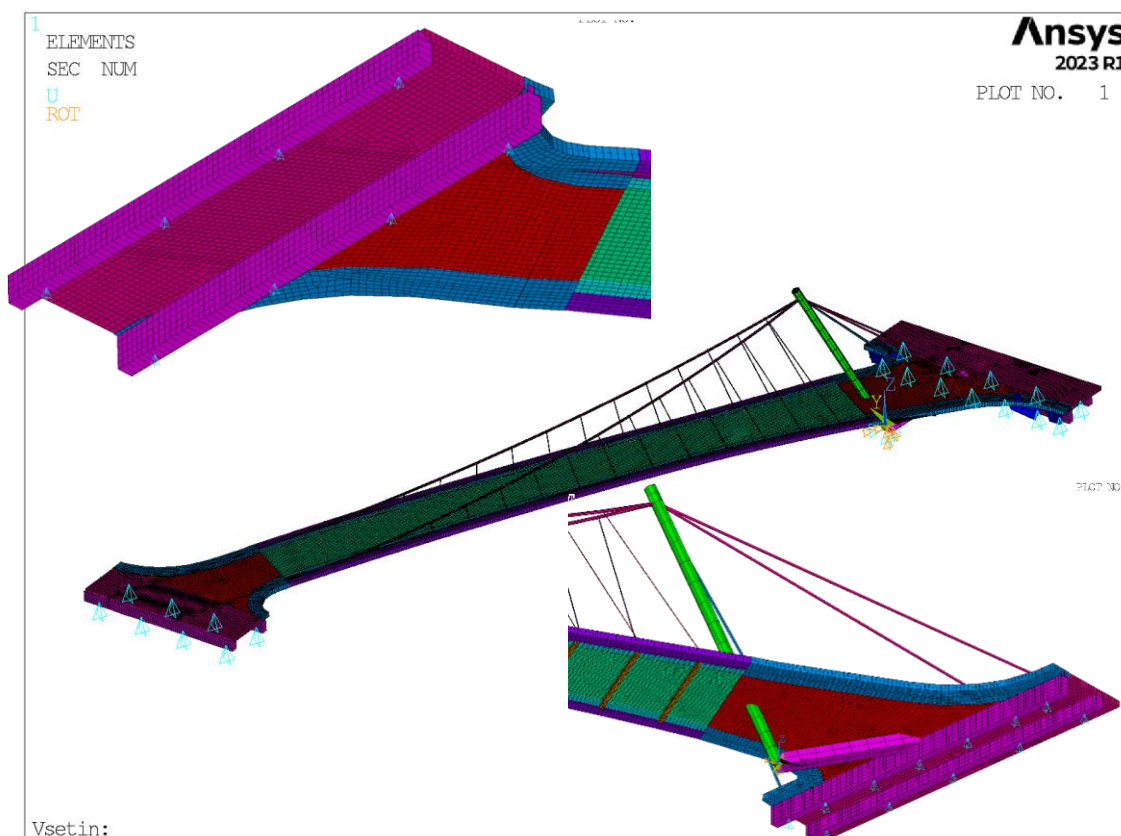


Obr. 3.58 *Postup výstavby lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně*

Napnutím visutých kabelů a upravením napětí v kotvících závěsech se mostovka předejde a odskrúží (Obr. 3.58d). Před osazením zábradlí (ostatní stálé zatížení) se betonová mostovka předejde dvojicí předpínacích kabelů vedených v krajních římsách mostovky.

Statický model byl vytvořen ve dvou výpočtových softwarech - v programu ANSYS 2023 R1 (Obr. 3.59) a MIDAS CIVIL 2022. Jednalo se o 3D prutový model doplněný deskostěnovými prvky, kde je zohledněn postup výstavby a šikmost mostu. Model se skládá z mostovky a stěnových opěr (prvky PLATE v MIDASu a deskostěnové prvky SHELL181 v ANSYSu), pylonu, vzpěry, ocelových trubek pro visuté lano, plechů spojujících trubku (všechno prvky BEAM v MIDASu a BEAM188 v ANSYSu), visutých lan, předpínacích

kabelů, závěsů a kotvicích závěsů (prvky TRUSS v MIDASu a LINK10 v ANSYSu), tuhých prutů mostovky a základů (prvky ELASTIC LINK s vlastností rigid v MIDASu a BEAM188 v ANSYSu) a hmotných bodů simulujících stálé zatížení (prvek MASS v MIDASu a MASS21 v ANSYSu).



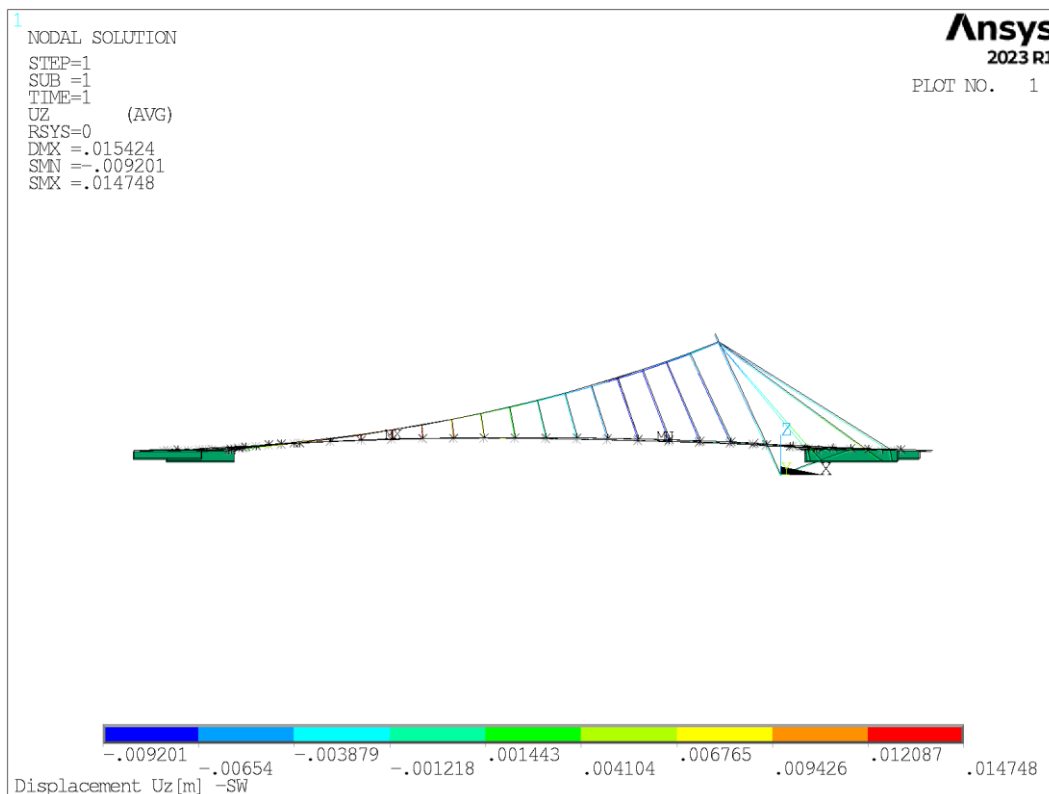
Obr. 3.59 Výpočtový model v programu ANSYS lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně s detaily stěnových opěr

Mostovka je doplněna příčníky modelovanými prutovými prvky na excentricitě. Pro aplikaci zatížení na deskostěnové prvky v programu ANSYS byl použit prvek SURF154.

Podepření lávky je řešeno konzervativně, tj. v místě mikropilot na stěnových opěrách jsou posuvné kloubové podpory a jediný pevný bod modelovaný jako vetknutí je místě styku vzpěry a pylonu. Lávka tak tvoří samokotvený systém.

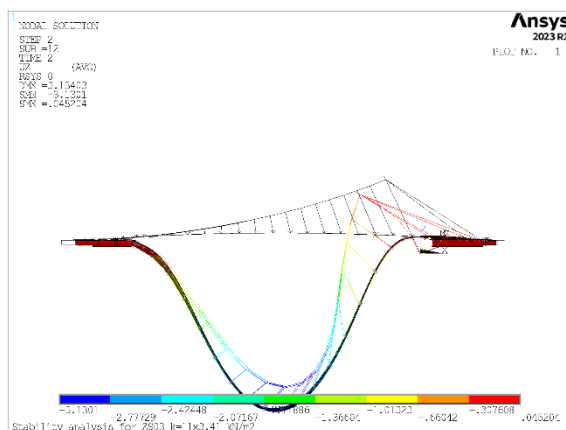
Deskostěnové prvky mostovky jsou se závěsy a trubkou visutého lana spojeny pomocí tuhých prutů / vazeb. Tuhé pruty jsou použity i pro spojení kotvicích závěsů a uzlů podpor u stěnové opěry 2. Tuhým vazbám v ANSYSu nebyla zadána vlastní tíha.

Prokluz mezi předpínacími lany a ocelovou trubkou visutého lana je v program řešen rozdílně. V ANSYSu je využito vazeb CP podobně jako u lávky přes řeku Opavu, viz kapitola 3.4.1. V programu MIDAS je využito klasického předpínacího lana zadaného bez soudržnosti. Výpočet byl proveden jako geometricky nelineární s uvažováním vlivu velkých deformací a s vlivem tahového zpevnění (stress stiffening). Modely v obou programech došly ke shodě výsledků, nicméně pro další analýzu byl použit program ANSYS.

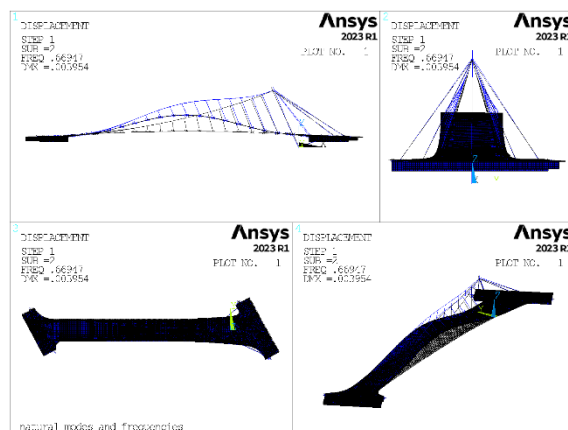


Obr. 3.60 Svislý průhyb od výchozího stavu v programu ANSYS

Provedené výpočty na obou modelech prokázaly statickou i dynamickou funkci lávky v rozhodujících kombinacích při respektování šikmosti a zvoleného postupu výstavby. Správnost výchozího stavu půdorysně zakřiveného visutého kabelu a nakloněného pylonu byla potvrzena jejich téměř nulovým svislým posunem (Obr. 3.60). Konstrukce lávky vyhovovala na oba mezní stavy dle norem [18] až [22].



Obr. 3.61 Stabilita konstrukce od zatížení chodci na celé délce lávky před divergenci výpočtu v programu ANSYS

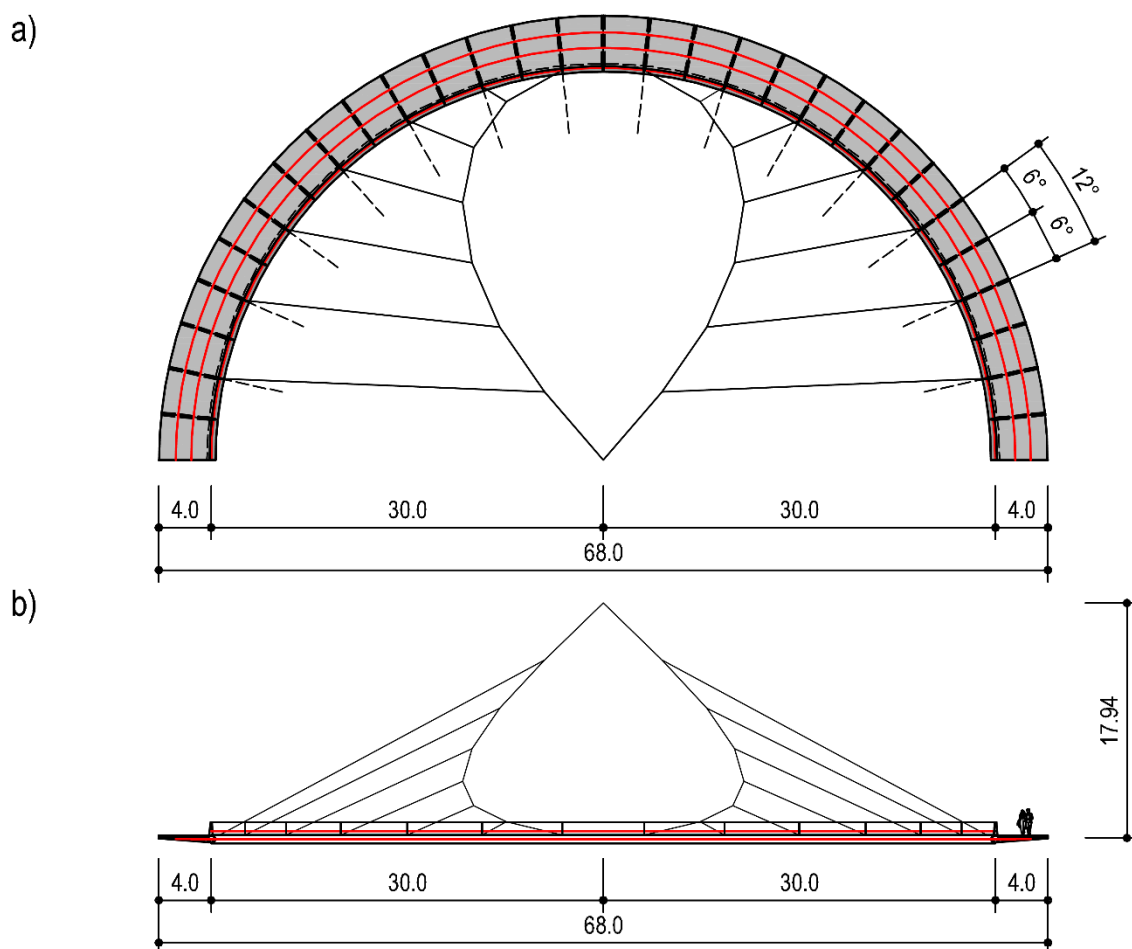


Obr. 3.62 První ohybová frekvence lávky v programu ANSYS

Stabilita celé konstrukce byla ověřena na několika zatěžovacích stavech proměnným zatížením od chodců (Obr. 3.61). Pozornost byla věnována také dynamickému posouzení lávky, která spočívala v provedení modální (Obr. 3.62) a harmonické analýzy. Dosažené zrychlení konstrukce bylo i v tomto případě menší než jeho limitní hodnota.

3.4.3 Studie půdorysně zakřivené visuté konstrukce

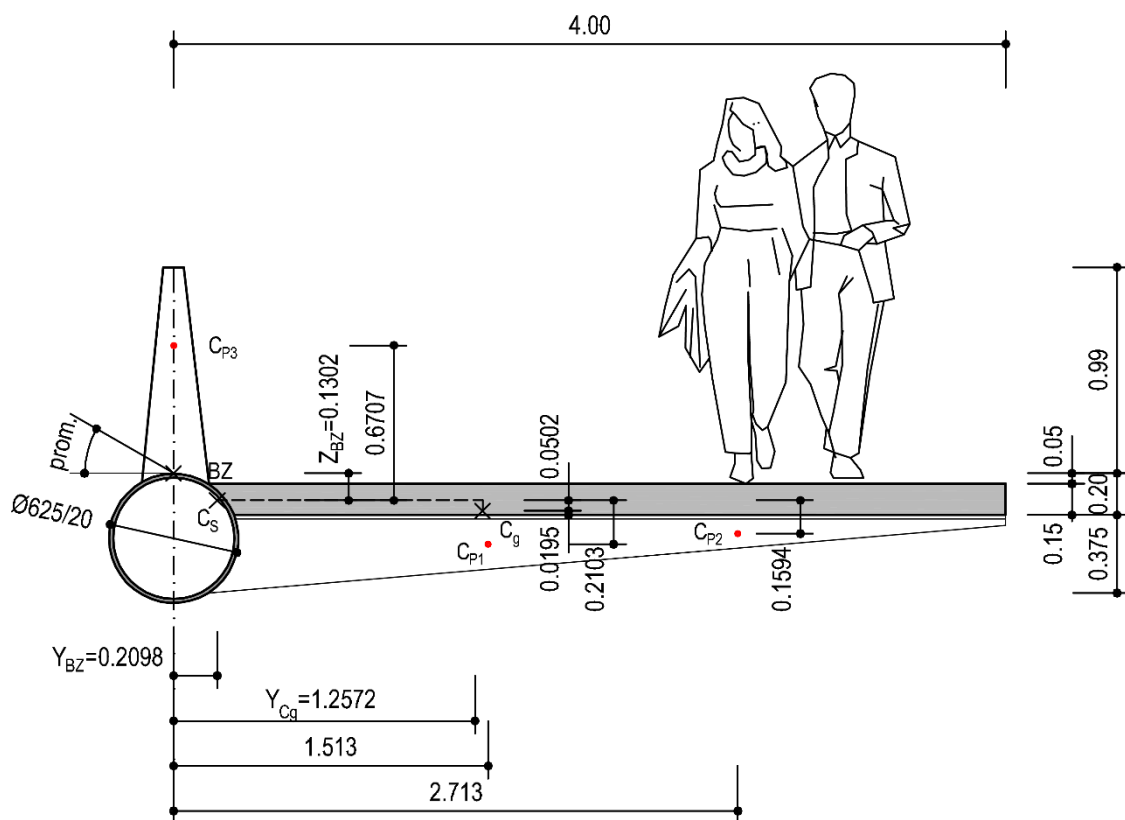
Jedná se o konstrukci lávky, která je tvořena zakřivenou štíhlou betonovou deskou vyztuženou ocelovou trubkou osazenou na její vnitřní hraně - Obr. 3.63. Základní geometrie je převzata ze studie zavěšené varianty (kapitola 3.3.3). Lávka o rozpětí 60 m je situována v půdorysném oblouku s osou o poloměru 32 m vyplňující úhel přesně 180° . Betonová deska a ocelová trubka jsou vetknuty do opěr. Předpětí je vedeno jednak v zábradlí a jednak pod mostovkou ve výztužných příčnicích. Lávka je na 14-ti závěsech zavěšena na visutém laně kotveném v pylonu, který je umístěn ve středu půdorysného oblouku. Výška pylonu je odvozena od zavěšené varianty tak, že svislá vzdálenost od bodu zavěšení k vrcholu pylonu je stejná jako u zavěšené varianty.



Obr. 3.63 Schematický půdorys a pohled studie visuté konstrukce

V příčném směru je zvolena opět kombinace ocelové trubky a betonové desky jako v předcházející zavěšené variantě. Je počítáno s tím, že betonová deska bude spřažena s ocelovou trubicí. Všechny prvky příčného řezu mají stejnou dimenzi a materiály, pouze bod zavěšení byl z důvodu snížení ohybového namáhání zábradlí posunut do vrcholu ocelové trubky, jak je naznačeno na Obr. 3.64. V zábradlí je ponechán předpínací kabel v takové výšce, aby byly splněny podmínky uvedené na Obr. 3.27.

Hledání výchozí polohy půdorysně zakřiveného visutého lana bylo provedeno přesně podle tří kroků uvedených v kapitole 3.4. V prvním kroku byla nalezena předběžná výchozí poloha lana. Vstupní odhadnutou polohu visutého lana tvořil polygon ležící na povrchu kužele s vrcholem v hlavě pylonu a s podstavou danou body zavěšení, přičemž svislé pořadnice bodů styku visutého lana a závěsů byly vypočteny z řešení svislého směru převodem visutého lana na řešení rovinného, dokonale ohebného lana. Za předběžný výchozí polohu visutého lana pak byl prohlášen výsledek iterace, který dosáhl nejmenšího svislého posunutí uzlů visutého lana - maximální svislý posun do 1,0 mm.

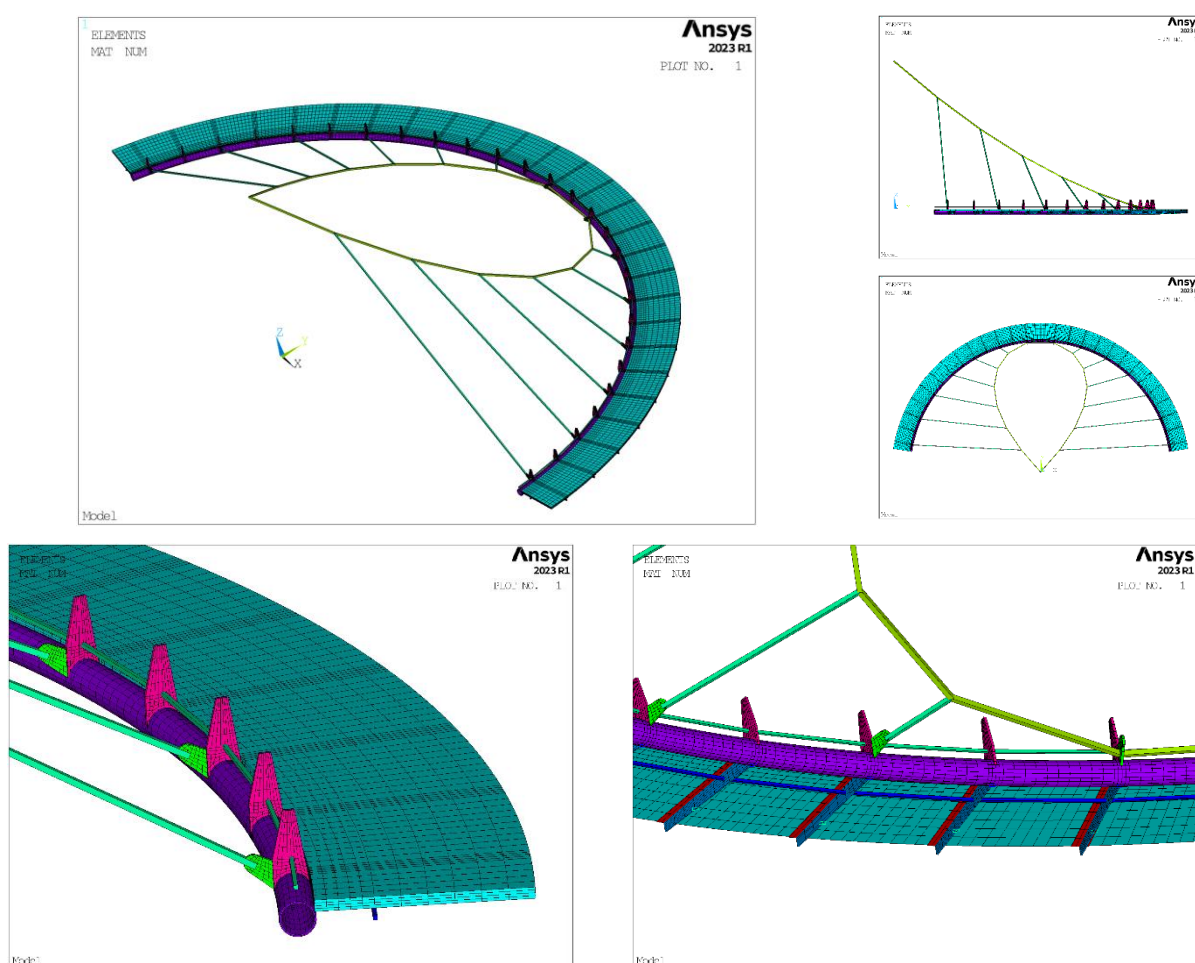


Obr. 3.64 Příčný řez visutou konstrukcí

Ve druhém kroku umožnil dosažený předběžný výchozí tvar zjistit sklony všech závěsů a dokončit hledání polohy předpínacího kabelu v zábradlí. Závěsy vedené z visutého lana z předběžného tvaru už ovšem nesměřují všechny do pomyslného vrcholu pylonu, což je vidět na Obr. 3.63, kde na půdorysu konstrukce jsou vyznačené radiály, které se nekryjí s půdorysným průmětem závěsů. To má za následek vznik nejen vodorovné složky, ale i tečné

složky od závěsu, která způsobí další namáhání mostovky. V disertační práci [44] bylo zkoušeno minimalizovat vzniklé tečné složky použitím jiným křivek mostovky, jako například půlelipsy, paraboly různých stupňů a vzepětí, atd. Odchylka od půlkružnice, a tím i velikost tečného namáhání, se v jednotlivých křivkách významně neliší, vždy je to v řádu procent, proto byla mostovka ve tvaru půlkružnice, ponechána pro další výpočty. Jak bylo naznačeno v kapitole 0, návrh dle rovnice na Obr. 3.27 postačí splnit pouze pro závěs uprostřed rozpětí, který určil výškovou polohu předpínacího kabelu v zábradlí (Obr. 3.64). Velikost předpínací síly ve všech kabelech byla převzata ze zavěšené varianty a to včetně momentu od předpětí.

Ve třetím posledním kroku byla geometrie předběžného výchozího tvaru visutého lana a závěsů vložena do prostorového výpočtového modelu.



Obr. 3.65 Prostorový model v programu ANSYS

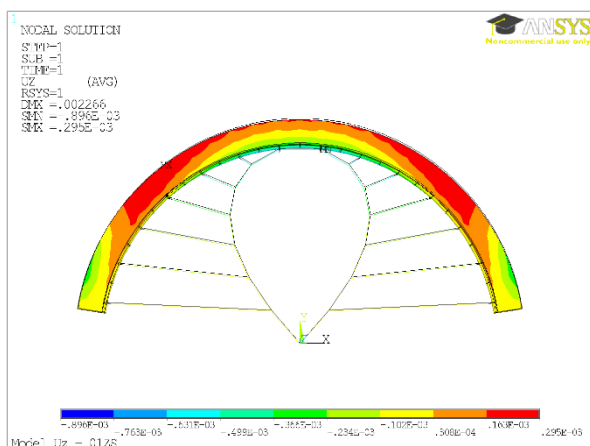
Postup výstavby začíná smontováním ocelové konstrukce pylonu a mostovky podepřené provizorně ve 3 bodech (ve čtvrtinách délky). Poté jsou osazeny visuté lano se závěsy a předpínací kabely, které se napnou na 50 % finální síly. Díky ocelové části mostovky je možné provést bednění a osazení betonářské výztuže bez použití pevné skruže.

Po betonáži mostovky se dopnou předpínací kabely na finální síly a rektifikují se síly v závěsech.

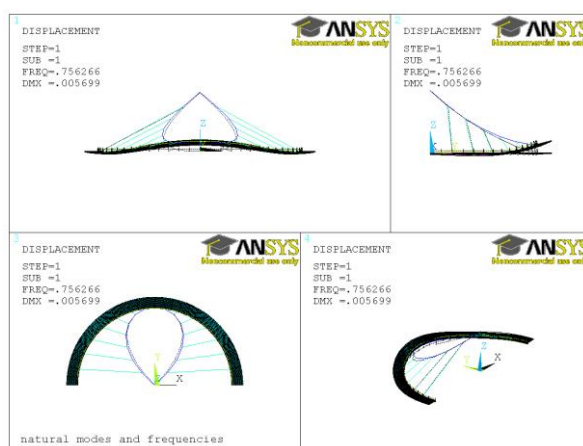
Výpočtový model visuté konstrukce je vytvořen v programu ANSYS. Pro modelování byly využity stejné prvky jako u zavěšené varianty. Pylon byl z analýzy vynechán a je zastoupen pouze neposuvnou podporou ve všech třech směrech. Mostovka je na svých okrajích vetknuta.

Celý výpočet je proveden jako nelineární s vlivem geometrického zpevnění (stress stiffening) a zahrnutím velkých posunů (large deflection).

Statická analýza spočívala zejména v ověření výchozího stavu půdorysně zakřiveného visutého kabelu a potvrzení podmínek rovnováhy podle Obr. 3.27b. Statická analýza dále prokázala, že konstrukce je díky visutému lanu ohybově měkčí a dosahuje vyšších průhybů než konstrukce zavěšená. Maximálního průhybu bylo dosaženo u kombinace, kde zatížení chodci bylo situováno okolo středu rozpětí. Hodnota průhybu je silně ovlivněna tuhostí visutého lana.



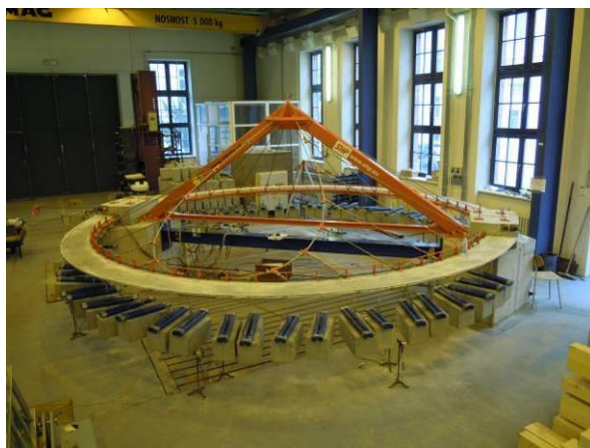
Obr. 3.66 Posunutí uz pro výchozí stav



Obr. 3.67 První svislý ohybový tvar

Dynamická analýza se skládala z analýzy modální a harmonické. Modální analýza odhalila o něco nižší vlastní frekvenci proti zavěšené variantě, a proto byla provedena i harmonická analýza. Z výsledků harmonické analýzy vyplynulo, že konstrukce se chová podobně jako zavěšená, opět vykazovala mírně zvýšenou rychlost kmitání, ale limitní zrychlení konstrukce bylo v pořádku.

Studie výše popsané konstrukce byla ověřena ještě na fyzikálním modelu v měřítku 1:10 (viz [45], [46], [47], [48], [49], [71] a Obr. 3.68). Cílem experimentu bylo ověření konstrukčního řešení, navrženého postupu hledání výchozího stavu konstrukce, odezvy konstrukce na zatížení a zjištění mezní únosnosti konstrukce (Obr. 3.69) a je podrobně popsán v práci [44]. Fyzikální model je z jedné poloviny tvořen půdorysně zavěšenou konstrukcí (viz kapitola 3.3.3) a z druhé poloviny visutou půdorysně zakřivenou konstrukcí. Konstrukce modelu se detailně analyzovala z hlediska konstrukčního, ale neopomenula se modelová podobnost [61] ani postup výstavby modelu.

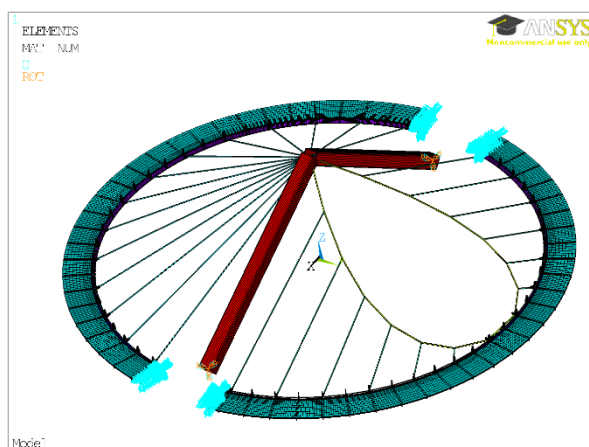


Obr. 3.68 Celkový pohled na dokončený model zavěšené a visuté konstrukce

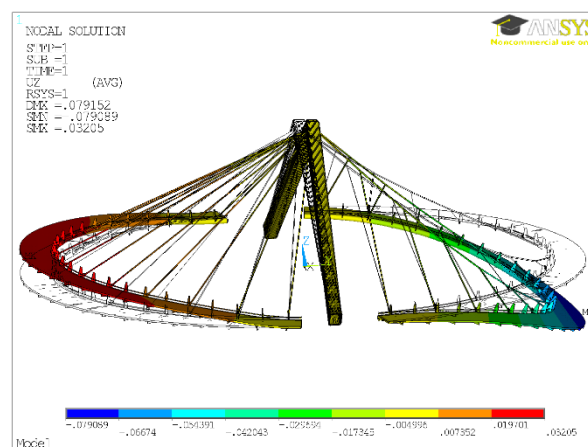


Obr. 3.69 Mezní zatěžovací zkouška visuté části modelu

Důležitým bodem byla sumarizace výsledků měření a jejich srovnání s analýzou na výpočtových modelech. Lze konstatovat, že realizovaný fyzikální model prokázal správnost a bezpečnost návrhu studované konstrukce a výstižnost statické analýzy. Výsledky modelu dále potvrdily správnost nalezení výchozího tvaru obou variant a dodržení rovnováhy průřezu při výchozím tvaru.



Obr. 3.70 Výpočtový model experimentu



Obr. 3.71 Posun uz při zatížení visuté strany modelu (zatížení $2 \times 4 \text{ kN/m}^2$)

Důležitým výsledkem je také úspěšná realizace modelu, během níž byl ověřen navržený postup výstavby a různá konstrukční řešení. Model se během výstavby choval podle předpokladů předběžné statické analýzy. Provedené zatěžovací zkoušky, jak statická, tak mezní, prokázaly vysokou únosnost a tuhost konstrukce na vnější zatížení. Statická analýza, která zde byla použita, se dá doporučit pro budoucí analýzu podobných konstrukcí. Mezní zatěžovací zkouška potvrdila únosnost konstrukce na normou dané mezní zatížení, i když maximální hodnota mezního zatížení modelu se přímo nezjišťovala.

Zkušenosti z realizace a nabyté výsledky tak mohou tvořit základ pro budoucí návrhy podobných konstrukcí v inženýrské praxi. Provedený experiment přispěl k hlubšímu porozumění problematice půdorysně zakřivených zavěšených a visutých lávek pro pěší zavěšených pouze na vnitřní straně.

4 Diagnostika štíhlých betonových konstrukcí

Kapitola se věnuje diagnostice konstrukcí tvořených štíhlou betonovou mostovkou a popisu typických poruch, vad a jejich projevů a příčin. Nejprve jsou vytýčeny hlavní cíle diagnostického průzkumu a poté jsou podrobně rozebrány vybrané diagnostické metody vhodné pro použití právě pro štíhlé betonové mostovky. Metody jsou logicky členěny podle stupně poškození diagnostikované konstrukce na nedestruktivní, semidestruktivní a destruktivní. Poté bylo vytvořeno a popsáno rozvržení průzkumu ve dvou etapách a tyto etapy byly aplikovány na dvou realizovaných diagnostických průzkumech lávek pro pěší z předpjatého pásu. Průzkumy jsou podrobně popsány a součástí jsou i vybrané výsledky, včetně závěrů vedoucím k doporučením pro další postup. Mezi popsané realizované průzkumy patří i průzkum zřícené lávky v Praze Tróji, který byl realizován jiným subjektem. Pro další analýzu je vytvořena podrobná časová osa všech zásahů do lávky se stručným popisem, a poté budou sepsány nové postřehy související s diagnostikou a jejími závěry v duchu předchozích dvou diagnostik.

Na závěr jsou na základě zkušeností s diagnostickými průzkumy lávek pro pěší z předpjatého pásu uvedeny typické poruchy těchto konstrukcí a jejich projevy, které mohou být relevantní i pro ostatní konstrukce se štíhlou betonovou mostovkou. Součástí jsou také předpoklady původního návrhu těchto konstrukcí.

4.1 Cíle diagnostických prací

Na prvním místě je třeba zhodnotit, proč se diagnostické práce vůbec provádějí. Provádějí se za účelem zhodnocení stavebního a statického stavu konstrukce a podstatou je získání dostatečného množství objektivních a upřesňujících informací o jejím stavu. Dosažené informace pak slouží pro možný statický přepočet konstrukce nebo pro formulaci doporučení, zda lze nosnou konstrukci dále provozovat bez omezení a bez rizika, nebo zda je nutné konstrukci zabezpečit například vhodnou stavební úpravou, či zesílením, nebo v krajním případě nechat konstrukci zbourat a odvrátit tak stav havárie.

Z výše uvedeného je jasné, že řídit a provádět diagnostický průzkum konstrukcí tvořených štíhlou betonovou mostovkou může jen člověk s odpovídajícími znalostmi a příslušnou autorizací, který dané problematice hluboce rozumí a ví, jak takováto konstrukce funguje. Například v případě předpjatých pásů, zavěšených nebo visutých konstrukcí se nejedná úplně o klasické předpjaté konstrukce a nelze tedy ani ke konstrukci takto přistupovat. Klasická předpjatá konstrukce havaruje, pokud se přeruší předpínací výztuž, ale tyto konstrukce se přerušením předpínací výztuže dostanou do montážního stavu – např. viz Obr. 3.1a pro předpjaté pásy.

Před započnutím diagnostických prací je třeba neopomenout rešeršní činnost, tj. najít o konstrukci co nejvíce podkladů, jako je například mostní list, projektovou dokumentaci, statický výpočet, mostní prohlídky, dohledání stavebních deníků, kontaktování pamětníků,

atd. Je zřejmé, že čím více informací se podaří o konstrukci zjistit, tím je možno přesněji diagnostický průzkum zaměřit.

Popis vybraných typů konstrukcí tvořených štíhlou betonovou mostovkou byl proveden v předchozí kapitole 3, kde bylo napsáno, z čeho se konstrukce skládají, jak se konstrukce staví, navrhují a posuzují. Pro tyto konstrukce jsou hlavním nosným prvkem nosná lana, visutá lana nebo závěsy, tj. průzkum musí být zaměřen primárně na stav těchto lan a závěsů, a to včetně ochrany lan a závěsů proti korozi. Poté je třeba se zamyslet nad založením konstrukce, zejména pokud jde o konstrukce, jejichž tahová síla je kotvena přímo do základové půdy, tedy konstrukce není samokotvená. Dále se můžeme zaměřit přímo na beton mostovky, který je primárně tlačенý a slouží mimo jiné i jako sekundární ochrana nosné a předpínací výztuže. Předpínací výztuž má za úkol vytvořit v betonu tlakovou rezervu, aby v případě působení proměnného zatížení nedošlo ke vzniku trhlin, nebo v případě segmentové konstrukce k rozevření spár mezi segmenty. Betonářská výztuž je většinou navržena jako pojistný prvek, nebo je navržena jako konstrukční výztuž. Diagnostické práce je tedy třeba zaměřit na výše popsané prvky.

4.2 Vybrané metody diagnostických prací

Existuje množství diagnostických a zkušebních metod [25], které jsou vhodné i na konstrukce tvořené štíhlou betonovou mostovkou. Lze je rozdělit z několika hledisek. Nejčastěji se dělí dle dvou hledisek, podle místa použití na práce provedené v terénu a v laboratoři, a dále dle stupně poškození diagnostikované konstrukce na metody:

- nedestruktivní (zkráceně NDT),
- semidestruktivní a
- destruktivní.

V následujícím textu budou stručně popsány metody, které jsou vhodné a byly použity pro diagnostické práce na konstrukcích tvořených štíhlou betonovou mostovkou.

4.2.1 Nedestruktivní metody (NDT)

NDT metody nenaruší celistvost zkoušené konstrukce, ale je možno místo upravit například zbroušením apod. Pro předpjaté konstrukce existuje celá řada NDT metod, ale nejvíce se využívají následující NDT metody:

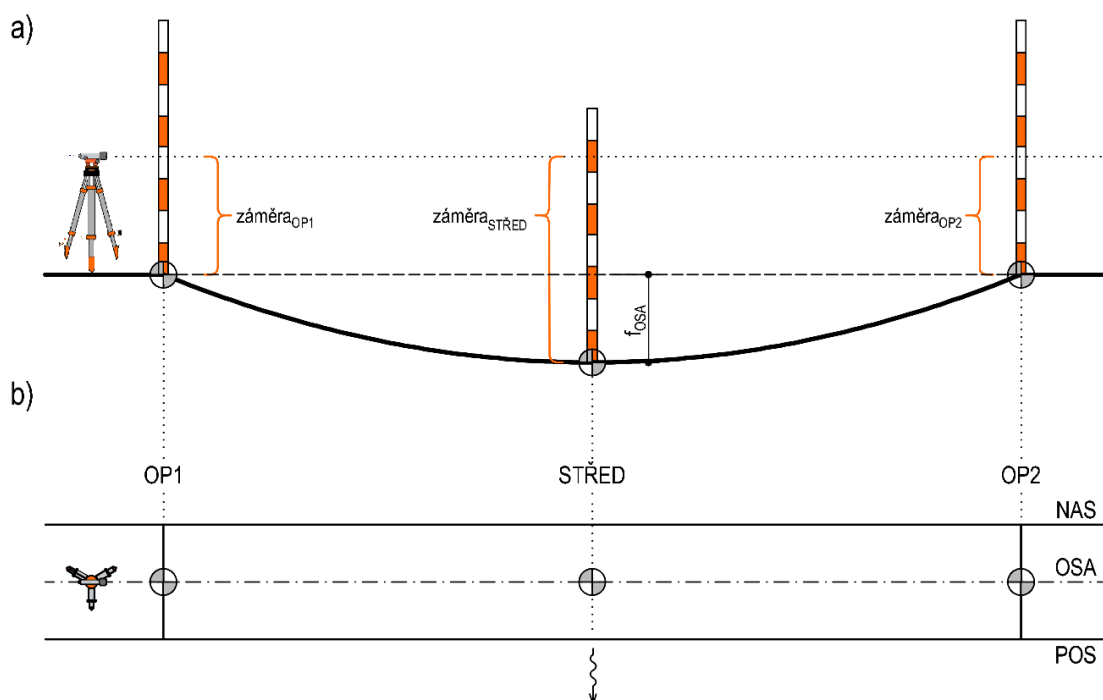
- měření rozměrů konstrukce,
- měření hloubky krycí vrstvy výztuže a lokalizace polohy výztuže,
- akustická trasovací metoda,
- vizuální prohlídka konstrukce,
- tvrdoměrné zkoušky,
- dynamické měření.

Jednotlivé metody budou popsány v kontextu diagnostiky předpjatých pásů, které byly provedeny na dvou konstrukcích.

4.2.1.1 Měření rozměrů konstrukce

Cílem zaměření geometrie mostu je změřit a porovnat základní rozměry, které jsou uvedené např. v projektové dokumentaci, mostním listu, statickém výpočtu apod. Nejprve se za pomoci např. svinovacího metru změří základní rozměry mostovky, případně segmentů, jako délka, šířka, případně poloha dobetonovaných částí příčného řezu a poloha zábradlí. Nakonec lze pomocí pásma, laserového dálkoměru nebo nivelačního přístroje, použitého jako dálkoměr, zaměřit délku nosné konstrukce, světlou vzdálenost opěr a rozpětí mostu.

Pro předpjaté pásy a jejich následný přepočet je velmi důležitým parametrem hodnota vzepětí, nebo-li průvěsu předpjatého pásu. Vzepětí se určuje jako výškový rozdíl mezi povrchem podpěr a středem rozpětí pásu (mostovky) v každém poli. Protože jsou předpjaté pásy velmi citlivé na teplotní účinky, je nutné pro každou hodnotu průvěsu stanovit i teplotu konstrukce.



Obr. 4.1 Schéma technické nivelace a) v podélném řezu, b) v půdoryse

Pro stanovení vzepětí pásu se typicky může použít technické nivelace (zkráceně TN), která se provádí určením výškových rozdílů pomocí nivelačního přístroje a nivelační latě. Nivelační přístroj není možné umístit na lávku, protože je předpjatý pás velmi citlivý na průhyb (vliv teploty a váhy měřiče) a proto může být použita modifikovaná TN ze středu se základní přesností. Modifikace TN ze středu spočívá v umístění přístroje nikoli na střed mostu, ale na jednu z podpěr (Obr. 4.1).

Cílem TN je stanovit vzepětí pro různé teploty konstrukce a dá se i rozšířit na posouzení tvarové shody podélného a příčného profilu. V rámci tvarové shody je doporučeno pomocí TN výškově zaměřit pás po předem zvolené ekvidistantní vzdálenosti, případně u segmentové konstrukce zaměřit všechny spáry mezi segmenty. V příčném řezu je doporučeno sledovat vždy 3 body na horním líci konstrukce, tj. osu mostu (střed příčného řezu) a okraje říms na návodní a povodní straně mostu. Výsledkem je pak porovnání výškových rozdílů mezi skutečným zaměřením a teoretickou křivkou (standardně řetězovka nebo parabola II. stupně) v bodech příčného řezu. Pro výpočet vzepětí se doporučuje stanovit vzepětí v ose mostu (na Obr. 4.1 označeno jako bod OSA) pomocí vzorce (4.1):

$$f_{OSA} = záměra_{STŘED} - \left(\frac{záměra_{OP1} + záměra_{OP2}}{2} \right) \quad (4.1)$$

Pro budoucí přepočet mostu je nutné stanovit vzepětí pro základní teplotu 10 °. Jednoduše stačí provést alespoň 2 měření vzepětí pro dvě různé teploty a vzepětí pro základní teplotu pak určit interpolací.

4.2.1.2 Měření hloubky krycí vrstvy výztuže a lokalizace polohy výztuže

Pro lokalizaci betonářské nebo předpínací výztuže v existující konstrukci a případně ověření jejího množství a polohy dle projektové dokumentace je možné použít indikátory výztuže.



Obr. 4.2 Vyhledání betonářské výztuže pomocí indikátoru výztuže na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži

V současné době se pro tento účel nejčastěji používají elektromagnetické indikátory výztuže od firem Bosch, Hilti, atd. Přístroje jsou založené na principu elektromagnetického

pole, tvorbě vířivých proudů a magnetických vlastnostech ocelové výztuže. Zásadní nevýhodou je dle [5] hloubka uložení předpínací, případně betonářské, výztuže, protože hloubkový dosah sond je velmi omezený daný z principu přístroje. Nicméně pro využití této velmi jednoduché metody hovoří fakt, že jsme schopni snadno lokalizovat nejbližší betonářskou výztuž, ke které se pak snadno dostaneme pomocí semidestruktivních, případně destruktivních metod.

4.2.1.3 Akustická trasovací metoda

Akustické trasování je informativní nenormová metoda diagnostického průzkumu, jejímž principem je odposlech a vyhodnocení akustické odezvy po vyvolání zvukového impulsu poklepem tvrdým předmětem na vzdušný líc zkoušeného prvku konstrukce. Akustická odezva může být následující:

- zvonivá,
- dunivá,
- křaplavá.

Metodu lze aplikovat na horní povrch konstrukce za účelem posouzení soudržnosti nanesených souvrství s nosnou konstrukcí, případně pro nalezení dutin a kaveren. Při zvonivé odezvě lze předpokládat vyhovující adhezní pevnosti nanesených souvrství a vyhovující kohezní pevnost jednotlivých materiálů. Stejně tak lze při zvonivé odezvě předpokládat, že vrstva (např. litý asfalt) je ve zkoušeném místě kompaktní, bez dutin a kaveren. Při dunivé odezvě je zaveden předpoklad problematické kvality kohezní nebo adhezní pevnosti jednotlivých materiálů či, v případě zkoušení kompaktnosti, nalezení místa s dutinou. Při křaplavé odezvě je téměř spolehlivá predikce poruch a vad způsobených nevyhovujícími hodnotami adhezních pevností (rozpad horní vrstvy).

Metodu je vhodné aplikovat systematicky, např. ve zvoleném rastru po celé délce zkoušené konstrukce tak, aby byla nalezena problematická místa, která jsou poté vyselektována pro detailní zkoumání např. aplikací sondážních vrtů či zkoušek přídržnosti. Pro vyvolání zvukového impulsu poklepem lze použít jednoduché nástroje, např. teleskopickou tyč zakončenou úderníkem s kovovou kuličkou nebo kladívko. Podmínkou použití nástroje je jeho dostatečná tuhost. Další informace o popsané metodě lze nalézt v [10].

Akustická trasovací metoda byla použita při diagnostice předpjatých pásů hlavně pro stanovení soudržnosti svršku tvořeného nejčastěji litým asfaltem nebo plastbetonem s nosnou konstrukcí.

4.2.1.4 Vizualní prohlídka konstrukce

Vizuální kontrola představuje odbornou prohlídku stavu mostu a jeho součástí, vizuální odhalení poruch mostního objektu a jejich popis. Dle ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací se sleduje zejména:

- porušení betonu - typicky trhliny, lokální a plošné odpadávání betonu, výkvěty a výluhy, hnízda, graffiti apod.,
- funkčnost mostní izolace (vlhká nebo mokrá místa),
- mechanické poškození konstrukce (náraz vozidla apod.),
- obnažení výztuže betonových konstrukcí,
- koroze betonářské / předpínací výztuže a kotev předpínacích systémů,
- opotřebení povrchu vozovky (nerovnosti, vyjeté koleje apod.),
- poškození konstrukce chemickými vlivy,
- poškození mostního vybavení.

Součástí vizuální kontroly je i fotodokumentace, která dokládá veškeré zjištěné poruchy a při dalších prohlídkách (např. pro dlouhodobé sledování) slouží k porovnání vývoje závad a poruch, které nebyly odstraněny.

4.2.1.5 Tvrdoměrné zkoušky

Podstatou tvrdoměrné zkoušky je posouzení rovnoměrnosti uloženého betonu, případně ohraničení míst s nižší třídou betonu nebo poškozeného betonu. Nejčastěji se volí Schmidtův tvrdoměr typu N, což je klasická odrazová tvrdoměrná metoda, která se řídí normou ČSN EN 12504-2. Při zkoušce Schmidtovým tvrdoměrem se zjišťuje velikost energie odrazu úderného beranu, ze které se stanoví pevnost betonu v tlaku. Metoda se může použít nejen pro stanovení pevnosti betonu v tlaku, ale také k potvrzení, že tlacený beton má přibližně stejné rozložení pevnosti v tlaku po celé délce. Vzhledem k malým tloušťkám štíhlých betonových mostovek není možné odebrat standardní zkušební tělesa pro tlakovou zkoušku, která by upřesnily kalibrační křivku. Proto pro porovnání postačuje použití nezaručené pevnosti betonu v tlaku a aplikace obecné kalibrační křivky.

4.2.1.6 Dynamické měření

Dynamická měření je vhodná NDT metoda zejména pro případ, kdy máme dostupné dynamické parametry z provedené dynamické zkoušky lávky (při uvedení do provozu), nebo máme dostupný původní statický výpočet s dynamickou analýzou. Dynamickými parametry rozumíme zejména vlastní tvary a frekvence konstrukce. V případě potřeby mohou být dynamické parametry rozšířeny o útlum a maximální vodorovné a svislé zrychlení konstrukce. Pokud nemáme dostupné výsledky dynamické zkoušky, ani statický výpočet, může nám měření posloužit jako měření referenční pro dlouhodobé sledování dynamických parametrů v čase.

Dynamickým měřením jsou stanoveny vlastní tvary a frekvence pomocí metody zvané provozní modální analýza (OMA – Operational Modal Analysis). Provozní modální analýza je metoda experimentálního stanovení modálních parametrů měřeného objektu při běžném provozu. Budící síly působící na konstrukci nejsou známy ani zaznamenávány – kmitání

konstrukce je vybuzeno jejím provozem. Předpokladem pro provozní modální analýzu je, že buzení je širokospektrální a že jsou vybuzeny všechny módy. Metoda má oproti alternativní experimentální modální analýze několik výhod: podává informaci o modálních parametrech konstrukce při jejím běžném provozu a skutečných okrajových podmínkách, je nenáročná na instalaci a není potřeba drahé zařízení pro buzení harmonické odezvy konstrukce (budič kmitů).

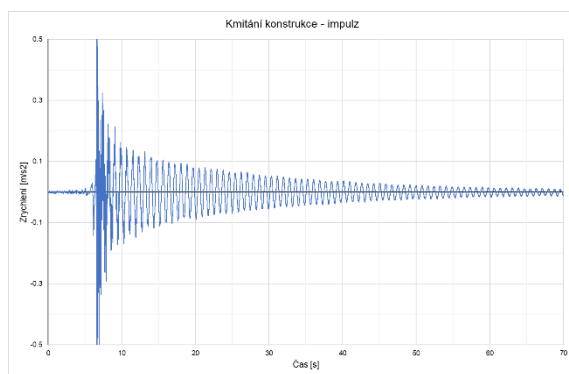


Obr. 4.3 Vybuzení lávky poskokem dvou osob

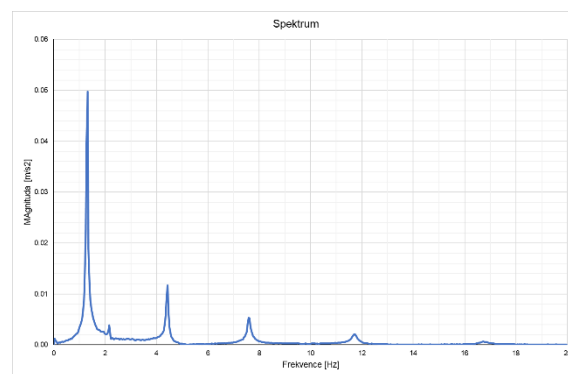


Obr. 4.4 Vybuzení lávky přechodem dvou osob

Snímače zrychlení jsou umístěné pomocí magnetu a nalepené ocelové podložky na konstrukci v podélném, případně příčném směru. Záznam signálu je proveden pomocí měřicí ústředny a notebooku. Rozmístění snímačů zrychlení je pro podélný směr doporučeno rovnoměrné v osminách rozpětí, případně pro torzní tvary respektuje polohu částí konstrukce s předpokládanou největší výchylkou a zrychlením.



Obr. 4.5 Záznam ze snímače zrychlení v čase



Obr. 4.6 Frekvenčního spektra konstrukce ve vybraném bodě

Pro podélné tvary se snímače umísťují v podélné ose konstrukce, pro torzní tvary se poloha volí na okrajích příčného řezu. Kmity mohou být vybuzeny jednorázovým impulzem (synchronní poskok více osob Obr. 4.3) v daném řezu, nebo pohybem osoby či skupiny osob po sledované konstrukci (Obr. 4.4). Za pohyb je v případě lávky pro pěší považována chůze osoby či skupiny osob o frekvenci cca 2 Hz. Rovněž během osoby či skupiny osob s frekvencí

cca 3 Hz lze podélné i torzní tvary kmitání vybudit. Tímto postupem dojde k efektivnímu vybudení nižších tvarů kmitání. Délka záznamů bývá často nastavena minimálně na 90 s. Měření má být doplněno o záznam aktuální teploty.

Měření synchronního přechodu osob je s výhodou prováděno za bezvětrí a za vyloučeného provozu na mostní konstrukci. Vybudení impulzem je možné nahradit měřením skutečného provozu lávky.

Záznamy kmitání ze snímačů (Obr. 4.5) jsou dále podrobeny frekvenční analýze metodou FFT a jedním z dostupných programů je provedena analýza za použití metody FFD [9]. Metoda pracuje se záznamy kmitání v jednotlivých bodech po Fourierové transformaci. Z nich se následně počítá tzv. výkonová spektrální hustota (matice PSD). Rezonanční vrcholy identifikující vlastní frekvence jsou nalezeny singulárním rozkladem matice PSD na singulární čísla a singulární vektory. Na základě průběhů singulárních čísel jsou identifikovány vlastní tvary a vlastní frekvence lávky – vrchol v grafu singulárních čísel identifikuje vlastní frekvenci (Obr. 4.6). Vlastním tvarem je singulární vektor odpovídající danému singulárnímu číslu.

Cílem metody dynamického měření je stanovení vlastních tvarů a vlastních frekvencí sledované konstrukce a jejich vzájemné porovnání s výchozími hodnotami frekvencí určenými, buď při první dynamické zkoušce, nebo ze statického výpočtu.

4.2.2 Semidestruktivní metody

Během provádění semi-destruktivních (SDT) diagnostických metod dochází k řádově menším zásahům do konstrukce oproti metodám destruktivním, a přitom výsledky získané ze SDT metod jsou pro vyhodnocení stavu předpínací výztuže srovnatelné. Z konstrukce se extrahují malé vzorky z nosných prvků konstrukce takovým způsobem, že jejich velikost (a tím ovlivnění konstrukce) je vzhledem k velikosti celé nosné konstrukce prakticky zanedbatelná (na úrovni jednotek procent v daném zkušebním řezu) [3].

Hlavním omezením SDT metod je nutnost provedení relativně velkého počtu sond k předpínací výztuži tak, aby získané výsledky co nejlépe vystihovaly skutečný stav výztuže.

Mezi používané SDT metody pro předpjaté pásy patří:

- sondážní vrty k nosné a předpínací výztuži,
- vizuální endoskopická defektoskopie.

4.2.2.1 Sondážní vrty k nosné a předpínací výztuži

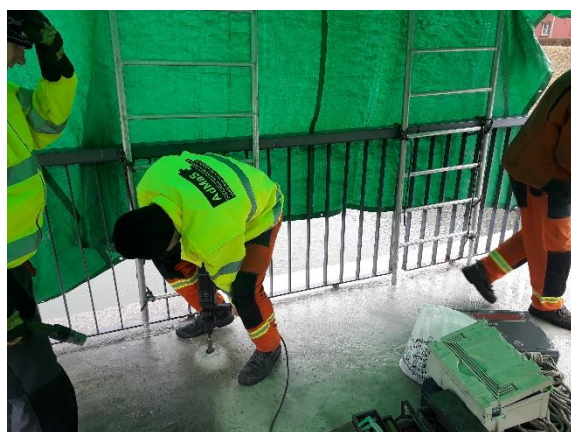
Pro zjištění stavu nosné a předpínací výztuže v nosné konstrukci je třeba otevřít vrtané sondy nejčastěji s využitím příklepového vrtání vrtákem s tvrdokovovou korunkou (nebo jádrovým vrtáním diamantovou korunkou s vodním výplachem nebo bez vodního výplachu).

Postup je takový, že se nejprve NDT metodami (např. pomocí elektromagnetického indikátoru výztuže – viz kapitola 4.2.1.2) ověří množství a poloha jednotlivých betonářských

prutů ve zkoumané části konstrukce (obvykle v hloubkách cca 30 – 50 mm). Množství a poloha takto nalezené betonářské výztuže se ověří s projektovou dokumentací, je-li tato dokumentace k dispozici.

V dalším kroku se za pomoci NDT metod a projektové dokumentace určí poloha předpínací výztuže (obvykle v hloubkách 60 mm a více). Po nalezení předpokládaných poloh předpínacích kabelů se následně definují vhodná místa mezi betonářskou výztuží pro provedení vrtaných sond k předpínací výztuži.

Průměr vrtaných sond se nejčastěji volí v rozmezí 40 – 65 mm v závislosti na daných podmínkách a na výsledcích předchozího nedestruktivního šetření (v případě vrtání diamantovou korunkou mohou být průměry sond i větší). Vrtané sondy k předpínací výztuži lze provádět z horního i dolního povrchu konstrukce (Obr. 4.7 a Obr. 4.8).



Obr. 4.7 Vrtané sondy prováděné shora



Obr. 4.8 Vrtané sondy prováděné zespod z prohlížecké plošiny

Po otevření vrtané sondy následuje vizuální zhodnocení stavu odkryté předpínací výztuže a také kontrola stavu betonu po výšce vrtané sondy.

Všechny zjištěné skutečnosti jsou zaznamenány do protokolu o provedené sondě - Obr. 4.9. Každý protokol obsahuje jednoznačné označení sondy a její umístění na nosné konstrukci (včetně schémat umístění), geometrické charakteristiky vrtu (průměr, hloubka), fotografie pořízené během diagnostických prací (celkový pohled, detail sondy) a také zhodnocení sondy.

Vizuálním zhodnocení sondy se zejména zjišťuje stupeň koroze předpínacích lan, kvalita obetonování předpínací výztuže (či kvalita injektáže v případě kabelových kanálků) a vlhkostní poměry betonu. Za účelem systematického klasifikování stavu sondy probíhá vyhodnocení pomocí zařídění jednotlivých sledovaných ukazatelů podle níže uvedených stupnic stavu. Stupnice pro klasifikaci stavu betonu sondy k předpínací výztuži pak může být:

- plná injektáž,
- mezerovitá injektáž,
- bez injektáže.

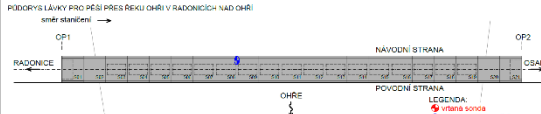
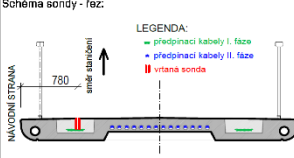
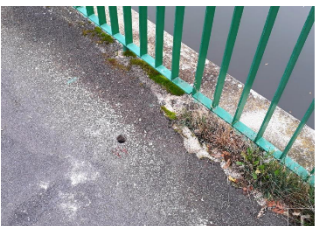
Vybrané problémy štíhlých betonových mostovek předpjatých pásů, zavěšených a visutých konstrukcí

Stupnice pro klasifikaci stavu betonu sondy k nosné výztuži, kde není použité injektáže, ale výztuž je chráněna pouze monolitickým betonem:

- plné obetonování,
- bez obetonování.

Pro klasifikaci koroze nosné i předpinací výztuže je vybrána zjednodušená stupnice, protože do značné míry se jedná o subjektivní metodu:

- bez koroze,
- povrchová koroze,
- hloubková koroze,
- korozivní rozpad.

PROTOKOL O PROVEDENÉ VRTANÉ SONDĚ	
Akce:	Diagnostický průzkum lávky pro pěší přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří - ETAPA I
Datum:	24.10.2019
Označení sondy:	S08-S09h KI-N
Sonda k:	předpinací kabely I. fáze
Umístění sondy:	spára mezi segmenty S08-09
Část dílce DSL:	návodní strana
Povrch dílce DSL:	horní povrch
Typ vrtání:	tvrdokovové; příklepové
Odběr vzorků do lab.:	ano
Umístění sondy na konstrukci - půdorys:	
	
Schéma sondy - řez:	
	LEGENDA: - předpinací kabely I. fáze - předpinací kabely II. fáze - vrtaná sonda
Geometrie sondy:	
Průměr:	40 mm
Hloubka:	150 mm
Vizuální zhodnocení sondy:	
Stav betonu sondy:	plně obetonování
Koroze výztuže:	povrchová koroze
Vlhkost betonu sondy:	vlhký beton
Laboratorní zhodnocení sondy:	
Vodíkový oxp. pH:	11.80
Chloridová koroze:	0.02
Fotografie/náčrt sondy (celkový pohled/detail):	
	



Obr. 4.9 Protokol o vrtané sondě

Vlhkost betonu vrtané sondy, resp. injektáže, lze klasifikovat jako:

- suchý beton,
- vlhký beton,
- mokrý beton,
- vodní nálev.

Součástí provádění vrtané sondy by mělo být i odebrání vzorků betonu pro laboratorní zkoumání, která by měla být uvedena v protokolu Obr. 4.9. Zejména se jedná o stanovení

hodnoty vodíkového exponentu pH betonu v okolí předpínací výztuže a definování tzv. chloridové koroze.

Jestliže zjištěná hodnota pH je menší než 9 (např. vlivem karbonatace betonu, nebo hlavně dlouhodobým louhování výztuže v pronikající srážkové vodě), dochází k narušení pasivační vrstvy a nastává proces koroze výztuže. Chloridová koroze se zkoumá na vodním výluhu, kde se určuje obsah chloridových iontů, kde pokud je výsledný poměr koncentrace c_{Cl^-}/c_{OH^-} větší než 0,6, lze předpokládat korozi výztuže.

Po provedení sondy a po jejím vizuálním zhodnocení je nutno sondu zapravit, nejlépe za pomoci nesmrštivé zálivky (GROUTEX, apod.) - Obr. 4.10.



Obr. 4.10 Zapravení sondy nesmrštivou zálivkou

Výstupem provedených sond a jejich protokolů je odhad procenta korozního oslabení nosné a předpínací výztuže pro jednotlivá místa konstrukce a určení míst bez soudržnosti výztuže, tj. míst bez injektáže (předpínací kabely) nebo obetonování (nosná lana). Tyto údaje jsou pak zohledněny při tvorbě výpočtových modelů stávající konstrukce. Koroze je zahrnuta uvažováním menší plochy předpínacích a nosných lan, a místa bez injektáže zase umožněním podélného posunu (prokluzu) mezi prvky betonu a předpínacího lana – viz kapitola 3.1.1.

4.2.2.2 Vizuální endoskopická defektoskopie

Vizuální endoskopická defektoskopie je velice efektivní SDT pro vizuální průzkum a kontrolu běžně nepřístupných prostor zejména dutin např. nezainjektovaných kabelových kanálků, nedobetonovaných dutin (kaveren), dutin pro kabelové chráničky apod.

Vizuální endoskopická prohlídka se realizuje především za účelem identifikace případných skrytých vad či poruch nosných konstrukcí. Vizuálně se hodnotí zejména aktuální stav nosné a předpínací výztuže z hlediska koroze, výskyt staticky významných trhlin a mechanických poškození [25].



Obr. 4.11 Neobetonované nosné kabely
(betonová směs se neprotlačila přes kabely
v době výstavby)



Obr. 4.12 Nezainjektovaný kanálek
předpínací výztuže (viditelná hladina
injektáže)

Semi-destruktivní charakter provedení vizuální endoskopie spočívá ve skutečnosti, že není nutno otevírat velké průzkumné sondy nebo demontáž lokálních částí konstrukce. Pro realizaci endoskopie stačí vyvrtat malý sondážní vrt o minimálním průměru cca 8 až 12 mm (průměr vrtu závisí na typu endoskopu). Pro stavební diagnostickou endoskopii se zpravidla používají technické, resp. průmyslové endoskopy. Jedná se o optické přístroje pro vizuální kontrolu obtížně přístupných či nepřístupných míst. Pomocí snímacího zařízení, které je umístěno na pevném či ohebném kabelu, se přenáší obraz z místa pozorování k pozorovateli. V dnešní době se nejčastěji využívají tzv. videoskopy, které spočívají v digitalizaci obrazu kamerou a jeho zobrazení přímo na displeji přístroje ve formě videosekvencí nebo fotografií. Data z provedeného průzkumu lze zpravidla uložit do paměti přístroje nebo přímo na externí uložení (nejčastěji micro SDXC karty apod.). Po dokončení prohlídky jsou tyto otvory jednoduše zapraveny [25].

Závěry z endoskopického průzkumu jsou poté vytvářeny na základě vizuálního vyhodnocení dat z endoskopu. Endoskop je nejčastěji použit pro odhalení nezainjektovaných kanálků, případně dosahu injektáže (Obr. 4.12), nebo pro odhalení kaveren v obetonávce nosných lan (Obr. 4.11).

4.2.3 Destruktivní metody

Výsledky získané destruktivními metodami (DT) poskytují zpravidla nejlepší výsledky pro potřeby posouzení míry koroze předpínací výztuže, ale v praxi nejsou na reálných konstrukcích použitelné, protože jejich použitím na konstrukci vznikají nevratné zásahy do nosné konstrukce, které negativně ovlivňují přerozdělení napětí v předpjatém průřezu. Takovým zásahem do konstrukce může být narušení stability konstrukce anebo výrazně snížena schopnost konstrukce odolávat normovým zatížením. Proto je jejich uplatnění při reálných diagnostických průzkumech existujících konstrukcí pro zjištění stavu předpínací výztuže prakticky vyloučené. Vhodné tak jsou pouze pro patologické diagnostiky, tj. při bourání konstrukce.

4.3 Provedené diagnostiky předpjatých pásů

4.3.1 Doporučený etapovitý postup

Výše popsané metody byly využity pro podrobné diagnostické průzkumy dvou lávek z předpjatého pásu: lávky přes řeku Moravu v Kroměříži [38] a lávky přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří [42]. Oba diagnostické průzkumy byly provedeny pod odborným vedením doc. Ing. Ladislava Klusáčka, CSc.

Protože došlo v prosinci roku 2017 ke zřícení lávky v Praze Tróji, bylo nutné omezit riziko při provádění diagnostického průzkumu. S ohledem na minimalizaci rizik realizátorů diagnostického průzkumu, následně vlastníka a uživatelů lávky se osvědčilo etapovité rozvržení průzkumu.



Obr. 4.13 První etapa průzkumu – lávka přes Moravu v Kroměříži



Obr. 4.14 Druhá etapa průzkumu – lávka přes Ohří v Radonicích nad Ohří

První etapa je zaměřená na použití lehké techniky a přístupu pouze shora (Obr. 4.13). Cílem etapy bylo prověření zbytkové schopnosti nosných lan přenášet tíhu konstrukce, byly

prováděny odběry vzorků betonu pro první laboratorní analýzy s následným vodotěsným zapravením sondážních vývrtů provedených shora k nosným a předpínacím lanům.

V průběhu druhé etapy probíhá zkoumání lávky ze spodního povrchu pomocí posuvné zvlášť vytvořené prohlížecké plošiny (Obr. 4.14) v souladu se stanovenou metodikou. Sondování je prováděno z dolního povrchu konstrukce sondážními vývrty svisle opět k nosným i předpínacím lanům.

4.3.2 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži

Lávka pro pěší a cyklisty přemostňující řeku Moravu v Kroměříži (Obr. 4.15) byla uvedena do provozu v roce 1983 a má prakticky stejné konstrukční uspořádání jako konstrukce lávky v Radonicích nad Ohří - popis viz kapitola 3.1.1, pouze rozpětí lávky je nepatrně kratší a to 63,0 m.

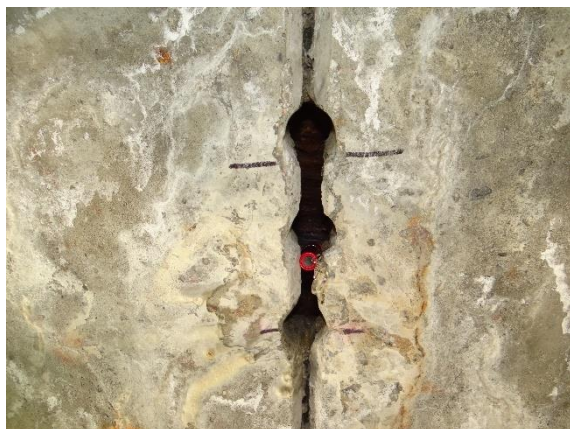


Obr. 4.15 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži (březen 2018)

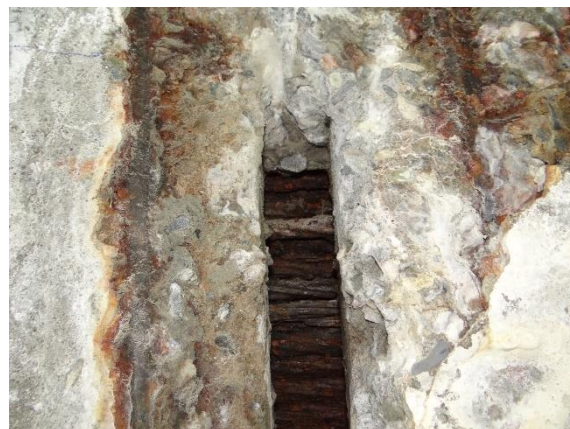
Diagnostika lávky proběhla od února do května 2018. V rámci první etapy průzkumu bylo provedeno 6 vrtaných sond k nosným kabelům (pouze shora nosné konstrukce). Na základě výsledků první etapy bylo možné rozhodnout, že lze pokračovat s prováděním diagnostického průzkumu další etapou bez rizika náhlého selhání konstrukce. Nosné kabely byly buď zcela bez koroze, nebo s povrchovou korozí. Na povodní straně v první polovině mostu byla nosná lana shora také obklopena betonem, který byl vlhký až plně nasycený vodou a v mezerách mezi lany se nacházel vodní nálev.

V rámci druhé etapy bylo provedeno 60 vrtaných sond, z toho 30 k nosným lanům a 30 k předpínací výztuži. Na Obr. 4.18a je shrnutí prosondovanosti druhé etapy průzkumu (pouze zespod nosné konstrukce), na Obr. 4.18b jsou vyneseny isopásma koroze veškerých kabelů (nosných i předpínacích).

Ze závěru diagnostického průzkumu [38] vyplynulo, že na návodní straně byla kolem poloviny délky objevena ze spodní strany plochého svazku nosných lan nezabetonovaná kaverna z doby výstavby, a to v délce cca 9 m - Obr. 4.11.

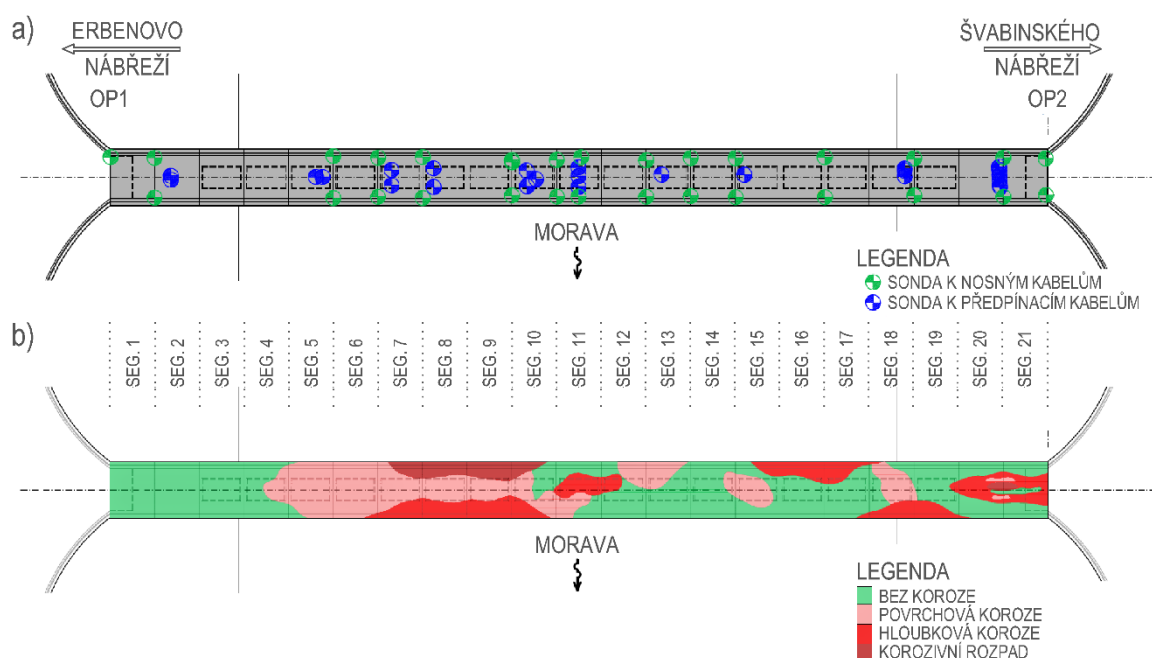


Obr. 4.16 Sondážní vrt
k předpínacím lanům



Obr. 4.17 Stav nosných lan ve spáře

Prostor kaverny byl prázdný se stopami po vytékání vody (výluhy a krápníky z vápenitých výluhů). Nosná lana zastižená v nedobetonované kaverně byla některá přerušena, další byla narušená hloubkovou korozí jednotlivých drátů (Obr. 4.18).



Obr. 4.18 Vybrané výsledky druhé etapy průzkumu a) půdorys lávky s vyznačením provedených sond, b) izopásma stavu koroze

Kromě zmíněných částí uprostřed rozpětí lávky byla nosná lana pozorována s převážně povrchovou korozí a byla obklopena betonem s dostatečným pH. Předpínací lana byla plně

funkční a obklopena ochranou injektáží s výjimkou úseku před levobřežní opěrou, kde v délce dvou dílců bylo 50 % lan z doby výstavby nezainjektováno a současně zasaženo hloubkovou korozí (Obr. 4.16 a Obr. 4.18).

Laboratorní rozbor reakce okolního betonu ukázaly, že pH betonu je silně zásadité (u většiny vzorků se pH pohybovalo mezi 9.6 až 11.8, přičemž pro trvalou ochranu výztuže postačuje hodnota alespoň 9.0).

Po upřesnění odhadu bylo nutno považovat 20 nosných lan ze 30 lan na návodní straně lávky za buď zcela nefunkční, nebo s nevyhovující spolehlivostí (Obr. 4.17). Na povodní straně cca v polovině délky byl svazek nosných lan oklopen betonem spojitě, ovšem po navrtání sondážního vrtu došlo k vypuštění vodního nálevu o objemu 10 až 15 l. Nosná lana měla převážně korozi povrchovou lokálně hloubkovou (důlkovou). K datu diagnostiky bylo možné svazek nosných lan na povodní straně považovat za plně funkční.

Součástí diagnostického průzkumu bylo i doporučení pro další postup. Lze konstatovat, že rozhodující poškození nosných lan korozí na návodní straně je důsledkem nekvality při výstavbě a má takový rozsah, že není možné lávku spolehlivě provozovat. Poškození nosných lan korozí na povodní straně je důsledkem dlouhodobého zatékání do konstrukce lávky z jejího horního povrchu a neumožňuje predikovat jejich životnost. Nicméně lávka je opravitelná, například tak, že se oba svazky nosných lan nahradí vnějšími kabely kotvenými do stávajících opěr a současně se provede oprava hydroizolace a pochůzích vrstev pro vyloučení dalšího pokračování zatékání do konstrukce lávky.

Lávka byla uzavřena a bezodkladně byly začaty projekční práce na opravy lávky následované samotnou realizací opravy. V dubnu 2019 byla lávka znovu otevřena.

4.3.3 Lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří

Lávka pro pěší a cyklisty přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří (Obr. 3.2) byla uvedena do provozu v roce 1984 a její podrobný popis je součástí kapitoly 3.1.1.

Diagnostický průzkum proběhl od října 2019 do března 2020. V rámci první etapy průzkumu bylo provedeno 10 vrtaných sond k nosným kabelům (pouze shora nosné konstrukce), z toho 3 byly nad opěrami. V rámci druhé etapy bylo provedeno 39 vrtaných sond. Lávka vykazovala podobné zjištění jako lávka v Kroměříži s ohledem na zatékání do prostoru nosných a předpínacích lan s typickými projevy ve spárách – krápníky, výluhy apod. Přibližně v polovině délky lávky byly na obou stranách zjištěny kaverny v kabelovém žlabu nosných lan, přičemž po navrtání sondážního vrtu v těchto místech došlo k vypuštění vodního nálevu o objemu až 20 l (Obr. 4.16).

Nosná lana zastižená v nedobetonované kaverně na návodní i povodní straně byla některá silně narušena hloubkovou korozí jednotlivých drátů (Obr. 4.20) a po upřesnění odhadu bylo nutno považovat 6 nosných lan z celkových 30 na návodní i povodní straně lávky za buď zcela nefunkčních, nebo s nevyhovující spolehlivostí.

Předpínací lana byla ve všech provedených sondách plně funkční s lokální povrchovou korozi. Polovina množství kabelových kanálků od poloviny lávky směrem k opěře 2 (Osada) byla nezainjektována. Injektážní malta vykazovala náležité hodnoty pH a tedy v těch místech, kde byla injektáž řádně provedena, i nadále zajišťuje trvalou ochranu předpínací výztuže proti korozi.

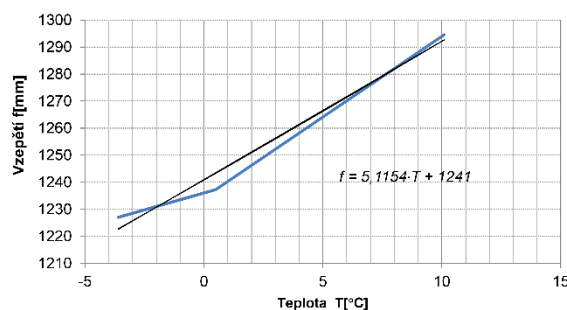
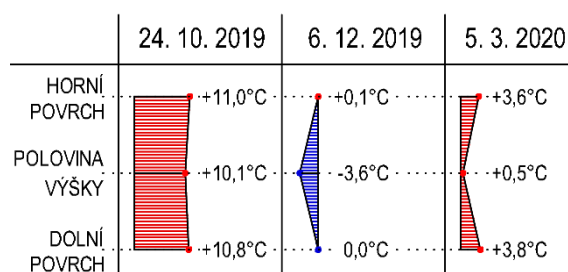


Obr. 4.19 Vodní nálev ze sondy k nosné výztuži ve spáře na návodní straně mezi segmenty č. 9 a 10 (číslováno od OP1)



Obr. 4.20 Stav nosných lan ve spáře na návodní straně mezi segmenty č. 9 a 10 (číslováno od OP1)

V rámci technické nivelace byl výškově zaměřen povrch předpjatého pásu s cílem stanovit vzepětí pro různé teploty konstrukce a posoudit tvarovou shodu podélného a příčného profilu. V průběhu TN byla měřena teplota na horním a dolním povrchu, a bodu uprostřed výšky segmentu pro řez vzdálený 15,7 m od OP1 (v blízkosti římsy u NAS, cca ve $\frac{1}{4}$ délky lávky). Teploty dosažené v jednotlivých dnech TN pro oba povrchy i bod uprostřed výšky segmentu jsou přehledně znázorněny na Obr. 4.21 vlevo. Pro vyhodnocení závislosti vzepětí na teplotě byla určena směrodatná teplota nosné konstrukce jako teplota bodu uprostřed výšky segmentu.



Obr. 4.21 Vlevo průběh teplot po výšce průřezu v měřených bodech pro jednotlivé dny, vpravo graf závislosti vzepětí na teplotě konstrukce s parametry lineární regresní rovnice pro přímku, která je proložená všemi body (spojnice trendu)

Na Obr. 4.21 vpravo je pak vynesena závislost vzepětí na teplotě nosné konstrukce. Pro možnost výpočtu vzepětí i pro jiné teploty byly spočteny parametry lineární regresní rovnice pro přímku, která je proložena všemi body, tzv. spojnice trendu. Tj. například pro teplotu $T = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$, používanou dále ve statickém výpočtu, je pak hodnota vzepětí 1292 mm.

Součástí diagnostického průzkumu bylo stejné doporučení pro další postup jako u lávky v Kroměříži. Rozhodující poškození nosných lan koroze je opět důsledkem nekvality při výstavbě a má takový rozsah, že není možné lávku spolehlivě provozovat. Poškození nosných lan koroze na obou stranách lávky je důsledkem dlouhodobého zatékání do konstrukce lávky z jejího horního povrchu v kombinaci s nekvalitami z doby výstavby ve formě nedobetonovaných kaveren a neumožňuje predikovat jejich životnost. Nicméně lávka je opravitelná podobným způsobem jako lávka v Kroměříži.

Na základě jednání s vlastníkem lávky bylo pro ponechání lávky v omezením provozu do doby realizace opravy provedena následující opatření:

- Zamezení dalšímu zatékání srážkové vody do lávky pro výrazné snížení rychlosti koroze systému nosných a předpínacích pomocí nového ochranného polyuretanového nátěru s dostatečnou stabilitou proti UV záření. Nátěr byl nanesen na lokálně vyspravený betonový povrch lávky, který byl zbavený původního krytu a opatřený vhodnou penetrací. Předpokládaná životnost nátěru byla 3 až 5 let.
- Periodická kontrola zatékání spočívající ve vizuální kontrole dolního a horního povrchu lávky.
- Průběžného sledování (nejméně 1× za 12 měsíců) konstrukce lávky pomocí dynamického měření, které umožní zaznamenání případného náhlého poklesu tlakové rezervy ve spárách a tím i náhlé degradace nosných nebo předpínacích lan.
- Zamezení přístupu vozidel na lávku pomocí betonových panelů osazených před a za lávku. Na lávku je vytvořen pouze úzký průchod pro jednoho člověka a je zabráněno shlukování lidí na lávce.

Pomocí výše uvedených opatření byl získán čas o maximální délce 5 let na vypracování podrobného projektu opravy lávky, získání stavebního povolení, získání peněz na opravu a vybrání dodavatele opravy.

4.3.4 Lávka v Praze Tróji

Lávka v Praze Tróji je z hlediska konstrukčního podrobně popsána v kapitole 3.1.2. Diagnostické práce nebyly prováděny týmem ústavu BZK. Cílem tohoto textu je popsat všechny dostupné zásahy do lávky, včetně všech diagnostických průzkumů, a poukázat na odlišnosti, které by mohly případně odvrátit zřícení lávky v roce 2017. Nejprve je nastíněna

časová osa všech zásahů se stručným popisem, a poté budou sepsány nové postřehy související s diagnostikou a jejími závěry v duchu předchozích dvou diagnostik.

Lávka byla postavena v roce 1984. V roce 1985 byla provedena statická a dynamická zkouška. První diagnostický průzkum zaměřený na poškození předpínacích lan byl proveden v roce 1997 dle [55] a [52]. Ve zprávě (příloha 1 [52]) se uvádí, že předpínací výztuž byla v místech s nekvalitní zálivkou napadena souvislou povrchovou korozí, která však neměla podstatný vliv na průřezovou plochu výztuže. Byly naměřeny velmi vysoké koncentrace chloridů, což svědčí o používání posypových solí v zimním období. Závěr zprávy konstatuje, že zjištěné poruchy dosud nesnižují únosnost ani zatížitelnost lávky, přestože její estetická úroveň byla snížena výluhy na spodní straně segmentů v nejnižších místech. Pro zabránění dalšího šíření poruch však zpráva doporučuje včasnou opravu konstrukce.

V roce 1998 byla provedena rekonstrukce mostu a dle [55] „provedená oprava neodstranila zatékání do konstrukce lávky spárami mezi segmenty i plošně nefunkční izolací, ale zároveň uzavřela povrch spodního líce segmentů dvojnásobným nátěrem. Tím došlo k uzavření vlhkosti v průřezu mostovky a iniciaci koroze betonářské i předpínací výztuže. Následně začala v místech expanze koroze odprýskávat krycí vrstva.“

V roce 2002 zasáhla lávku největší povodeň od roku 1845. Lávku při povodni zachycují dobře fotografie na Obr. 4.22. Při povodni došlo prokazatelně k otevření spár a plastickému přetvoření nosných a předpínacích lan [60]. Bezprostředně po povodni se nepodařilo dohledat žádné záznamy o provedené prohlídce ani diagnostickém průzkumu.



Obr. 4.22 Lávka v Praze Tróji při povodni v roce 2002 (vlevo nahoře) a po opadnutí vody (vpravo) [60]

V roce 2007 byl proveden diagnostický průzkum betonu lávky [55]. Výsledkem průzkumu je potvrzená třída betonu prefabrikované části segmentů (pevnost byla vyšší než předpokládal projekt), dále karbonatace betonu byla velmi nízká (do 5 mm). Chloridový test prokázal výraznou kontaminaci betonu chloridovými ionty, což poukazuje na používání posypové soli před rekonstrukcí v roce 1998. Dále bylo zjištěno, že krycí vrstva betonářské

výztuže je velmi malá. Doporučení průzkumu bylo provedení podrobnějšího průzkumu předpínacích lan a betonářské výztuže, odstranění uzavíracího nátěru, totální sanace mostovky, nebo snesení konstrukce lávky a nahrazení lávkou novou.

V roce 2009 byl proveden diagnostický průzkum [27] se zaměřením na stav betonářské výztuže, nosných a předpínacích lan. Bylo konstatováno, že izolační systém je nefunkční a do nosné konstrukce betonových segmentů se dostává voda spárami mezi segmenty a na spodním okraji se objevují výluhy pojiva. To má za následek, že předpínací lana, zejména v poli 3, jsou v místech s nezainjektovanými kanálky silně napadena korozí. Nosná lana byla v uspokojivém stavu. Byla provedena i kvantifikace koroze: „U lan bylo na trojské straně zaznamenáno oslabení dosahující i přes 50% průřezové plochy. Stav těchto lan je možno označit jako velmi špatný až havarijní! Naopak na Bubenečské straně nebylo změřeno téměř žádné oslabení předpínacích lan.“ Zbytková životnost lávky byla odhadnuta na 10-15 let v případě obnovení izolačního systému, provádění 2x ročně mimořádných prohlídek a výškové kontroly polohy mostu a průběžného měření koroze předpínací výztuže.

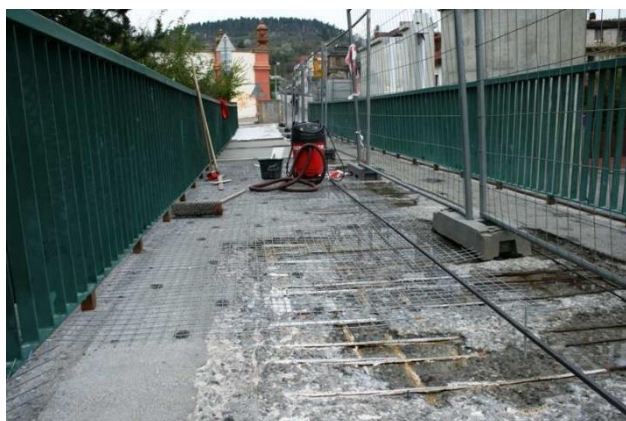
V roce 2010 byl zadán znalecký posudek [33] na posouzení korozního stavu zabudované ocelové výztuže. V závěru je konstatováno, že odebraná betonářská výztuž vykazuje poměrně nízký úbytek plochy průřezu, zatímco u předpínací výztuže jsou úbytky odkorodované plochy v místě vyšetření kolem 50% - označeno jako takřka havarijní stav. Závěr posudku byl „Celkový nepříliš dobrý stav výztuží na Trojské lávce neodpovídá poměrně krátké době provozu lávky a u trojského břehu je výrazně horší než u bubenečské strany mostu.“

Ke konci roku 2010 byla provedena statická a dynamická zkouška, kde bylo prokázáno, že korozi poškozená předpínací výztuž nemá ve stávajícím stavu vliv na statické a dynamické chování konstrukce. Dynamickou zatěžovací zkouškou bylo ověřeno, že se dynamické chování lávky v zásadě nezměnilo (poslední dynamická zkouška byla provedena dle [27] v roce 1997). Závěrečná zpráva [29] z obou zkoušek konstatovala, že „Z pozorování nosné konstrukce lávky v průběhu dynamické zkoušky ani ze zpracování výsledků experimentu nevyplynula žádná závažná porucha nosné konstrukce lávky, kvůli které by bylo nutné okamžitě omezit provoz lávky. Z průběhu statické ověřovací zkoušky ani ze zpracování výsledků zkoušky nevyplynula žádná závažná porucha nosné konstrukce lávky, kvůli které by bylo nutné okamžitě omezit provoz lávky.“ Lávka byla označena jako neopravitelná s odhadovanou životností cca 15 let za předpokladu obnovení izolačního systému, provádění 2x ročně mimořádných prohlídek a výškové kontroly polohy mostu a osazení značek omezující zatížení na 200 kg/m².

V roce 2011 byla navržena oprava lávky [28]. Součástí opravy byla výměna pochozího hydroizolačního souvrství na celé lávce, vyspravení horního povrchu nosné konstrukce, sanace spár mezi segmenty, odstranění nátěru na spodním lici nosné konstrukce bránící difúzi vody v poli 3 vodním paprskem (nátěr z opravy v roce 1998), cílená sanace odpadlého krytí nosné konstrukce na spodním lici segmentů s pasivací odhalené betonářské výztuže, lokální oprava protikorozní ochrany ocelového zábradlí a příprava prvků pro dlouhodobé sledování nosné konstrukce.

V roce 2012 prošla lávka výše popsanou opravou, ale bylo zjištěno při odhalení horního líce mostovky, že degradace horního povrchu je rozsáhlejší než předpokládal projekt a na několika místech byly odhaleny slabě korodující nosná a předpínací lana. Hloubka degradace byla až 50 mm. Bylo doporučeno odstranění uvolněného betonu horního povrchu a povrch opatřit speciálním modifikovaným cementovým potěrem vyztuženým pozinkovanou sítí Ø3 mm s oky 50 x 50 mm, což vedlo k nárůstu tloušťky betonu desky (zvýšeno stálé zatížení o cca 10 %) - Obr. 4.23.

V červnu 2013 prošla lávka druhou povodní. Zatopena byla dle závěrečné zprávy o stavu lávky po povodni [56] pouze krajní pole - Obr. 4.24. V místě některých spár mezi segmenty došlo ke vzniku trhlin na obou bocích nosné konstrukce.



Obr. 4.23 Oprava trojské lávky v roce 2012 [56]



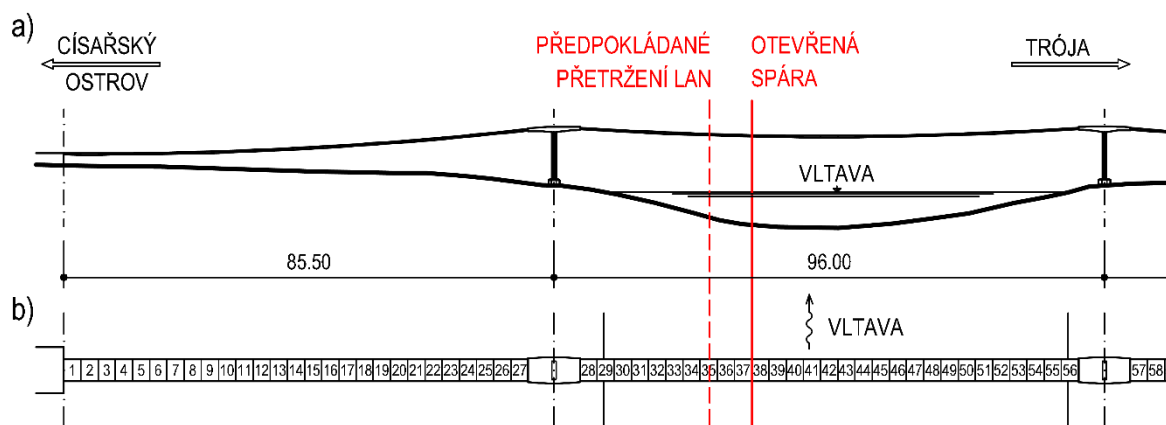
Obr. 4.24 Trójská lávka při povodni v roce 2013 [57]

Po povodni byla provedena opět statická a dynamická zkouška se závěrečnou zprávou [56]. Výsledky statické zkoušky nevykázaly po povodních žádné abnormality či jiné skutečnosti, které by z hlediska nevyhovujících deformací bránily uvedení do opětovného provozu. Výsledky dynamické zkoušky prokázaly snížení všech porovnávaných vlastních frekvencí, které mělo být způsobeno zhoršením stavebního stavu lávky. Konkrétně bylo poukázáno na rozdílné tvary zejména v prvním a třetím poli lávky zejména v okolí sedel. Nicméně na základě výsledků obou zkoušek se zachoval provoz na lávce za podmínky periodického sledování konstrukce.

V roce 2014 se začala konstrukce dlouhodobě monitorovat podle projektu [35]. Předmětem monitoringu je měření deformace spáry pomocí strunových tenzometrů, měření teploty nosné konstrukce, měření rychlosti větru a měření celkového protažení pásu pomocí odporového snímače dráhy s kladkostrojem. Doplněním monitoringu jsou vizuální prohlídky globálního stavu celé lávky včetně prohlídky spodního líce, včetně geodetické měření svislých deformací předem definovaných bodů. Každý rok je sepsána podrobná zpráva o výsledcích měření spolu s mimořádnou prohlídkou mostu. Od roku 2014 se pravidelně ve zprávě o monitoringu objevuje, že mezi segmenty č. 37 a 38 v poli 2 zcela chybí na návodní straně

spodního líce lepidlo ve spáře - Obr. 4.25 a Obr. 4.26. V důsledku toho jsou kanálky s nosnými lany zcela otevřené a lana korodují.

V prosinci 2017 se lávka náhle zřítila přetržením nosných lan v segmentu 35 - Obr. 4.25 a Obr. 4.27. Osazený monitoring neukázal do poslední chvíle žádné anomálie.



Obr. 4.25 Místo přetržení lan a otevřené spáry a) v podélném řezu, b) v půdoryse



Obr. 4.26 Spodní povrch návodní strany spáry mezi segmenty 37 a 38 [35]



Obr. 4.27 Pohled na segment 36 od segmentu 35 po havárii lávky – pravděpodobné místo přetržení lan [60]

Postup diagnostických prací u lávek přes Ohří v Radonicích nad Ohří a přes Moravu v Kroměříži je od diagnostických prací z roku 2007 a 2009 zcela odlišný. Průzkum nosné a předpínací výztuže z roku 2009 nahrazuje výše navrhovanou první etapu zaměřenou na použití lehké techniky a přístupu pouze shora. Etapa druhá nebyla u trójské lávky vůbec realizovaná. To může být bohužel velmi zavádějící, protože například u lávky v Kroměříži byly

v první etapě zastižena nosná lana bez koroze, ale v druhé etapě (práce zespod) už s výraznou korozí.

Dá se téměř s jistotou předpokládat, že nosná lana byla už v roce 2009 napadena korozí minimálně kvůli používání posypové soli do roku 1998, díky nevhodné opravě z roku 1998 (neprodyšný nátěr), díky nefunkčnímu izolačnímu systému a v neposlední řadě kvůli otevření spár při povodni z roku 2002.

Závěr provedené diagnostiky měl vyčíslit procento zkorodované nosné a předpínací výztuže a měla být navržena opatření podobná jako u lávky přes Ohři v Radonicích nad Ohří – viz kapitola 4.3.3. Lávka opravitelná byla – viz kapitola 5.2.2.

4.4 Typické poruchy předpjatých pásů a jejich projevy

Popsání typický poruch předpjatých pásů vychází z provedených diagnostik uvedených v kapitolách 4.3.2 a 4.3.3. Poznatky mohou být relevantní i pro ostatní konstrukce se štíhlou betonovou mostovkou.

U konstrukcí z předpjatého pásu postavených v České republice se ukázaly být vady a poruchy spojené zejména s korozí nosných a předpínacích lan. Voda se ke kabelům dostává hlavně skrz spáry mezi segmenty a betonem rýh. Kritická místa jsou typicky nejnižší body nivelety, kde je podélný spád malý nebo nulový. Voda v těchto místech narušuje nejdříve kryt mostovky, pak hydroizolaci a poté je degradován beton rýh a spár. Popsaná migrace vody snižuje pasivační schopnosti betonu a výztuž tak začíná korodovat. Typický projev migrace vody je přítomnost výluh a krápníků na spodní straně mostovky - Obr. 4.28 a Obr. 4.29.



Obr. 4.28 Krápníky a výluhy v polovině rozpětí



Obr. 4.29 Detail výluh a aktivních krápníků (na jeho konci je kapka vody)

Krápníky jsou duté útvary, které vznikají v důsledku nadbytku vody, kdy nejprve vzniká vysoce alkalický roztok hydroxidu vápenatého a z něj se při kontaktu s oxidem uhličitým obsaženým ve vzduchu vysráží uhličitán vápenatý (kalcit), který se poté ukládá v podobě krápníků. Dle [65] lze očekávat při nadbytku vody, že rychlost přírůstku krápníků je několik

milimetrů za rok (hrubý odhad je okolo 3 mm za rok) na rozdíl od krápníků v jeskyni, kde jde o jednu desetinu za rok. Proto mohou krápníky dosahovat délek až 30 cm. V případě aktivního krápníku je konci krápníku kapka vody - Obr. 4.29.



Obr. 4.30 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži při povodních v roce 1997 (nahore),
2006 (uprostřed) a 2010 (dole)

První překážkou vniku vody do konstrukce je obvykle kryt mostovky, který tvoří ve většině případů i hydroizolaci. Kryt mostovky u zkoumaných lávek byl většinou původní neopravovaný z doby výstavby (cca 35 let starý) nebo lehce vyspravený.

Absence funkčního krytu a izolace je velmi závažná porucha i u všech předpjatých mostů. Na Obr. 4.31 je typické poškození krytu s místem záteku, a na Obr. 4.32 je vidět vegetace jako sekundární projev zatékání do nosné konstrukce.

Prosakující voda nemusí být jen srážková, ale může se jednat i vodu povodňovou, jak se ukázalo třikrát u lávky přes řeku Moravu v Kroměříži (Obr. 4.30) a dvakrát u Trojské lávky (Obr. 4.22 a Obr. 4.24). Zde se navíc přidává efekt tlaku rychle tekoucí vody a případných naplavenin, které mohou dočasně otevřít spáry mezi segmenty a nasytit beton segmentů vodou.

Jedná se o extrémní zatížení, a i přesto, že po opadnutí vody se spáry uzavřou, zůstane beton spár degradován a korozivní procesy mohou dále pokračovat.

Dále musí být zmíněno použití posypové soli, které na všech zkoumaných lávkách bylo v projektu zakázáno. Působení solanky prokazatelně urychluje korozi výztuže.

Další faktory, které přispívají migraci vody jsou nezainjektované kanálky předpínacích lan a kaverny v betonu rýh (žlabu) okolo nosných lan. Injektáž kanálků probíhala většinou z jedné strany bez náležité kontroly. U řady předpínacích kabelů bylo diagnostikováno zaplnění kabelových kanálků jen do poloviny délky, tzn. že v kritickém řezu uprostřed délky injektáž zcela chyběla – např. Obr. 4.12. Voda prosáknutá do kanálku mohla volně kanálkem stékat a podporovat míru koroze předpínacích lan. V případě nosných lan nebyl vždy beton rýh kolem svazku lan řádně zhutněn – např. Obr. 4.11. Kaverny byly nalezeny nejčastěji ve spodní části rýhy pod nosnými kabely. Průsakem vody i zde dochází k degradaci jednotlivých nosných lan.



Obr. 4.31 Poškozený kryt mostovky – místo zatékání do nosné konstrukce



Obr. 4.32 Vegetace v krytu – projev zatékání

U lávky v Praze Tróji se ukázalo, že korozi nosných i předpínacích lan může zavinit i špatná oprava či rekonstrukce. V roce 1998 to byla instalace difúzně neprodyšného nátěru spodního povrchu nosné konstrukce, který neumožnil odtok prosáklé vody, ale naopak její hromadění. Zejména v případě použití posypové soli mohou korozivní procesy nerušeně probíhat. Špatná oprava byla provedena i v roce 2012, protože byla nešetrně odstraněna velká

část betonu segmentu, jak je vidět na odlouplých krách nového cementového potěru vyztuženého pozinkovanou sítí tloušťky až 100 mm na Obr. 4.27. Předpjatý pás je tlačena konstrukce, podobně jako např. sloup v pozemních stavbách, a odstraněním velké části tlačené plochy vzniká zbytečně velké přídavné ohybové namáhání – viz [60].

Dalším faktorem může být neodborně provedená diagnostika konstrukce [58], jak tomu bylo například u lávky přes Ohři v Radonicích nad Ohří (Obr. 4.33), kterou neprováděl ústav BZK. Sondy na Obr. 4.33 jsou velmi rozsáhlé a jsou prováděny v jednom příčném řezu, kde dochází až k 11% oslabení příčného řezu, což opět způsobuje zbytečné přídavné ohybové namáhání. V případě použití metody sondážních vrtů popsaných v kapitole 4.2.2.1 je oslabení při sondách k nosné výztuži v jednom příčném řezu (v případě 4 vrtů průměru 40 mm) maximálně 2 %, a výsledek sondování je totožný. Na Obr. 4.33 vlevo je ještě vidět zbytečné přerušení betonářské výztuže.

Výskyt příčných trhlin v okolí horního povrchu nosné konstrukce u krajních opěr nebo vnitřních podpěr (sedel), nebo na spodním povrchu nosné konstrukce v polích, je další poruchou, která ale nenastala u výše popsaných diagnostikovaných lávek. Lávky z předpjatého pásu bývají velice často složeny z prefabrikovaných segmentů. Segmentové konstrukce musely být navrženy tak, aby pro nejextrémnější zatížení byla ve spárách mezi segmenty dostatečná tlaková rezerva, která je zajištěna předpínacími lany. Hodnota tlakového napětí se liší v závislosti na použitém normovém předpise. Při vyčerpání tlakové rezervy ale dojde ke vzniku příčných trhlin ve výše zmiňovaných oblastech. V případě výskytu příčných trhlin jsou s velkou pravděpodobností předpínací lana přerušena a konstrukce se tak vrátí do montážního stavu – viz Obr. 3.1b. Takovou konstrukci pak není možno bezpečně provozovat, protože s velkou pravděpodobností budou oslabeny korozí i nosná lana.



Obr. 4.33 Neodborně provedená diagnostika lávky přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří [58]

Trhliny na bocích nosné konstrukce mohou znamenat vysoké namáhání ve vodorovném směru, které je nejčastěji vyvozeno tlakem vody a unášených předmětů při povodňových stavech - Obr. 4.22. Při takovéto povodni se voda opět může dostat do nosné konstrukce

a způsobit korozi nosných a předpínacích lan. Ve většině případu se trhliny po povodni uzavřou a konstrukce je třeba podrobit diagnostickému průzkumu.

Je nutno podotknout, že pouze jedna z výše uvedených příčin sama o sobě nevede k fatálnímu poškození nosných a předpínacích lan korozí. Havarijní stav je způsoben spojením několika výše uvedených příčin, jak se u uvedených diagnostik potvrdilo.

Závěrem je nutno zmínit, že původní návrh konstrukce předpokládal, že bude prováděna pravidelná vizuální kontrola, opravy zábradlí, výměna krytu a hydroizolace po skončení její životnosti a hlavně, že v zimním období nebude používáno posypových solí (solanky). Jakákoli jiná údržba vzhledem k absenci ložisek a závěrů nebyla potřeba.

Podle projektu byla proti korozi nosná lana chráněna betonem v rýhách a předpínací lana měla být chráněna betonem segmentu, betonem spár a hlavně injektáží kabelových kanálků. Ochranu předpínacího systému uzavírala hydroizolace a pochůzí kryt na horním povrchu mostovky.

5 Stavební úpravy předpjatých pásů

Kapitola se zaměřuje na stavební úpravy konstrukcí z předpjatého pásu, které mají bezprostředně navazovat na diagnostický průzkum, v jehož rámci byla stavební úprava doporučena. Prezentována je jedna z možných variant stavební úpravy, a to zesílení konstrukce novými předpínacími lany v různých polohách vůči příčnému řezu. V textu jsou vyjmenovány všechny faktory, které je nutné při stavební úpravě zohlednit, jako například založení konstrukce nebo její případné selhání vlivem koroze nosných či předpínacích lan, atd. Dále je uveden příklad realizace stavební úpravy na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži, která je v provozu již 5 let. Provedená úprava je podrobně popsána a analyzována z hlediska výpočtů, posouzení, výstavby a následného monitoringu. Poslední část kapitoly popisuje stavební úpravy na lávce přes řeku Vltavu v Praze-Tróji a její případnou modifikaci podle vzoru úpravy provedené na Kroměřížské lávce.

5.1 Možnosti a varianty stavebních úprav

V předchozí kapitole 4 byly popsány diagnostické průzkumy, které vždy předcházejí jakémukoli přepočtu nebo stavební úpravě konstrukce. Výsledkem průzkumu je mimo jiné stav betonu nosné konstrukce, a především stav koroze nosné a předpínací výztuže. Většina námi diagnostikovaných konstrukcí měla různý stupeň koroze nosné i předpínací výztuže, která ovlivňuje budoucí návrh stavební úpravy.

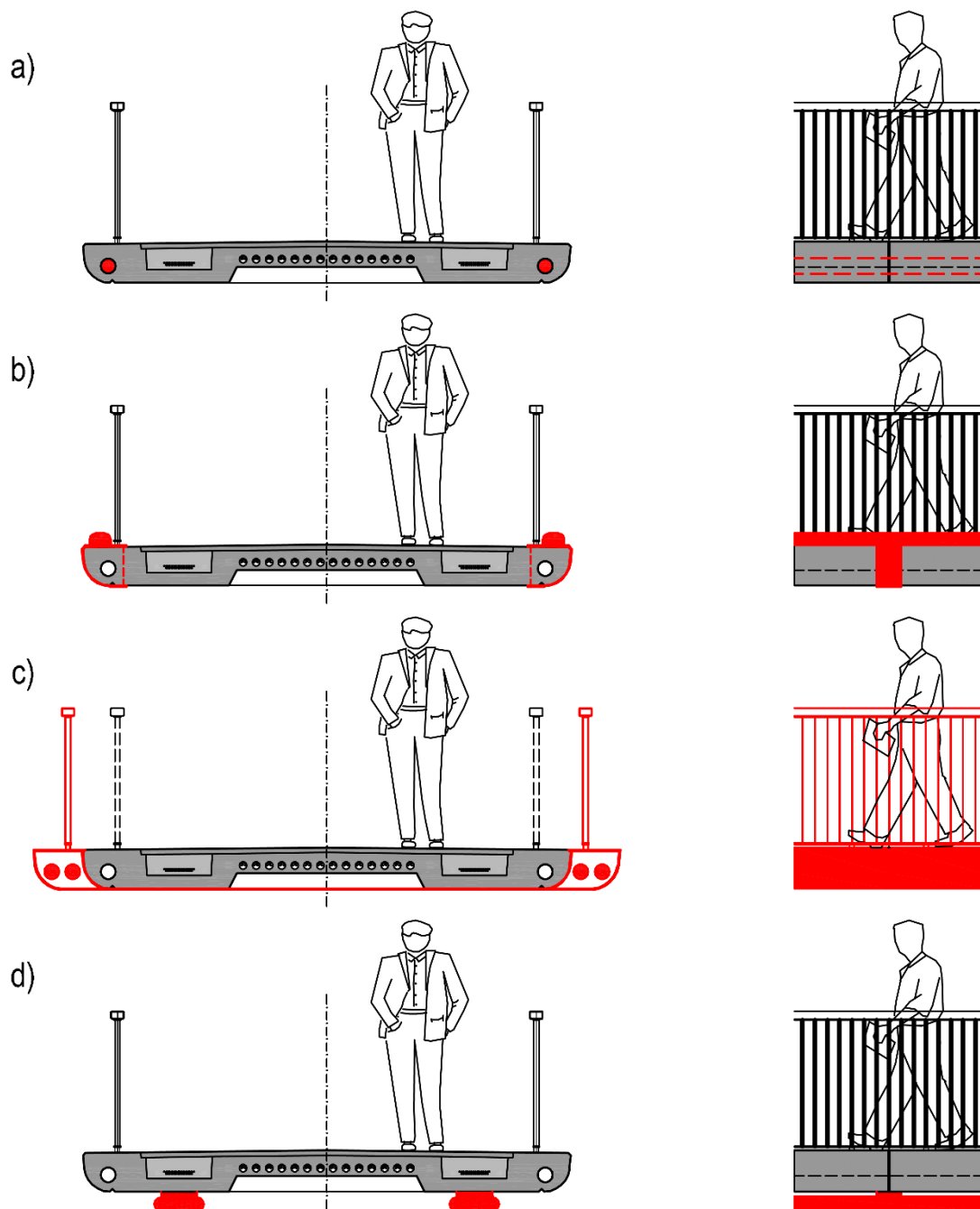
Jednou z možných variant stavebních úprav je zesílení konstrukce novými předpínacími lany, která částečně nahradí zkorodované nosné nebo předpínací lana (Obr. 5.1). Nová předpínací lana mohou být vedena buď uvnitř nosné konstrukce (interní vedení), nebo vně nosné konstrukce (externí vedení).

Interní vedení nových lan (Obr. 5.1a) může být například umístěno v otvoru pro nevyužité kabelové chráničky. Naopak externí vedení nových lan se může umístit buď nad nosnou konstrukci (v zábradlí nebo bezprostředně nad římsou Obr. 5.1b), vedle nosné konstrukce, čímž se může například i rozšířit stávající nosná konstrukce (Obr. 5.1c), nebo pod nosnou konstrukci (Obr. 5.1d).

Vzhledem k ochraně lan proti korozi je výhodné používat předpínací lana typu monostrand, což je jednolanový systém bez soudržnosti, který je složen z předpínacích lan průměru 15,7 mm (0,6") uložených v HDPE chráničce s mazivem. Tímto je zajištěna dvoustupňová protikorozní ochrana a zároveň dochází k minimální ztrátě předpínací síly vlivem tření. V případě externího vedení nových lan je ještě doporučeno zvýšit protikorozní ochranu nerezovou kapotáží okolo lan typu monostrand s dodatečnou injektáží.

Velkou komplikací zesílení konstrukce novými předpínacími lany je jejich zakotvení v opěrách, případně vedení lan u vnitřních podpěr. Krajní opěry i sedla vnitřních podpěr jsou hustě armovány a v případě opěr se zde vyskytují zemní kotvy nebo piloty. To znemožňuje vrtání otvorů pro vedení nových předpínacích kabelů a následně jejich zakotvení. V případě

opěr je tedy výhodnější vyvést nové kabely mimo stávající opěru, například obetonováním stávající opěry, do kterého se předpínací lana zakotví [40]. U vnitřních podpěr je naopak výhodnější vést nová lana zase vedle nosné konstrukce, viz Obr. 5.1c.



Obr. 5.1 Varianty zesílení konstrukce novými předpínacími kabely a) v nosné konstrukci (interní vedení), b) nad nosnou konstrukcí, c) vedle nosné konstrukce s rozšířením stávající konstrukce a d) pod nosnou konstrukcí

Dalším faktorem, který musí být zohledněn je založení lávky, zejména přenos vodorovného zatížení z předpjetého pásu do zeminy. U lávek v ČR se jednalo buď o založení na skloněných ražených pilotách typu FRANKI nebo o svislé piloty doplněné zemními kotvami, nebo v případě únosného podloží o plošný základ doplněný zemními kotvami.

Je evidentní, že bez posouzení založení geotechnikem není možné úpravu vůbec realizovat, protože přidáním nových předpínacích lan zvýšíme vodorovnou reakci lávky, kterou stávající založení nemusí přenést.

Výhodou externího vedení lan, zejména ve variantě umístěné pod nosnou konstrukcí (Obr. 5.1d), je vytvoření „záchranné sítě“. V případě úplného zkorodování původních nosných lan by tak stávající lávka spočinula na nových externích kabelech, což by zabránilo jejímu zřícení do toku. Následkem by byla pouze zvýšená svislá deformace lávky. Pokud by nedošlo k úplnému zřícení konstrukce, osoby na lávce by mohly bezpečně odejít, a lávka by pak mohla být uzavřena a rozebrána bez ztrát na životech. Další výhodou může být vytvoření vyšší tlakové rezervy v mostovce, čímž by se zvýšila zatížitelnost lávky, omezená však výše uvedeným založením.

Podmínkou jakékoli stavební úpravy je ale úplné obnovení mostního krytu a hydroizolace nosné konstrukce tak, aby byla nosná konstrukce co nejméně oslabena nebo poškozena a hlavně, aby nebyla navýšena hmotnost konstrukce. Celoplošná hydroizolace by měla být vyvedena až na římsy a měla by být opatřena na koncích okapnímnosem. Pro vyrovnaní konstrukce po mechanické přípravě podkladu a reprofilaci by mělo být použito lehkých materiálů, například extrudovaný polystyren (EPS) apod.

U lávek, kde hrozí riziko povodní, musí být myšleno i na rychle odstranitelné zábradlí pro umožnění volnějšího průtoku řeky přes lávku a zároveň snadné upevnění zábradlí zpět na lávku po povodni bez negativních vlivů na povrchové a izolační vrstvy lávky.

Hlavní součástí stavebních úprav je podrobná projektová dokumentace včetně statického výpočtu. Statický výpočet zohledňuje stávající působení lávky ve všech fázích výstavby, navrhované stavební úpravy, vliv na založení lávky a posouzení havarijních stavů. Dále má stanovit zatížitelnost lávky nebo případná omezení zatížení. Nedílnou součástí statického výpočtu je dynamická analýza vlastních tvarů a frekvencí, včetně posouzení pohody chodců. Výpočet by měl také předem definovat svislý průhyb po aktivaci nového předpětí, kdy dojde k nadzvednutí lávky, a tím ověřit správné modelování stavební úpravy. Pro ověření správnosti výpočtových modelů je vhodné před uvedením lávky do provozu provést statickou a dynamickou zatěžovací zkoušku.

V průběhu výstavby, ale i po dokončení stavební úpravy, by měla být lávka sledována hlavně z hlediska založení. Doporučuje se minimálně geodeticky sledovat svislý a vodorovný posun opěr (ověření založení) a sledovat svislý průhyb v místech nejnižších bodů nivelety spojený s teplotou nosné konstrukce. Protože jakákoli prosakující voda do nosné konstrukce může způsobit další korozi, je vhodné uvažovat například i o osazení čidel vlhkosti pod hydroizolaci a trvat na její výměně po skončení plánované životnosti.

5.2 Příklady navržených nebo projektovaných stavebních úprav

Stavební úpravy ústavem BZK byly doposud řešeny na dvou lávkách: na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži, kde byla stavební úprava úspěšně realizována [36], a na lávce přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří, kde dosud k realizaci stavební úpravy nedošlo. U obou lávek byly sice mírně rozdílné výsledky diagnostiky, ale stavební úprava byla navržena u obou lávek stejná, proto byla pro podrobnější popis vybrána jediná doposud realizovaná úprava lávky přes řeku Moravu v Kroměříži. Dále bude na lávce přes Vltavu v Praze Tróji popsána provedená stavební úprava, doplněná o řešení ve smyslu stavební úpravy na výše zmíněných lávkách.

5.2.1 Stavební úprava lávky přes řeku Moravu v Kroměříži

5.2.1.1 Popis stávající lávky

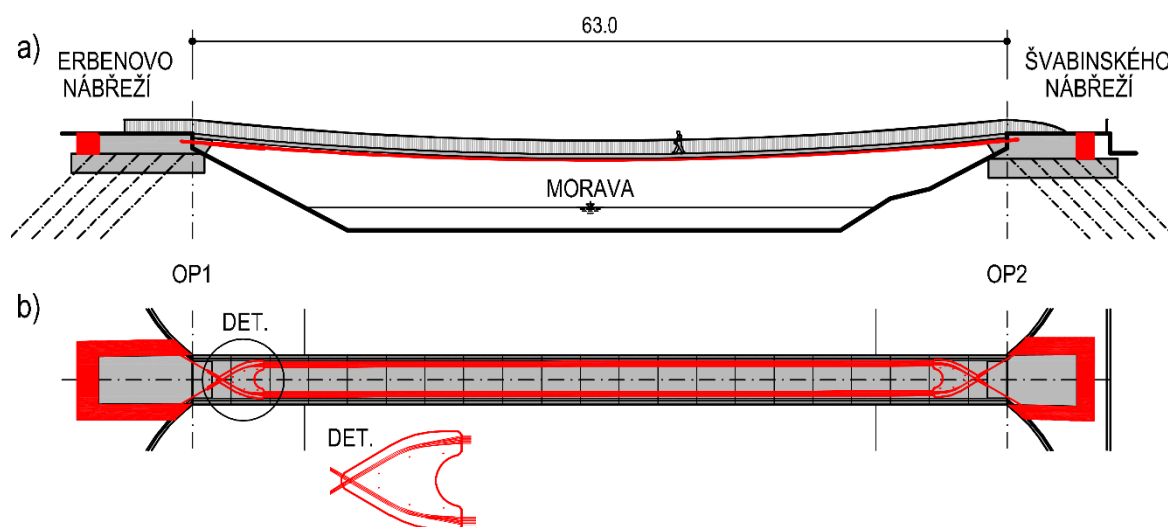
Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži (Obr. 4.15) byla postavena v roce 1983 a spolu s přilehlými chodníky zajišťuje bezpečné převedení pěší dopravy od autobusového a vlakového nádraží do obytné zástavby centra města Kroměříže. Má prakticky stejné konstrukční uspořádání jako konstrukce lávky v Radonicích nad Ohří - popis viz kapitola 3.1.1, pouze rozpětí lávky je nepatrně kratší a to 63,0 m, a má větší průvës v polovině rozpětí (vzepětí). Vzepětí visutého pásu je proměnné, závisí na teplotě a velikosti zatížení. Projektovaný průvës pásu při teplotě 10 °C bez proměnných zatížení byl 1,61 m. Založení lávky je plošné doplněné zemními kotvami pro přenesení velké vodorovné složky od předpjatého pásu.

5.2.1.2 Nově navržená úprava

Stavební úprava lávky (viz [41] a [43]) spočívá v instalaci nových externích lan pod stávající lávku (červeně na Obr. 5.2 a Obr. 5.3). Nové externí předpětí tvoří dvě dvojice kabelů na každé straně lávky umístěné přibližně pod kabelovými žlaby původních nosných lan. Celkově je jedná o 2 x 18 lan Ø 15,7 mm napnutých na napětí 600 MPa.

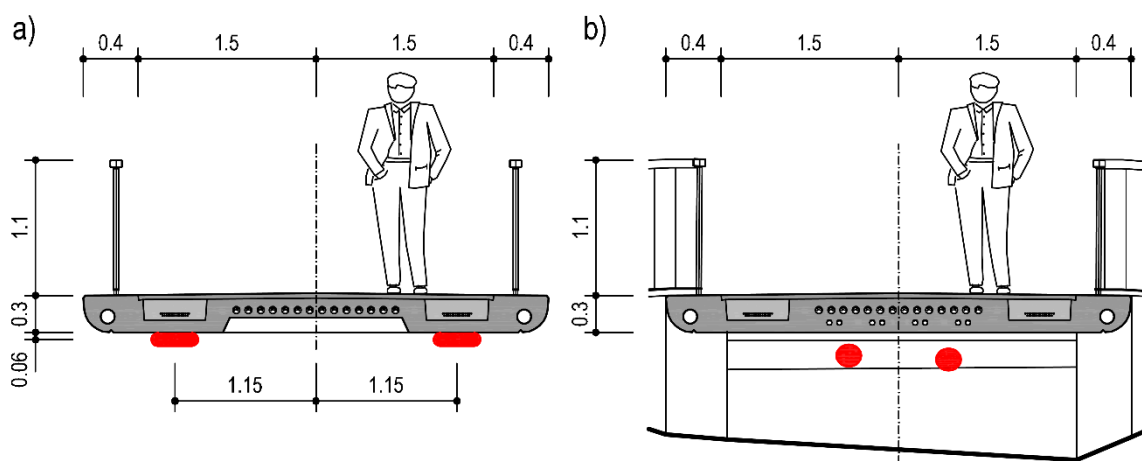
Původní opěry byly odkryty a provrtány náhradními kabelovými kanálky v místech vedení nových kabelů. Na opěrách budou zhotoveny nové přibetonávky ve tvaru písmene U, které zároveň vytvoří kotevní oblast pro externí lana (Obr. 5.2).

Geometrie externích lan přitom odpovídá parabole druhého stupně s rozpětím $L = 63,0$ m a vzepětím $f = 1,38$ m. Osa externích kabelů uprostřed rozpětí lávky je s ohledem na velikost dodatečně osazené kapotáže cca 60 mm pod spodním povrchem segmentů. Vzdálenost osy kabelů od spodního povrchu segmentů se směrem k oběma opěrám zvětšuje, což je dáno polohou kabelu uprostřed rozpětí a polohou náhradního kanálku s deviátorem v opěrách (detail na Obr. 5.2b). Spojení kabelů se segmenty je provedeno pomocí ocelových přípravků, které jsou instalovány v každé spáře mezi segmenty. Výška přípravku odpovídá vzdálenosti externího lana od segmentu (dáno rozdílnou křivostí paraboly předpjatého pásu a paraboly externího předpětí). Externí předpětí je pod stávající konstrukcí u opěr, což je i předmětem patentu [40].



Obr. 5.2 Schéma stavební úpravy v a) podélném řezu, b) v půdoryse

Překřížení je provedeno tak, že jeden svazek lan prochází středem druhého svazku a lana obou svazků jsou v překřížení prostrídána. Tím je zajištěna symetrie systému. Křížení lan je zabudováno v prostorové desce z betonu (deviátor), která zachytí stranové silové účinky lan při jejich přechodu z rovnoběžné polohy do překřížení.



Obr. 5.3 Vedení externích v příčném řezu a) v polovině rozpětí, b) před opěrami

Stavební úprava je po odstranění původní pochůzí vrstvy doplněna o nový izolační systém proti vodě, odvodnění izolačního systému a novou pochůzí vrstvu. Celá skladba je navržena tak, aby byla zachována původní plošná hmotnost svršku. Navržená skladba začíná na nosné konstrukce přilepením extrudovaného polystyrenu, dále přilepením hydroizolace přesahující římsu, na ni je položena drenážní fólie s geotextilí a pochůzí vrstvu tvoří plastbeton vyztužený nekovovou výztuží doplněný cementakrylátovým těsnícím nátěrem. Na okrajích

lávky je provedeno měděné oplechování, jak pro odvodnění hydroizolačního systému, tak pro odkápnutí vody z povrchu plastbetonu.

V případě povodní je uvažováno s odstraněním zábradlí pro umožnění volnějšiho průtoku řeky přes lávku. Byl navržen systém kotvení zábradlí pro snadné odstranění uříznutím (řeznými kotouči pomocí úhlové brusky) a zároveň snadné a osvědčené upevnění zpět na lávku bez negativních vlivů na povrchové a izolační vrstvy lávky.

Poslední součást stavební úpravy je osazení monitorovacího systému pro měření vlhkosti. Monitorovací systém je založen na senzorech, které jsou osazeny do povrchu betonu dílců pod hydroizolační systém. Cílem je získat údaje o případném pronikání vlhkosti do konstrukce lávky výrazně dříve (o několik let až desítek let) před tím, než by se toto zatékání mohlo projevit krápníky, výluhy nebo podobným projevem na konstrukci, což jediné lze pozorovat vizuálně při provádění běžných a hlavních prohlídek mostu.

5.2.1.3 Statický výpočet

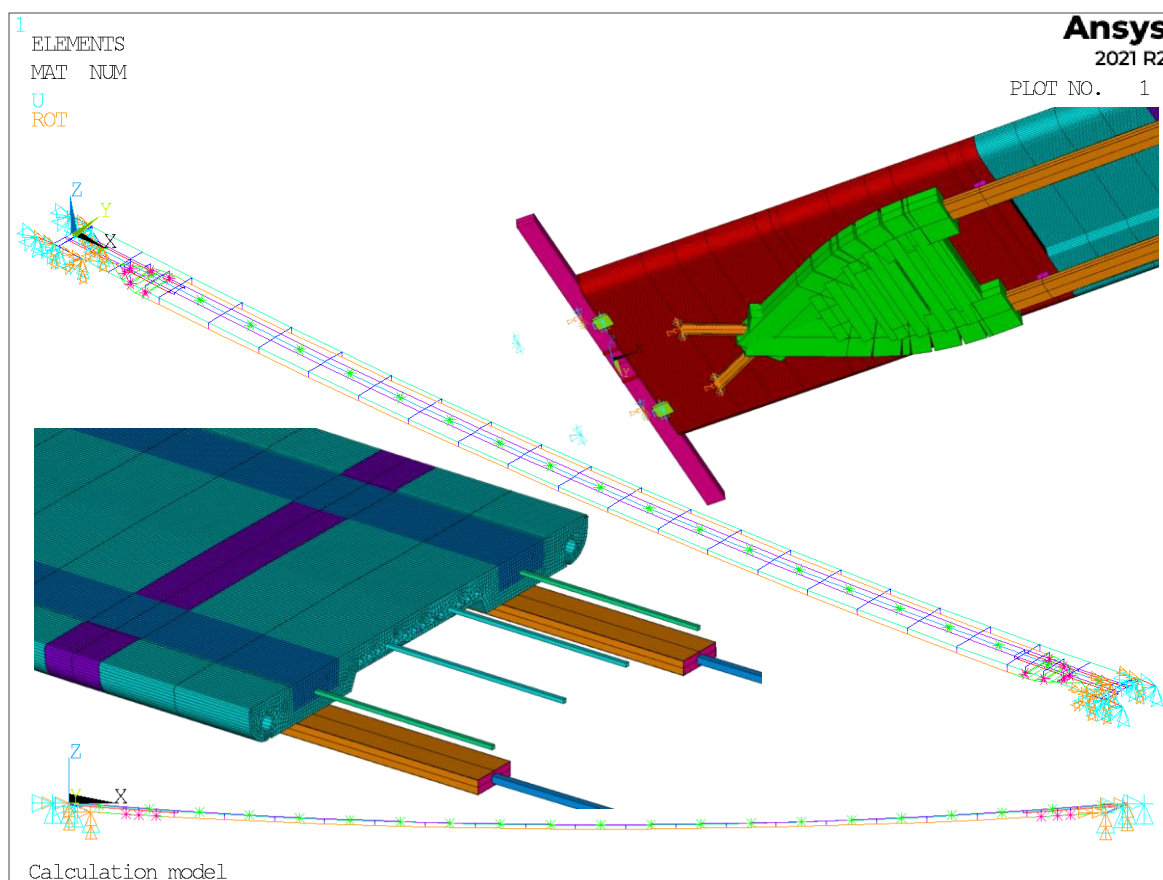
Předmětem statického výpočtu [36] bylo posouzení stavebních úprav. Pro posouzení byly vytvořeny 2 výpočtové modely - výpočtový model stávající konstrukce bez oslabení lan korozí a výpočtový model zahrnující navrhované stavební úpravy a korozi lan dle diagnostického průzkumu (Obr. 5.4).

Výpočtový model pro stávající stav je prakticky stejný jako popsáný výpočtový model v kapitole 3.1.1. Výpočtový model zahrnující stavební úpravy vychází z modelu pro stávající stav, ke kterému byly domodelovány nová externí předpínací lana (prvky LINK10), nerezová kapotáž (prvky BEAM188), injektáž (prvky BEAM188) a tíha betonových bloků křížení (prvky MASS21). Volná externí lana, stejně tak jako kapotáž i injektáž, jsou modelovaná zvlášť pro pravou a levou stranu, a jsou kluzně propojeny (umožněn podélný posun - pokluz) se stávajícími prvky mostovky pomocí tuhých prutů. Konce volných lan jsou s opěrami propojeny neposuvně pomocí tuhých prutů. Model vystihuje i oslabení lan korozí dle diagnostického průzkumu [38], odstranění původního krytu a nahrazení novým krytem, osazení kapotáže a deviátoru, a nakonec předepnutí nových externích lan.

Na výpočtových modelech byla dále provedena statická a dynamická analýza. Statická analýza spočívala v posouzení mezního stavu použitelnosti a únosnosti. V rámci mezního stavu použitelnosti bylo posouzeno omezení napětí v betonu i s ohledem na dovolené napětí ve spárách segmentové konstrukce, omezení napětí v nosných lanech, předpínacích lanech a na lanech nového externího předpětí a omezení trhlin v betonu segmentů. Všechny posudky omezení napětí a omezení trhlin vyhověly normovým předpokladům.

Dále byl analyzován průhyb, resp. vzepětí lávky. Vzepětí bylo uvažováno jako výškový rozdíl spojnice povrchu opěr a povrchu segmentu ve středu lávky. Předpokládané vzepětí lávky v čase dokončení stavebních úprav pro teplotu 10 °C bylo 1,591 m, což je o 19 mm výše než v původní vzepětí (opět při teplotě 10 °C). Největší vliv na hodnoty vzepětí mají teplotní

účinky. Vlivem oteplení o $29,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ se vzepětí pásu zvýší o 156 mm , a vlivem ochlazení o $34,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ se vzepětí zmenší o 190 mm .



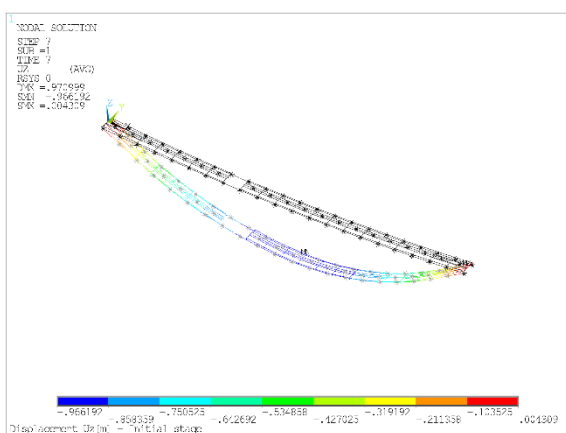
Obr. 5.4 Výpočtový model stavební úpravy včetně detailu deviátoru

Součástí statického posouzení je i analýza vodorovných a svislých reakcí na spodní stavbu. Nová stavební úprava je navržena, nadimenzována a posouzena tak, aby nezpůsobila žádné přetížení spodní stavby (nezpůsobila nárůst vodorovné síly v uložení). Odtud vyplynul požadavek na omezení maximální vodorovné reakce v založení, přičemž nové externí kabely vodorovnou reakci zvyšují. Požadované snížení zatížení opěr bylo dosaženo úpravou zatížitelnost lávky (zmenšením možného proměnného zatížení). Maximální zatížitelnost lávky je $3,32\text{ kN/m}^2$ (dav lidí LM4 je $5,0\text{ kN/m}^2$). Hodnota je větší než normová hodnota $2,5\text{ kN/m}^2$, takže nebylo nutno lávku osadit dopravními značkami omezujícími zatížitelnost. Závěrem je nutno upozornit na skutečnost, že nebylo počítáno s žádným jiným dopravním zatížením, než se zatížením od chodců, tzn., že musí být zabráněno vjezdu obslužných a jiných vozidel (vozidla záchranných složek apod.).

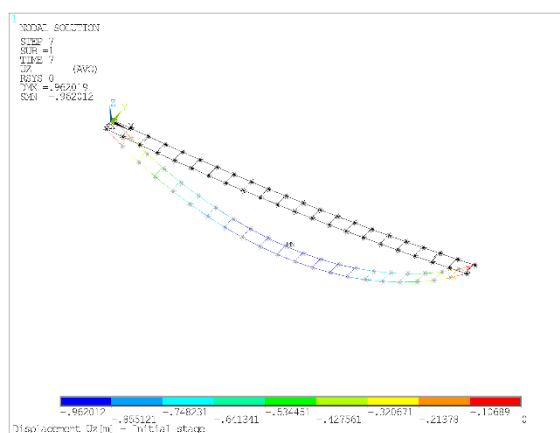
Další důležitá část statické analýzy bylo posouzení tzv. havarijního stavu konstrukce v rámci mezního stavu únosnosti. Cílem navržené stavební úpravy musí být zabránění zřícení konstrukce lávky tak, jako k tomu došlo u zřícení lávky v Praze Tróji. V našem případě

se předpokládalo, že externí předpětí vedené pod stávající lávkou vytvoří „záchrannou síť“, která zachytí fragmenty poškozené stávající lávky a výsledkem bude jen nadměrná deformace a ne zřícení lávky do řeky Moravy. Havarijní stavy byly uvažovány s překorodováním nosných a předpínacích lan buď pouze v segmentu č. 8 nebo po celé délce.

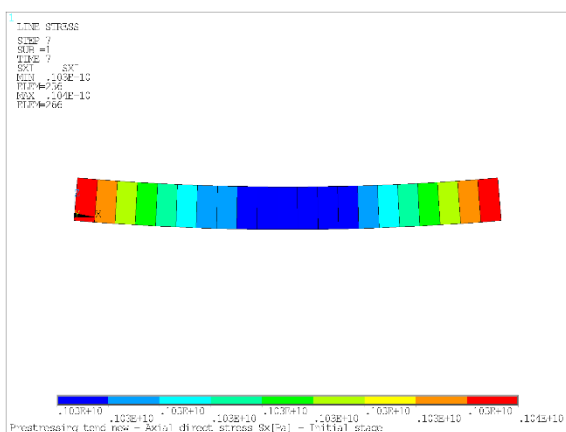
Varianta s překorodováním předpínacích lan pouze v segmentu č. 8 vychází ze stavu koroze předpínacích lan zachyceného při diagnostickém průzkumu [38] ve zprávě [1]. Zde je největší koroze předpínacích lan zachycena v segmentech č. 7, 8 a 9 – viz Obr. 4.18b. Proto byl v programu ANSYS spuštěn výchozí stav konstrukce doplněný o umrtvení prvků (příkaz EKILL) původních nosných a předpínacích lan v délce segmentu č. 8.



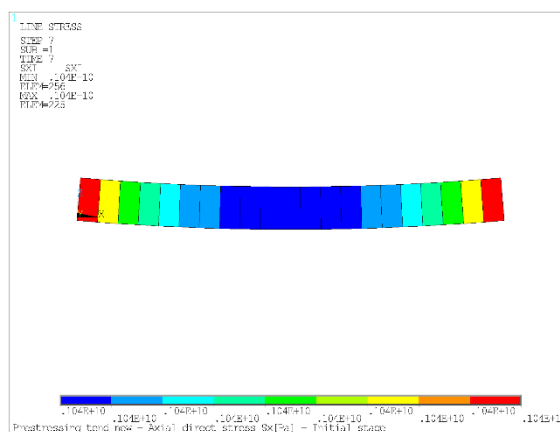
Obr. 5.5 Svislý posun po překorodování předpínacích lan v segmentu č. 8



Obr. 5.6 Svislý posun po překorodování předpínacích lan v celé délce lávky



Obr. 5.7 Napětí v externích lanech po překorodování předpínacích lan v segmentu č. 8



Obr. 5.8 Napětí v externích lanech po překorodování předpínacích lan v celé délce lávky

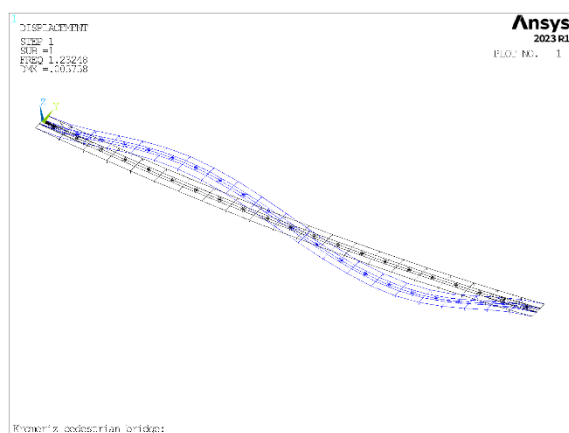
Následkem toho dojde ke zlomení mostovky v obou spárách okolo segmentu č. 8 a ke zlomení mostovky ve vetknutí u opěr. V modelu bylo zlomení mostovky dosaženo umrtvením elementů segmentu č. 8 a elementů segmentů č. 1 a 22 u opěr byl zmenšen modul pružnosti na hodnotu 0,1 GPa. Úprava umožnila rozdělení mostovky na dva bloky,

které se „položily“ na externí předpínací lana. Výsledkem je průhyb mostovky směrem dolů o 966 mm (Obr. 5.5) na hodnotu vzepětí 2,576 m (při 10 °C) a zvýšení napětí v externích lanech z 597 MPa na hodnotu 1040 MPa (Obr. 5.7).

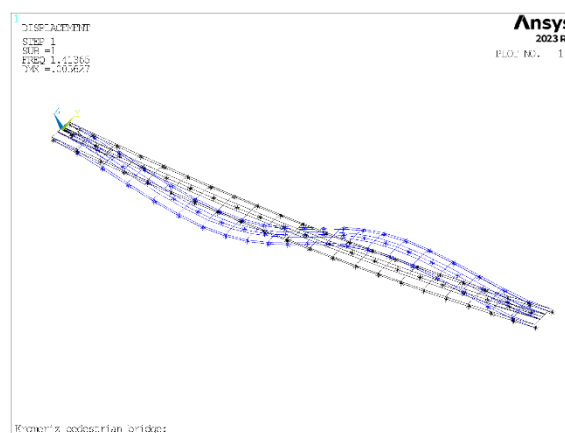
Varianta s korozí všech stávajících předpínacích lan po celé délce vyvolá stav s kloubovým spojením segmentů mostovky (analogie k montážnímu stavu). Následkem toho dojde také ke zlomení mostovky ve vetknutí do opěr. Ve výpočtovém modelu byla umrtvena stávající nosná a předpínací lana a dále byly umrtveny elementy mostovky bezprostředně u vetknutí. Kloubového spojení segmentů mostovky bylo dosaženo snížením modulu pružnosti na hodnotu 0,1 GPa. Výsledkem je prakticky nulové napětí v mostovce (žádná ohybová ani normálová tuhost) a veškerou váhu stávající lávky vynáší nová externí lana. Průhyb mostovky je opět směrem dolů o 962 mm (Obr. 5.6) na hodnotu vzepětí 2,572 m (při 10 °C) a zvýšení napětí v externích lanech z 597 MPa na hodnotu 1040 MPa (Obr. 5.8). Dosažená hodnota napětí je tedy prakticky stejná jako u předchozí varianty.

Posouzení havarijního stavu prokázalo, že nová externí lana jsou schopna převzít tíhu stávající lávky s bezpečnou rezervou. Jediným projevem bude zvýšení průhybu o cca 1,0 m, který bude doprovázen zvýšením napětí v externích lanech na hodnotu okolo 1040 MPa. V externích lanech je tedy více jak vyhovující rezerva vzhledem k hodnotě smluvní mezi kluzu a hodnotě mezi pevnosti.

Poslední částí statického výpočtu bylo posouzení z hlediska dynamiky. Po provedení modální analýzy bylo konstatováno, že vlastní tvary a frekvence po stavební úpravě (např. Obr. 5.10) jsou mírně vyšší než pro stávající stavební stav (např. Obr. 5.9). To indikuje, že konstrukce má nyní vyšší tuhost, proto nebylo nutné přistupovat k podrobnějším dynamickým výpočtům a lávka tak byla posouzena jen na možnost vzniku rezonance vodorovného a svislého kmitání a rozkmitání od větru.



Obr. 5.9 První vlastní tvar před stavební úpravou $f = 1,23$ Hz



Obr. 5.10 První vlastní tvar po stavební úpravě $f = 1,41$ Hz

Statický výpočet prokázal, že zatížení spodní stavby není navrhovanou stavební úpravou nijak zvyšováno. Předpokládá se, že funkčnost spodní stavby se potvrdí dlouhodobým

geodetickým sledováním obou opěr, které začalo okamžikem zahájení stavebních úprav, a pokračovalo přes aktivaci předpětí nových externích lan a dále po dobu nejméně 5 let po dokončení. Současně musela být geodeticky sledována i hodnota vzepětí za současného měření teploty, aby se potvrdilo chování výpočtového modelu.

Po 5 letech se ukázalo, že pohyby opěr jsou malé už po dokončení stavební úpravy a postupně doznívají, tj. předpoklady návrhu byly správné.

5.2.1.4 Výstavba

Realizace stavební úpravy byla provedena firmou Mitrenga - stavby, spol. s r.o. Stavba započala zřízením lešení u opěr a sestavením pojízdných plošin (v pozadí na Obr. 5.13). Po injektáži kaveren z doby výstavby byly odkopány obě opěry a připraveny drážky a otvory v opěrách pro vedení externích lan. Osadila se betonářská výztuž kotevních bloků tvaru písmene U (Obr. 5.11) tvořící zároveň kotevní blok pro externí kabely. Pod lávkou se provedla montáž sedel a výztuže deviátoru (Obr. 5.12) a první části kapotáže (Obr. 5.13).



Obr. 5.11 *Betonářská a předpínací výztuž kotevního bloku za opěrou OP2*

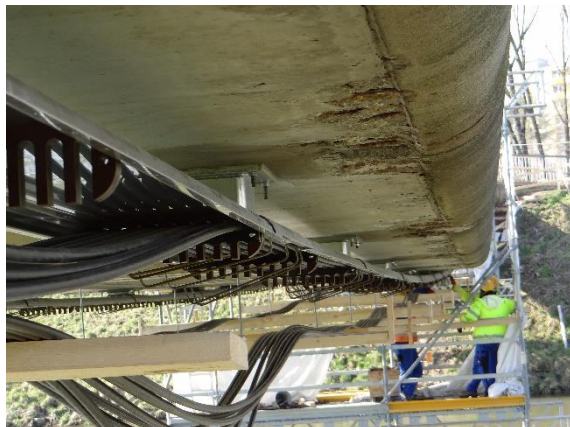


Obr. 5.12 *Vedení externích lan a výztuž deviátoru u opěr*

Poté se protáhla předpínací lana a osadila zbylá část kapotáže. Následovala betonáž kotevních oblastí (Obr. 5.14) a injektáž prostoru mezi externími lany a kapotáží. Po sanaci povrchu nosné konstrukce vodní tryskovou injektáží v prostoru nad kapotáží se provedlo předepnutí externích lan za současného geodetického a tenzometrického sledování.

Další práce se odehrávaly na horním povrchu lávky, kde byly sneseny původní povrchové vrstvy a rozebráno stávající zábradlí. Dále se provedla mechanická příprava podkladu a jeho reprofilace (Obr. 5.15) následovaná montáží nových kotevních bodů zábradlí. Prostor původní cementobetonové vozovky byl vyplněn nalepenými deskami extrudovaného polystyrenu. Desky polystyrenu a navazující zvýšené části říms byly vybroušeny a vznikl tak podklad pro nalepení hydroizolační folie (Obr. 5.16). Okraje byly opatřeny okapním plechem pro odkap vody, která případně prolne trhlinkami v nové pochůzce až na tuto hydroizolační folii. Pro snazší a spolehlivý odvod případně prolnuté srážkové vody byla

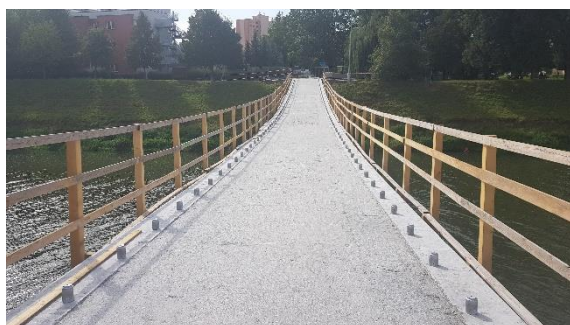
na izolační folii položena drenážní folie a na ní potom geotextilie se zvýšenou gramáží (alespoň 800 g/m^2). Na takto připravený drenážní systém pak byla nabetonována pochůzní vrstva tloušťky 35 až 40 mm z mikrobetonu SIKA vyztuženého sítí z nekorodující výztuže (Obr. 5.17). Povrch byl nakonec uzavřen epoxidovým nátěrem se vsypem z křemičitého písku, který je možné následně lokálně opravovat.



Obr. 5.13 *Nerezová kapotáž s hřebeny pro usměrnění externích lan. V pozadí montážní plošina*



Obr. 5.14 *Stav po betonáži kotevního bloku za opěrou OP2*



Obr. 5.15 *Příprava podkladu pro izolační souvrství*



Obr. 5.16 *Pokládka hydroizolace a polystyrenu*



Obr. 5.17 *Betonáž mikrobetonu SIKA vyztuženého sítí z nekorodující výztuže*



Obr. 5.18 *Sanace spodního povrchu a instalace monitorovacího systému*

Po dokončení nového souvrství bylo osazeno nové zábradlí (Obr. 5.19) a provedeny dokončovací práce pod mostem a na předpolích lávky. Nakonec byla provedena statická a dynamická zatěžovací zkouška, která prokázalo velmi dobrou shodu s výsledky výpočtového modelu. Lávka pak byla slavnostně otevřena v prosinci roku 2020 (Obr. 5.20), tj. 3 roky po pádu lávky v Praze Tróji.



Obr. 5.19 *Osazení zábradlí*



Obr. 5.20 *Lávka po dokončení*

5.2.1.5 Monitoring

Před započatím stavebních prací i v jejich průběhu byla lávka geodeticky sledována, aby se potvrdilo chování výpočtového modelu. Sledovány byly hodnoty vzepětí za současného měření teploty, a vodorovný a svislý pohyb opěr lávky. Geodetické sledování lávky zejména ve fázi předpínání externích lan prokázalo takřka úplnou shodu s výpočtovým modelem [36].



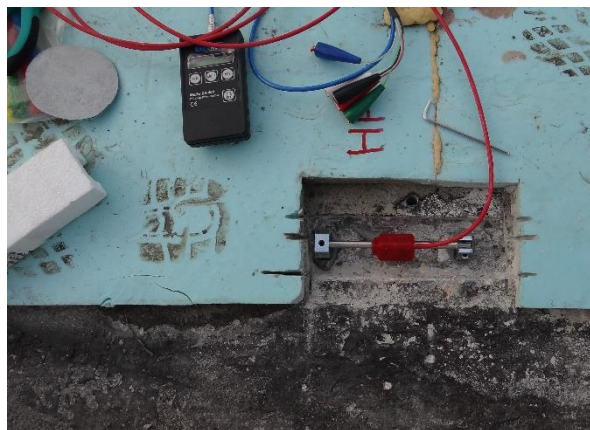
Obr. 5.21 *Instalace čidel vlhkosti betonu
(odporová metoda)*



Obr. 5.22 *Ústředna pro sběr dat, tenzometr
na spodním lici*

Jako součást stavební obnovy, pro kontrolu správného působení hydroizolace a pro kontrolu stálosti rozhodujících parametrů konstrukce byl na dolním a horním povrchu konstrukce zřízen monitorovací systém (Obr. 5.18), který s využitím ústředny Geologer (Obr. 5.22) sbírá, uchovává a dálkově zasílá údaje o vlhkosti betonu měřené odporovou metodou (Obr. 5.21), o přetvoření na spodním a horním povrchu uprostřed lávky (Obr. 5.22 a Obr. 5.23),

o vlhkosti betonu uprostřed lávky měřené Rh metodou, o případném zatopení kontrolních jímek vody a o teplotách lávky. Systém byl zprovozněn během léta 2021 a od srpna 2021 pravidelně zasílá údaje (Obr. 5.24).



Obr. 5.23 Instalace tenzometru na horním povrchu



Obr. 5.24 Solární panel s ústřednou pro zasílání dat

Dosavadní výsledky potvrzují předpoklad zvýšeného nasycení betonu lávky vodou, kdy zejména údaje Rh metody jsou ve stavu plné saturace, což nastává při zvýšené gravimetrické vlhkosti přes 8% přesto, že vizuálně je lávka zcela suchá. Senzory zatopení bezprostředně po instalaci a uzavření jímek signalizovaly zatopení pravděpodobně ze zkondenzované vody vypařené z betonu. Nicméně od listopadu 2021 signalizují suchý stav.

5.2.2 Stavební úprava lávky přes řeku Vltavu v Praze Tróji

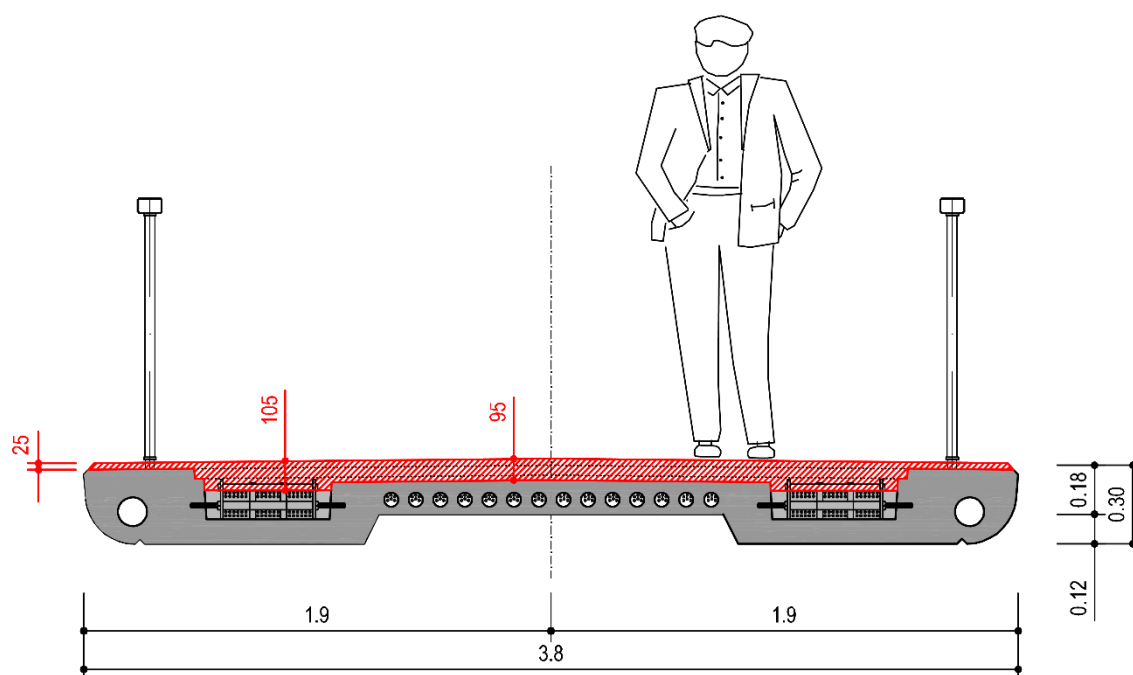
Stavební úprava projektovaná v roce 2011 popsaná v kapitole 4.3.4 a v projektu [28] byla správně zaměřena na výměnu pochozího hydroizolačního souvrství na celé lávce, vyspravení horního povrchu nosné konstrukce, sanaci spár mezi segmenty, odstranění nátěru na spodním líci nosné konstrukce bránící difúzi vody v poli 3 vodním paprskem (nátěr z opravy v roce 1998), cílenou sanaci odpadlého krytí nosné konstrukce na spodním líci segmentů s pasivací odhalené betonářské výztuže, lokální opravu protikorozi ochrany ocelového zábradlí a na přípravu prvků pro dlouhodobé sledování nosné konstrukce. Cílem bylo zabránit dalšímu pronikání srážkové vody k nosným a předpínacím kabelům.

Nicméně v roce 2012 při provádění stavební úpravy byla sanace horního povrchu nosné konstrukce provedena ve značné části konstrukce a oslabení konstrukce tak bylo významné, viz například Obr. 4.23, Obr. 4.27 a Obr. 5.25. Tloušťka sanační vrstvy byla dokonce navýšena o 25 mm, což znamená zvýšení stálého zatížení o 10 % (cca o 57 kg na každý 1 m² plochy lávky), které nebylo nikde posouzeno a hlavně s ním původní návrh nepočítal. Tloušťky sanačních vrstev včetně navýšení jsou naznačeny na Obr. 5.26, kde je vidět, že v místě betonových žlabů je odebrání betonu provedeno až na úroveň nosných kabelů, což je odstranění cca 80 mm původního betonu žlabu. Toto odebrání bylo sice nepravidelné, ale je nutno

si uvědomit, že konstrukce předpjatého pásu je namáhána tlakem, a že odebrání části konstrukce vyvolá v konstrukci výrazné ohybové namáhání (skoková změna těžiště).



Obr. 5.25 Detail sanační vrstvy betonu na horní povrchu nosné konstrukce 72 segmentu od Císařského ostrova



Obr. 5.26 Tloušťka sanace dle Obr. 4.27 na segmentu číslo 36

Bohužel u výměny pochozího hydroizolačního souvrství na celé lávce a výše popsaných úprav projekt stavební úpravy skončil a nebylo myšleno například na doinjektování kaveren okolo nosných lan z doby výstavby, doinjektování betonových kanálků předpínací výztuže, zapravení odhalených spár a hlavně na zesílení nosné konstrukce včetně zabezpečení lávky proti případné havárii například vložení externích předpínacích kabelů jako „záchranné sítě“. Je logické, že bez těchto úprav mohla vzdušná vlhkost způsobovat další korozi nosných a předpínacích lan. Je nutno podotknout, že rok po stavebních úpravách došlo k povodni, která sice zasáhla pouze krajní pole, ale lépe by vzdorovala zesílená konstrukce, nežli ta původní.

6 Dlouhodobé sledování

Dlouhodobé sledování mostních konstrukcí je nedílnou součástí správy a údržby mostních objektů. Prakticky ihned po dokončení mostní konstrukce je konstrukce sledována pomocí mostních prohlídek podle normy ČSN 73 6221 až do konce životnosti konstrukce. Mostní konstrukci ale můžeme periodicky sledovat například i po provedené diagnostice, nebo do provedení stavební úpravy, resp. po statickém zajištění, zesílení, apod.

Kapitola je věnována třem metodám dlouhodobého sledování, které se dají použít pro konstrukce z předpjatého pásu. Vzhledem k faktu, že konstrukce z předpjatého pásu jsou subtilní a tenké, tak poruchy typické pro masivní předpjaté konstrukce zde progradují daleko rychleji, a proto je nutno upravit známé metody dlouhodobého sledování.

První metoda je metoda vizuálního sledování konstrukce, která například pomocí fotodokumentace kritických míst na konstrukci je schopna stanovit vývoj poruch těchto míst v čase a lépe pak předpovědět budoucí poruchu.

Další nově vyvíjená metoda je metoda sledování dynamických vlastností, ze které by se dalo pomocí pravidelně měřených dynamických parametrů usuzovat (i predikovat), nakolik je konstrukce poškozená, případně jaká je ještě její rezerva.

Poslední představenou metodou je geodetické sledování konstrukce, kdy můžeme pomocí sledování pohybu opěr, případně změny vzepětí jednotlivých polí usuzovat, jak se chová založení lávky.

Všechny výše uvedené metody jsou doplněny příklady použití z praxe.

6.1 Vizuální sledování konstrukce

6.1.1 Metodika

Každá mostní konstrukce je ihned po svém dokončení periodicky sledována pomocí mostních prohlídek ve smyslu normy ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací. Mostní prohlídky jsou vizuálním posouzením konstrukce, které může být doplněno pouze základními nedestruktivními metodami, jako například akustickým trasováním popsaným v kapitole 4.2.1.3. Prohlídku má provádět pouze příslušně odborně způsobilá osoba držící osvědčení (pro běžné prohlídky) nebo oprávnění k výkonu prohlídek (pro hlavní a mimořádné). Periodické prohlídky bezesporu patří k důležitým nástrojům pro dlouhodobé sledování stavu mostních konstrukcí a díky pořizování fotodokumentace při každé prohlídce je možno sledovat i progres závad. Je logické, že není možné pomocí nich posoudit všechny vlivy, které se dějí například uvnitř konstrukce (např. koroze předpínacích lan, betonářské výztuže, apod.) a že velmi závisí na zkušenostech odborně způsobilé osoby, která by měla být osobou autorizovanou (v současné době tomu tak není).

U konstrukcí z předpjatého pásu se při hodnocení stavu konstrukce vychází z typických poruch, které jsou podrobně popsány v kapitole 4.4. Vizuální prohlídka pak má být hlavně

zaměřena na projevy koroze nosné a předpínací výztuže, na funkčnost mostní izolace a krytu, a na porušení betonu, tj. na trhliny, lokální a plošné odpadávání betonu.

Na korozi nosné a předpínací výztuže upozorňuje hlavně přítomnost výluh a krápníků na spodní straně mostovky v místech nejnižších bodů nivelety, kde je podélný spád malý nebo nulový. Tento projev pak souvisí i s nefunkční mostní izolací a poškozeným krytem.

V případě porušení betonu trhlínami sledujeme hlavně výskyt příčných trhlin na bocích nosné konstrukce a dále v okolí horního povrchu nosné konstrukce u krajních opěr nebo vnitřních podpěr (sedel), nebo na spodním povrchu nosné konstrukce v polích.

Jak se ukázalo na lávce v Praze Tróji, tyto typické projevy by měly být řešeny v nezbytně nutné době v řádech jednotek let, protože konstrukce z předpjatých pásů jsou velmi štíhlé a voda má tak daleko rychlejší cestu, než v případě masivnějších předpjatých konstrukcí.

6.1.2 Lávka přes Ohři v Radonicích nad Ohří

Na příkladu lávky přes řeku Ohři v Radonicích budou ukázány výstupy z vizuálních prohlídek, které byly jedním z podmínek udržení lávky v provozu do doby, než bude provedena stavební úprava. Účelem vizuální prohlídky bylo prokázat, že zatékání do nosné konstrukce po vytvoření ochranného polyuretanového nátěru na očištěný povrch nosné konstrukce už není aktivní. Vizuální prohlídka byla prováděna periodicky 2x do roka a sledovacích míst bylo více.

Pro vizuální posouzení byly použity fotografie z diagnostiky v roce 2019 a z hlavních prohlídek z let 2021 a 2024. Bylo vybráno téměř nejnižší místo nivelety, kde byly nalezeny před diagnostikou největší krápníky, a to spára mezi segmenty č. 9 a 10. Vyhodnocení je provedeno ze spodního povrchu a to tak, že pořízené fotografie jsou z prohlížečích plošin, nebo z loďky přímo pod nosnou konstrukcí, protože vybrané místo nelze věrohodně ze břehů zachytit pomocí fotoaparátu.



Obr. 6.1 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10
v roce 2019 před diagnostikou –
návodní strana



Obr. 6.2 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10
v roce 2019 před diagnostikou –
povodní strana

Na Obr. 6.1 a Obr. 6.2 je stav spáry před započítáním diagnostiky. Všechny krápníky byly aktivní a dosahovaly délky až 300 mm, jak ukazuje detail krápníků na Obr. 4.29. Při vrtání

sondážního vrtu na návodní straně došlo k uvolnění velkého množství vodního nálevu z kaverny pod nosnými lany - Obr. 4.19.



Obr. 6.3 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 po diagnostice – návodní strana



Obr. 6.4 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 po diagnostice – povodní strana

Stav nosných lan po vytečení vodního nálevu je zachycen na Obr. 4.20. Po dokončení diagnostiky, tj. před rozebrání prohlížečích plošin, byly krápníky odstraněny, jak je vidět na Obr. 6.3 a Obr. 6.4. Diagnostické vrty nebyly zapraveny, protože další srážková voda protékající nefunkčním krytem a hydroizolací tak nemůže vytvořit nový vodní nálev, ale je odvedena diagnostickými vrty mimo nosnou konstrukci do řeky Ohře.



Obr. 6.5 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26]



Obr. 6.6 Detail stavu spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26] –
návodní strana



Obr. 6.7 Detail stavu spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26] –
povodní strana

Fotografie z hlavní prohlídky v roce 2024 [39] jen potvrzují, že krápníky jsou neaktivní, jsou zcela suché a duté, a jejich velikost se za tři roky nezměnila. Tím je pomocí vizuální prohlídky provedené při hlavních prohlídkách potvrzeno, že provedení ochranného polyuretanového nátěru zamezilo zatékání do nosné konstrukce.



Obr. 6.8 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39]



Obr. 6.9 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39] –
návodní strana



Obr. 6.10 Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39] –
povodní strana

6.2 Sledování dynamických parametrů

6.2.1 Úvod do problematiky

Vizuální prohlídka nastíněná v předchozím odstavci je sice účinný nástroj, ale logicky nemůže poukázat na vnitřní vady, jako je například koroze nosných a předpínacích lan, atd. Proto jsou v současné době vyvíjeny metody, které by například pomocí zjišťování dynamických vlastností sledovaly mostní konstrukce v průběhu jejího života. Dalo by se tak pomocí pravidelně měřených dynamických parametrů usuzovat (i predikovat), nakolik je konstrukce poškozená, případně jaká je ještě její rezerva. Nemusí se však jednat jen o konstrukci novou, ale sledována může být i konstrukce stávající, např. po diagnostice.

Mezi klíčové dynamické vlastnosti patří zejména určení vlastních frekvencí a vlastních tvarů, a velikosti maximálních zrychlení konstrukce. Tyto veličiny se v čase mění, ale dá se předpokládat, že například při postupném vzniku poruchy nebo při převrstvování nebo naopak ubírání vozovkových vrstev apod. se změní dynamické vlastnosti skokově. Zejména citlivá bude tato problematika pro lávky pro pěší, které jsou navrhovány jako velmi štíhlé a subtilní.

6.2.2 Použitá metodika sledování dynamických parametrů

Metodika sledování dynamických parametrů je založena na měření zrychlení na konstrukci pomocí akcelerometrů a následném vyhodnocení. Akcelerometry jsou umísťovány například v osminách rozpětí a buzeny na skutečných konstrukcích pomocí synchronizovaného skoku dvou osob nebo přechodem, a na fyzikálním modelu dotekem ruky. Oba popsání impulzy (skoky i dotek rukou) jsou provedeny v místech největších normovaných výchylek podle vlastních tvarů spočtených na výpočtových modelech.

Následné vyhodnocení je založeno na zjišťování vlastních frekvencí a vlastních tvarů a na hodnotách zrychlení konstrukce. Z metod dynamických měření byla vybrána provozní modální analýza (OMA), která patří k metodám experimentálního stanovení výše uvedených modálních parametrů konstrukcí při běžném provozu [23], přičemž budící síly působící na konstrukci nejsou známy (není třeba budič). Metoda je velice rychlá (prakticky trvá měření pár hodin) a z vybavení je třeba jen akcelerometry, ústředna a laptop.

Protože budící síly působící na konstrukci nejsou známy ani zaznamenávané, algoritmy OMA pro stanovení modálních charakteristik pracují pouze se změřenou odezvou konstrukce. Předpokládá se, že buzení má přibližně charakter bílého šumu, a že jeho energie je rozložena v širokém frekvenčním pásmu a při buzení jsou vyvozeny všechny módy. Tento předpoklad není při samotném měření nijak kontrolován.

Mezi hlavní výhody OMA patří rychlost měření, realizace měření za provozu a měření těžko vybuditelných konstrukcí (budov, mostů a lávek). Nevýhodou OMA je, že úroveň měřeného signálu odpovídá vibracím vyvolaných provozem soustavy a zpravidla není tak velká

jako u konstrukcí s kontrolovaným buzením, odhadnuté výsledky mají menší přesnost a nelze identifikovat modální hmotnost.

Identifikační techniky OMA lze rozdělit do dvou skupin. Jedná se o metody pracující v časové oblasti a metody pracující ve frekvenční oblasti. Metody pracující v časové oblasti využívají k identifikaci modálních parametrů časové odezvy nebo korelační funkce, kdežto metody pracující ve frekvenční oblasti jsou založeny na analýze funkcí výkonové spektrální hustoty. Pro účely naší analýzy je použita metoda zvaná Frequency domain decomposition (FDD), která spadá do skupiny metod pracujících ve frekvenční oblasti. Metoda FDD [11] je založena na singulárním rozkladu matice spektrálních hustot a její výhodou je shrnutí veškerých informací pro určení modálních parametrů do jednoho grafu (Obr. 4.6). Vlastní frekvence jsou pak identifikovány jako vrcholy v grafu singulárních čísel. Vlastním tvarem je singulární vektor odpovídající danému singulárnímu číslu. Ke každému uzlu vlastního tvaru je přiřazen fázový posun kmitání. Na základě známé polohy snímačů jsou hodnoty výchylek vlastních tvarů vyneseny po délce konstrukce.

6.2.3 Vyhodnocení výsledků a jejich prezentace

Výsledkem metodiky použité v předchozí kapitole 6.2.2 je pak z každého periodického měření určení vlastních frekvencí a k nim příslušným vlastním tvarům. Porovnáním nového měření s výsledky dynamické analýzy konstrukce na výpočtovém modelu můžeme usuzovat nebo i predikovat poškození konstrukce, případně její rezervu. Může se ovšem stát, že dynamická analýza konstrukce nebyla provedena nebo její výsledky jsou nedostupné, pak je možné porovnat nové měření z již předešlými měřeními.

V současné době existuje norma na zatěžovací zkoušky mostních objektů [14], jejichž součástí je vyhodnocení dynamické zatěžovací zkoušky, tj. porovnání dynamických vlastností mezi měřením a výpočtem. Pro porovnání více dynamických měření nebo absenci dat z výpočtového modelu už je nutno vytvořit jiný způsob vyhodnocení. Byl tak vytvořen nový způsob vyhodnocení pro dlouhodobé dynamické sledování, který vychází z normy [14]. Protože máme na vstupu více dynamických měření, je třeba určit sadu dat referenčních (zkratka ref) namísto v normě [14] uvedených dat výpočtových (zkratka cal). Referenční sada dat bude tvořena buď výsledky z výpočtového modelu, pokud je k dispozici, nebo výsledky z prvního měření. Proto u rovnic převzatých z normy [14] bude změněn dolní index cal na index ref.

Před vyhodnocením dynamických měření je nutno definovat základní soubor ověřovaných frekvencí, který byl převzat z článku 8.2.3 v [14]. Základní soubor ověřovaných frekvencí by měl určitě zahrnovat nejméně 5 nejnižších vlastních frekvencí, kde se budou vyskytovat alespoň 2 nejnižší vlastní frekvence ohybových tvarů kmitání ve svislém směru a alespoň jedna vlastní frekvence torzních tvarů kmitání. Základní soubor by měl obsahovat alespoň jednu vlastní frekvenci vodorovného příčného kmitání, pokud je menší než 1,6 Hz, což většinou není problém štíhlých betonových mostovek.

Tab. 6.1 Tabulkové porovnání periodického měření vlastních frekvencí pro lávku v Radonicích nad Ohří s prvním referenčním měřením

Pořadí tvaru	Druh tvaru	Počet vln	Měření (ref)	Měření (obs)					
			03/2020	09/2020	03/2021	10/2021	02/2022	03/2023	07/2024
1	ohybový svislý	1	1.22	1.29	1.22	1.26	1.24	1.26	1.32
2	ohybový svislý	2	1.32	1.29	1.32	1.32	1.32	1.32	1.29
3	ohybový svislý	3	2.22	2.17	2.22	2.24	2.24	2.24	2.20
4	příčný+torzní	1	2.58	2.54	2.54	2.54	2.69	2.67	2.67
5	ohybový svislý	4	3.21	3.18	3.20	3.26	3.26	3.25	3.21

Nejčastější formou výstupu je tabulkový výstup (např. Tab. 6.1) vlastních frekvencí všech provedených měření vůči referenčním hodnotám vlastních frekvencí, který je vhodný pro číselné srovnání. Referenční hodnoty jsou pro případ, kdy nejsou data z výpočtového modelu dostupné, dány jedním z měření – obvykle se jedná o první měření. Vlastní frekvence jsou řádně popsány pořadím tvaru (číslování dle referenční sady dat), druhem tvaru (svislý ohybový, příčný, torzní, smíšený, atd.), případně počtem půlvln.

V tabulkovém výstupu musíme správně přiřadit do jednotlivých řádků nové vlastní frekvence tak, aby jejich tvary odpovídaly stávajícím vlastním tvarům. Ověřované vlastní frekvence nového měření musí mít ve vlastním tvaru shodný počet uzlových linií a linie musí ležet ve shodných polích konstrukce jako u vlastních tvarů stávajících vlastních frekvencí. Nejčastěji se porovnání provádí vizuálně, ale je možno použít, zejména v komplikovaných případech, numerické srovnání vlastních tvarů pomocí koeficientů korelace modální analýzy $MAC_{(j,k)}$ dle [12]:

$$MAC_{(j,k)} = \frac{\left(\{r_{(j)}\}_{ref}^T \cdot \{r_{(k)}\}_{obs}\right)^2}{\left(\{r_{(j)}\}_{ref}^T \cdot \{r_{(j)}\}_{ref}\right) \cdot \left(\{r_{(k)}\}_{obs}^T \cdot \{r_{(k)}\}_{obs}\right)} \quad (6.1)$$

kde je

$\{r_{(j)}\}_{ref}$ vektor amplitud vybraného souboru pořadnic ověřovaného j-tého vlastního tvaru kmitání pro referenční sadu dat (výpočtový model nebo referenční měření),

$\{r_{(k)}\}_{obs}$ vektor amplitud pořadnic k-tého vlastního tvaru zjištěného některým z měření,

T označuje transponovaný vektor.

Hodnota $MAC_{(j,k)}$ v rovnici (6.1) popisuje míru shody dvou porovnávaných tvarů vlastního kmitání $\{r_{(j)}\}_{ref}$ a $\{r_{(k)}\}_{obs}$ přes všechny jejich pořadnice – například v Tab. 6.2. Pokud budou dva porovnávané tvary totožné, tj. vlastní tvar z referenční sady dat (zkratka ref), a vlastní tvar některého z měření (zkratka obs), pak jejich $MAC_{(j,k)}$ bude roven 1, zatímco pokud budou patřit dvěma různým vlastním tvarům, bude jejich $MAC_{(j,k)}$ roven 0. Obecně platí (např. dle [7]), že hodnoty MAC větší než 0,9 znamenají k sobě patřící tvary a hodnoty menší

než 0,05 pro tvary, které k sobě nepatří. V normě [12], která je benevolentnější, značí hodnota $MAC_{(j,k)}$ větší než 0,85 pro k sobě patřící tvary a hodnota nižší než 0,4 pro k sobě nepatřící tvary.

V literatuře [7] je ale upozorněno na případ, že pokud budou tvary frekvenčně velmi blízko sobě a dostaneme na hlavní diagonále přesně hodnoty $MAC_{(j,k)}$ 1, tak jsou pro nás významnější mimodiagonální hodnoty, protože by měly být blízké nule. Pokud nejsou, může zde být nebezpečí výskytu falešných tvarů.

Tab. 6.2 Vypočítané hodnoty koeficientů korelace modální analýzy pro referenční měření (první měření 03/2020) a poslední měření (07/2024) pro lávku přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří

$MAC_{(j,k)}$		Vlastní tvary z 07/2024					
		k	1	2	3	4	5
Vlastní tvary z 03/2020	j	[Hz]	1.32	1.29	2.20	2.67	3.21
	1	1.22	0.87	0.08	0.00	0.00	0.00
	2	1.32	0.11	0.99	0.00	0.00	0.00
	3	2.22	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00
	4	2.58	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	5	3.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99

Nyní máme správně přiřazené hodnoty vlastních frekvencí nového měření k vlastním frekvencím referenční sady dat a můžeme provést číselné srovnání. Norma [12] dokáže vyčíslit mezní odchylku $\Delta_{(j)}$ vlastní frekvence mezi j-tým referenčním a k-tým naměřeným tvarem kmitání jako:

$$\Delta_{(j)} = \frac{f_{(j)ref} - f_{(k)obs}}{f_{(j)ref}} \cdot 100 [\%] \quad (6.2)$$

kde je

$f_{(j)ref}$ j-tá referenční (ověřovaná) vlastní frekvence a

$f_{(k)obs}$ k-tá vlastní frekvence zjištěná některým z měření.

Limitní hodnoty mezní odchylky jsou definovány v Tab. 6.3 převzaté z normy [12]. V Tab. 6.3 je hodnota $f_{(min)ref}$ nejnížší ověřovaná vlastní frekvence příslušná globálnímu vlastnímu tvaru hlavní nosné konstrukce s dominantními pořadnicemi ve svislém směru, hodnota $f_{(j)ref,A}$ kterákoliv ověřovaná vlastní frekvence nižší než $f_{(min)ref}$ příslušná globálnímu vlastnímu tvaru nosné konstrukce, který nemá dominantní pořadnice ve svislém směru a hodnota $f_{(j)ref,B}$ kterákoliv ověřovaná vlastní frekvence vyšší než $f_{(min)ref}$.

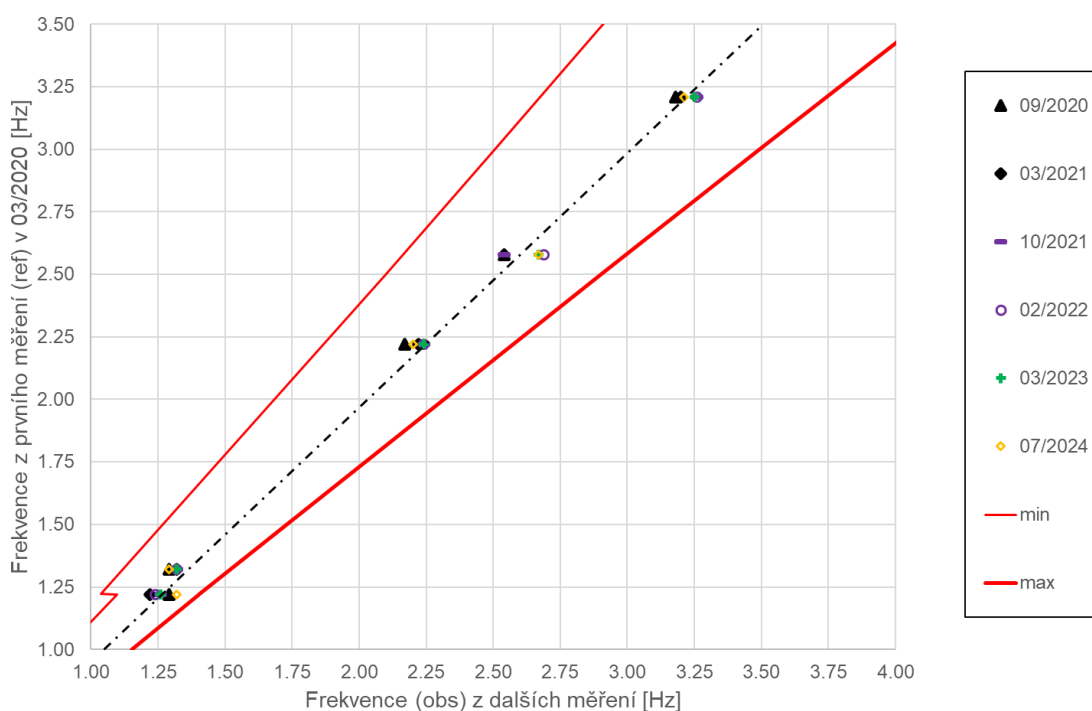
Tabulkový výstup vlastních frekvencí všech provedených měření vůči referenčním hodnotám vlastních frekvencí doplněný hodnotami mezní odchylky pro každou měřenou

hodnotu pro všechna měření a jejími limitními hodnotami by tabulku zpřehlednily. Proto byl na podkladě literatury [7] vytvořen užitečnější formát posouzení vlastních frekvencí a to grafické srovnání vlastních frekvencí – např. Obr. 6.11. Tímto způsobem lze snadno vidět stupeň souladu mezi referenční sadou dat a všemi provedenými měřeními.

Tab. 6.3 Limitní hodnoty mezní odchylky dle [14]

Frekvence	$f_{(\min) \text{ ref}}, f_{(j) \text{ ref, A}}$	$f_{(j) \text{ ref, B}}$
Mezní odchylka $\Delta_{(j)}$ [%]	+10 až -15	$\pm(14 + f_{(j) \text{ ref}} / f_{(\min) \text{ ref}})$ nejvýše ± 25

Vytvořený graf je tvořen body, jejichž vodorovná souřadnice je dána vlastní frekvencí i-tého měření (značeno obs) a svislá souřadnice je dána odpovídající vlastní frekvencí referenční sady dat (značeno ref). Vykreslené body by měly ležet na přímce (černá čerchovaná čára na Obr. 6.11) se směrnicí 1 nebo blízko ní. Pokud jsou body od přímky vzdáleny směrem doleva, lze usuzovat, že dynamické vlastnosti konstrukce se mění a mohou poukazovat na možné poškození konstrukce, úbytek tuhosti či hmotnosti nebo i chybu v měření. Pokud jsou body od přímky vzdáleny směrem doprava, lze usuzovat, že se dynamické vlastnosti opět mění a mohou poukazovat na tužší konstrukci, např. vlivem zvýšení hmotnosti, rekonstrukcí, atd.



Obr. 6.11 Grafické srovnání vlastních frekvencí pro lávku přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří z Tab. 6.1 včetně limitních hodnot vlastních frekvencí

Pro situace, kdy je referenční sada dat tvořena daty z výpočtového modelu platí, že pokud je rozptýl bodů podél přímky se sklonem 45° malý a náhodně rozložený, tak lze předpokládat, že hodnoty pocházejí z normálního procesu modelování a měření. Obvyklé dle [7] je i to, že čím vyšší (v pořadí) je vlastní frekvence, tím je rozdíl mezi vypočtenou a naměřenou hodnotou větší. Rozdíly by měly mít tu tendenci, že vypočtené frekvence jsou vyšší než naměřené, protože do výpočtu obvykle nezahrnujeme tlumení, kdežto naměřené frekvence jsou vždy tlumené, a tedy nižší.

Pro situace, kdy je referenční sada dat tvořena daty obvykle z prvního měření je sledováno, že s vyšší frekvencí jsou rozdíly mezi měřeními větší, i proto jsou limitní hodnoty mezní odchylky v Tab. 6.3 pro vyšší frekvence vyšší a závisí na jejich hodnotě.

Do grafického srovnání vlastních frekvencí lze snadno doplnit i limitní hodnoty mezní odchylky dle Tab. 6.3. Pokud modifikujeme vztah (6.2), pak můžeme pro každou referenční vlastní frekvenci f_{ref} vypočítat limitní hodnotu vlastní frekvence měření $f_{obs,lim}$:

$$f_{obs,lim} = f_{ref} - \frac{\Delta_{(j)}}{100} \cdot f_{ref} [Hz] \quad (6.3)$$

Pro výpočet minimální hodnoty $f_{obs,lim}$ (tenká červená čára na Obr. 6.11) dosadíme do vztahu (6.3) kladné hodnoty mezní odchylky $\Delta_{(j)}$ z Tab. 6.3 a pro výpočet maximální hodnoty $f_{obs,lim}$ (tlustá červená čára na Obr. 6.11) dosadíme naopak záporné hodnoty $\Delta_{(j)}$ z Tab. 6.3.

6.2.4 Parametry ovlivňující dynamické vlastnosti

Metodika sledování dynamických parametrů je nová a prakticky neprobádaná. Po provedení několika dynamických měření vyvstala otázka, jak moc jsou dynamická měření ovlivněna vnějšími podmínkami. Následkem toho byly vybrány tři klíčové vnější podmínky a ty byly podrobně analyzovány [50]. Dynamické parametry mohou být ovlivněny změnou předpínací síly, změnou zatížení na mostovce, tj. převrstvování nebo ubírání vozovkových vrstev, a změnou teploty konstrukce.

6.2.4.1 Současný stav poznání

Výše uvedené vlivy ovlivňující dynamické parametry byly studovány v zahraniční literatuře. Nejvíce literatury bylo dostupné pro tematiku vlivu velikosti předpínací síly na dynamické vlastnosti předpjatých konstrukcí, které byly prostudovány. Jeden ze starších článků o dynamickém chování [15] připomíná známý efekt „compression-softening“, neboli efekt tlakového změkčení a uvádí rozpor mezi teoretickými a experimentálními výsledky. Článek [12] ukazuje opět na efekt „compression-softening“ způsobený externě aplikovanou předpínací silou skrz kotvení místo vnitřního „ekvivalentního“ zatížení soudržných lan.

Nicméně experimentální výsledky v [68] ukázaly, že čím je vyšší úroveň předpětí, tím jsou mírně vyšší vlastní frekvence. Podle názorů citovaných lze toto zvýšení přičíst uzavření mikrotrhlin v betonu od smršťování vlivem předpětí.

V článku [16] sledovali autoři první ohybovou a torzní frekvenci na betonových nosnících předepnutých vnitřními nesoudržnými kabely. Zjistili, že ohybové frekvence se liší minimálně se změnou velikosti předpínací síly, zatímco u torzní frekvence byly změny vyšší.

Poslední studovaný článek [52] se snaží zohlednit v dynamických vlastnostech prostého nosníku tvaru nesymetrického písmene I více aspektů jako je vznik trhlin, nelineární chování betonu v tlaku, vliv vyztužení betonářskou a předpínací výztuží a dráhu předpínací výztuže. Podle autorů článku [52], lze pro lineární chování materiálů vliv předpětí na dynamické vlastnosti zanedbat, protože změna deformované konstrukce v rovnovážném stavu významně nemění dynamické vlastnosti. Opak platí u nosníku externě předepnutého. Pro dynamickou analýzu, kde se zohlední nelineární chování materiálu, je třeba zohlednit vliv předpětí. Nicméně z výstupů článku [52] lze vysledovat, že změny ve frekvencích jsou v řádu nižších procent a dají se prakticky zanedbat i pro analýzu nelineární.

Všechny výše uvedené články měly jako referenční testovací model pro studování změn dynamických vlastností použit prostě uložený železobetonový nosník, který byl vhodným způsobem předepnut. Proto bude snaha dále ověřit, jak se budou dynamické vlastnosti měnit na konstrukci předpjatého visutého pásu, který je vetknut do opěr. Předpjatý pás je velice štíhlá konstrukce v poměru vůči rozpětí a předpětí je zde naprosto dominantním prvkem.

6.2.4.2 Vliv změny teploty na dynamické vlastnosti

Pro testování vlivu změny teploty na dynamické vlastnosti byla vybrána lávka přes řeku Ohří v Radonicích, která byla detailně popsána v kapitolách 3.1.1 a 4.3.3. Délka visutého pásu je 63,28 m a vzepětí (průvės) visutého pásu je proměnný, závisí na teplotě a velikosti zatížení. Projektované vzepětí pásu f při základní teplotě $T = 10^\circ\text{C}$ bez proměnných zatížení bylo 1,295 m. Při záporných teplotách se vzepětí pásu f zmenšuje, naopak při vysokých kladných teplotách se vzepětí pásu f zvětšuje – jak ukazuje Tab. 6.4.

Tab. 6.4 Závislost vzepětí f , první ohybové frekvence $f_{V,1}$, torzní frekvence $f_{T,1}$ a dosednutí konstrukce na ložiska při různých teplotách T . Hodnoty ΔT jsou rozdíl od základní teploty $T = 10^\circ\text{C}$ (žlutý sloupec) a hodnoty Δuz jsou svislý průhyb v polovině rozpětí od konstrukce v základní teplotě $T = 10^\circ\text{C}$ (žlutý sloupec)

T	[°C]	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35	40
ΔT	[°C]	-40	-35	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30
f	[mm]	1050	1081	1111	1142	1173	1203	1234	1265	1295	1326	1356	1386	1416	1446	1475
Δuz	[mm]	245	215	184	153	123	92	61	31	0	-30	-61	-91	-121	-150	-180
$f_{V,1}$	[Hz]	1.31	1.30	1.29	1.29	1.28	1.28	1.27	1.27	1.26	1.26	1.25	1.25	1.24	1.24	1.23
$f_{T,1}$	[Hz]	3.37	3.37	3.37	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.35	3.35	3.35	3.35
Dosednutí na ložiska	[-]	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	NE	ANO	ANO	ANO	ANO	ANO

Dynamické vlastnosti lávky byly sledovány od roku 2020 a všechny výsledky měření jsou uvedeny v Tab. 6.5. Dosud bylo provedeno 6 měření, při kterých byly měřeny teploty vzduchu T , první vlastní ohybová $f_{v,1}$ a torzní frekvence $f_{t,1}$ a kontrolováno dosednutí na ložiska (případná změna rozpětí). Pro první a poslední měření bylo změřeno technickou nivelací i vzepětí pásu jako výškový rozdíl spojnice opěr měřený v ose mostu a povrchu mostovky v polovině rozpětí.

Při numerickém přepočtu lávky (podrobně v kapitole 3.1.1) bylo postupně zadáváno teplotní zatížení (rovnoměrné oteplení a rovnoměrné ochlazení) s gradientem 5 Kelvinů. V každém kroku byly také spočteny dynamické parametry - zejména pak první vlastní frekvence pro svislý a pro torzní tvar. Vedlejším cílem bylo sledování změny vzepětí lávky pro každý teplotní gradient - Tab. 6.4.

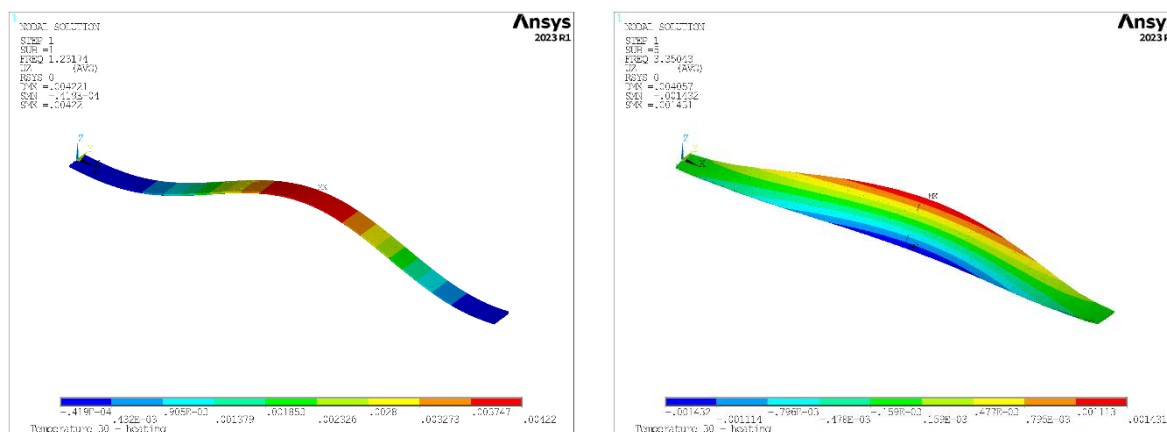
Tab. 6.5 Porovnání hodnot prvních ohybových $f_{v,1}$ a torzních frekvencí $f_{t,1}$, vzepětí f a dosednutí konstrukce na ložiska mezi dlouhodobým sledováním a výpočtovými hodnotami v programu ANSYS

Dlouhodobé sledování							
Datum	[-]	05.03.2020	17.09.2020	08.03.2021	01.10.2021	25.02.2022	20.03.2023
T	[°C]	8.0	15.0	0.5	14.5	3.9	14.0
f _{V,1}	[Hz]	1.22	1.29	1.22	1.26	1.24	1.26
f _{T,1}	[Hz]	3.44	3.49	3.42	3.54	3.50	3.52
f	[mm]	1237	-	-	-	-	1309
Dosednutí na ložiska	[-]	NE	NE	NE	NE	NE	NE
Výpočtový model v programu ANSYS							
f _{V,1}	[Hz]	1.26	1.26	1.27	1.26	1.27	1.26
f _{T,1}	[Hz]	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36
f	[mm]	1283	1326	1237	1323	1258	1320
Dosednutí na ložiska	[-]	NE	NE	NE	NE	NE	NE

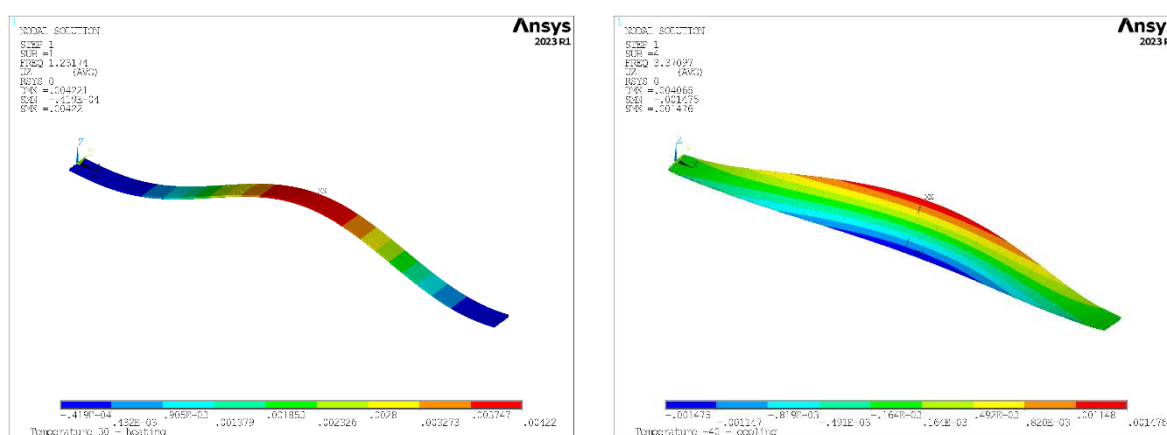
Nakonec bylo provedeno porovnání hodnot z dlouhodobého měření a z výpočtového programu ANSYS, které je shrnuto v Tab. 6.5. Všechny hodnoty z výpočtového programu ANSYS jsou upravovány lineární interpolací podle Tab. 6.4 pro teplotu dosaženou při dlouhodobém sledování.

Tab. 6.5 ukazuje velmi dobrou shodu mezi vypočtenými a naměřenými daty. Vzhledem ke skutečnosti, že konstrukce ani pro jednu teplotu nedosedla na elastomerová ložiska, tak rozpětí konstrukce zůstalo nezměněno a dosažené rozdíly v datech ovlivňuje pouze teplota.

K diskuzi však zůstává fakt, že se jedná o teplotu vzduchu ve stínu a nikoli o teplotu konstrukce. I kdyby šlo o teplotu konstrukce, tak to bude pouze teplota v jednom místě konstrukce a nelze předpokládat, že teplota je ve všech bodech v jednom čase konstantní, tak jak je uvažováno ve výpočtovém modelu.



Obr. 6.12 První ohybová frekvence (vlevo) $f_{v,1} = 1,23 \text{ Hz}$ a torzní frekvence (vpravo) $f_{T,1} = 3,35 \text{ Hz}$ pro teplotu $T = 40^\circ\text{C}$ ($\Delta T = 30^\circ\text{C}$)



Obr. 6.13 První ohybová frekvence (vlevo) $f_{v,1} = 1,31 \text{ Hz}$ a torzní frekvence (vpravo) $f_{T,1} = 3,37 \text{ Hz}$ pro teplotu $T = -30^\circ\text{C}$ ($\Delta T = -40^\circ\text{C}$)

Nicméně dle Tab. 6.4 je vidět, že zatímco vzepětí štíhlého předpjatého pásu je na teplotu velmi citlivé, tak v případě vlastních frekvencí tomu tak není (Obr. 6.12 a Obr. 6.13). Závislost obou veličin, vzepětí i vlastní frekvence, na teplotě je takřka lineární. Pro svislý průhyb (neboli změnu vzepětí) v polovině rozpětí je gradient na každých 10 Kelvinů 61 mm a gradient v případě první ohybové frekvence je na každých 10 Kelvinů 0,01 Hz. Torzní frekvence se teplotou prakticky nemění. Dále lze pozorovat trend, že s klesající teplotou vzrůstá ohybová i torzní frekvence.

6.2.4.3 Vliv změny velikosti napjatosti na dynamické vlastnosti

Vliv změny velikosti napjatosti na dynamické vlastnosti byl nejdříve sledován na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži a poté podrobně na fyzikálním modelu.

Lávka přes Moravu v Kroměříži

Lávka přes Moravu v Kroměříži má nosnou konstrukci tvořenou opět štíhlým visutým předpjatým pásem, který je velmi podobný visutému pásu lávky přes řeku Ohři v Radonicích

nad Ohří. Konstrukční uspořádání včetně příčného řezu je stejné, pouze je mírně upraveno rozpětí nosné konstrukce a vzepětí. Rozpětí nosné konstrukce je proměnné od 57,73 m do 63,36 m. Délka visutého pásu je pak 63,36 m. Vzepětí visutého pásu je proměnné, opět závisí na teplotě a velikosti zatížení.

Projektované vzepětí pásu při teplotě 10°C bez proměnných zatížení bylo 1,56 m. Prefabrikované segmenty a lanové a předpínací kabely jsou opět stejné jako u lávky přes Ohří v Radonicích.

U této lávky byla provedena stavební úprava detailně popsaná v kapitole 5.2.1. Nové externí kabely vytváří radiální účinek působící na původní mostovku (zmenšuje původní vzepětí) a následkem této změny došlo ke změně napjatosti lávky, která se zvýšila u výchozího stavu o cca 11,5%. U lávky bylo provedeno dynamické měření před (26. 3. 2018) a po stavební úpravě (1. 8. 2019), jak ukazuje Tab. 6.6.

Tab. 6.6 Porovnání hodnot prvních ohybových $f_{V,1}$ a torzních frekvencí $f_{T,1}$, vzepětí f a dosednutí konstrukce na ložiska mezi dlouhodobým sledováním a výpočtovými hodnotami v programu ANSYS

Datum	[-]	Dlouhodobé sledování		Výpočtový model v programu ANSYS			
		26.03.2018	01.08.2019	26.03.2018	01.08.2019	26.03.2018	01.08.2019
T	[°C]	0.0	23.0	10.0	10.0	0.0	23.0
$f_{V,1}$	[Hz]	1.25	1.37	1.23	1.41	1.24	1.39
$f_{T,1}$	[Hz]	3.86	3.91	3.94	3.90	3.95	3.90
f	[mm]	1546	1660	1610	1591	1570	1684
Dosednutí na ložiska	[-]	NE	NE	NE	NE	NE	NE

Pro tuto lávku byl vytvořen 3D prutový model v programu ANSYS ve dvou variantách – před stavební úpravou a po ní – viz kapitola 5.2.1.3.

Výsledky hodnot prvních ohybových $f_{V,1}$ a torzních frekvencí $f_{T,1}$, vzepětí f a dosednutí konstrukce na ložiska pro základní teplotu $T = 10^\circ\text{C}$ a pro teplotu ze dne dynamického měření jsou vypsány v Tab. 6.6. Tab. 6.6 ukazuje dobrou shodu mezi vypočtenými a naměřenými daty. Dále lze pozorovat, že se zvýšením napjatosti o cca 11,5% se mírně zvýšila první ohybová frekvence, zatímco první torzní frekvence zůstala skoro stejná.

Je nutno ale zmínit, že nedošlo pouze k čistému zvýšení napjatosti ve visutém pásu, ale i k mírné změně statického systému vlivem působení externích kabelů, jejich kotvením ke stávající opěře a spojením s mostovkou. To vedlo k myšlence odseparování vlivu změny statického systému vytvořením fyzikálního modelu štíhlého předpjatého visutého pásu, kde bude možno plynule regulovat předpínací sílu bez výše uvedeného vlivu.

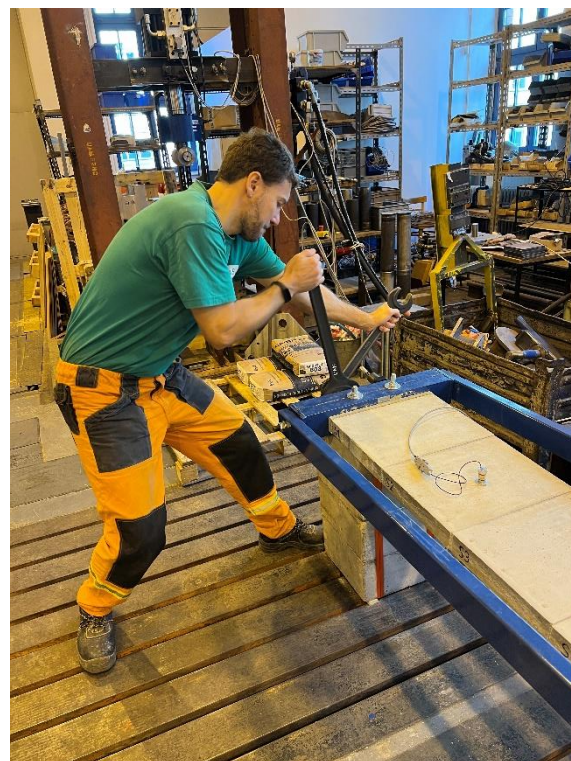
Fyzikální model

Pro izolovaný vliv předpínací síly na štíhlé visuté předpjaté pásy byl vytvořen fyzikální model v měřítku 1:10, Obr. 6.14. Visutý pás o rozpětí 4,0 m je vsazen od ocelového rámu,

který zachytává vodorovnou složku od předpětí. Pás šířky 0,4 m a tloušťky 0,05 m je složen ze 13 železobetonových segmentů. V každém segmentu jsou zabetonované 2 plastové trubky, kterými prochází vždy jedno předpínací lano.



Obr. 6.14 Fyzikální model s osazenými akcelerometry a siloměry



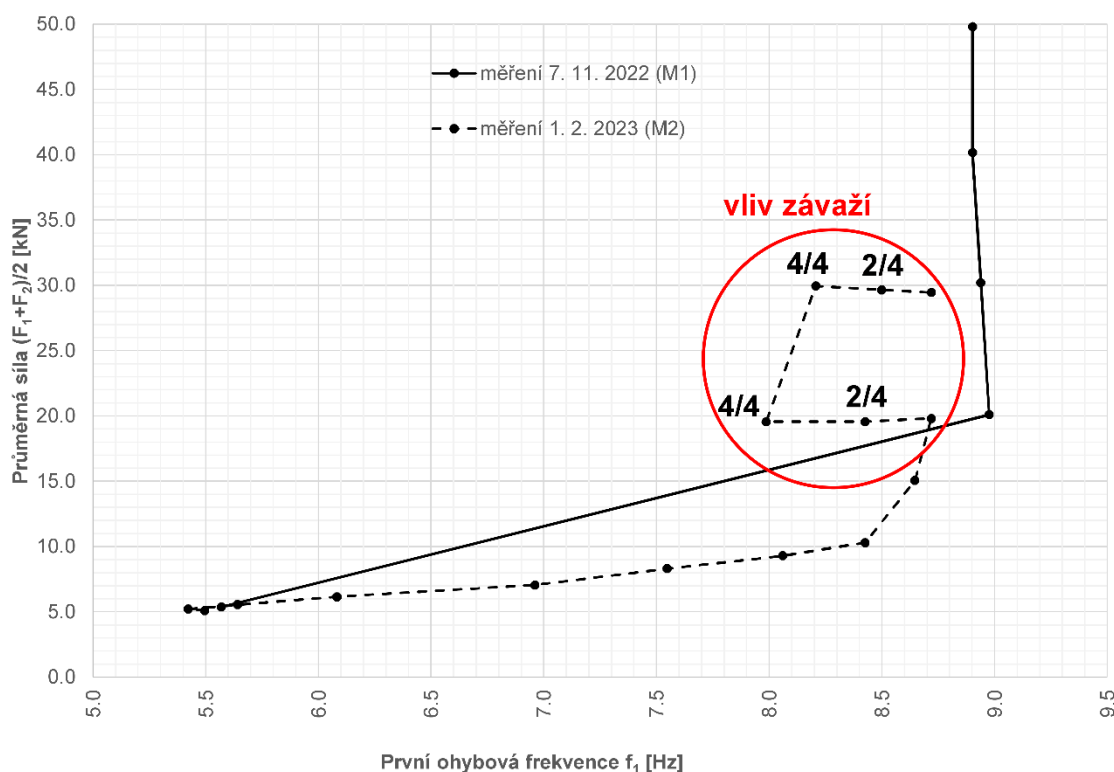
Obr. 6.15 Plynulá regulace předpínací síly na fyzikálním modelu

Předpínací lana jsou opatřena na koncích standardními jednolanovými kotvičkami, pod kterými jsou nastavitelná kování, které umožňují pomocí klíčů regulovat předpínací sílu bez použití předpínací pistole (Obr. 6.15). Pro lepší přístup k modelu je ocelový rám i s visutým pásem umístěn na betonových opěrách.

Rozměry fyzikálního modelu byly voleny s ohledem na proveditelnost a místo umístění, kterým byla hala Sdružených laboratoří ústavu Kovových a dřevěných konstrukcí FAST VUT. Dalším kritériem bylo nezbytné použití tzv. dynamické podobnosti [10] a rozšíření tak současné znalosti modelové podobnosti. Měřítko bylo zvoleno 1:10, tzn. skutečný visutý pás by byl 10x větší – rozpětí 40 m, šířka 4,0 m a tloušťka pásu 0,5 m. Co je ale důležitější, dle [10] bude frekvence dosažená na fyzikálním modelu 10x větší než na skutečné konstrukci, což bylo potvrzeno i numerickým modelem.

Pro měření bylo použito 7 akcelerometrů v ose modelu, 2 siloměry pro kontinuální stanovení skutečné síly v lanech a průhyboměr v polovině rozpětí modelu, Obr. 6.14.

Měření bylo provedeno ve dvou dnech – 7. 11. 2022 (označeno jako měření M1) a 1. 2. 2023 (označeno jako M2). Fyzikální model byl buzen impulzem (dotechem ruky).



Obr. 6.16 Graf závislosti předpínací síly (průměrná síla mezi oběma předpínacími lany) a velikosti zátěže (v červeném kolečku) na dosažené první ohybové frekvenci

Měření M1 bylo sestaveno z 5 úrovní předpínací síly. První úroveň předpínací síly (cca 5,0 kN pro jedno lano) byla zvolena pro tzv. montážní stav (erection stage), který odpovídá volnému umístění segmentů na lana. Napětí v segmentech pásu je prakticky nulové.

Další úroveň síly (cca 20 kN pro jedno lano) odpovídá zhruba výchozímu stavu visutého pásu (initial stage), kdy se segmenty dotlačí a s dalším nárůstem předpínací síly se vzepětí už tolik nemění. Od druhého měření je přírůstek předpínací síly 10 kN na lano. Při síle cca 50 kN na lano byly měřící práce ukončeny, protože odpor nastavitelného kování už nešlo překonat použitými klíči. Buzení bylo vyvozeno pouze v polovině rozpětí. Výsledky měření jsou přehledně zobrazeny v grafu na Obr. 6.16 plnou čarou.

Měření M2 bylo provedeno s cílem podrobněji analyzovat oblast mezi montážním stavem a výchozím stavem. Na Obr. 6.16 je znázorněna závislost předpínací síly na první ohybové frekvenci čárkovaně. Zde stojí za povšimnutí, že frekvence se výrazněji zvětšuje s rostoucí předpínací silou mezi montážním a výchozím stavem, a poté se s rostoucí předpínací silou prakticky vůbec nemění.

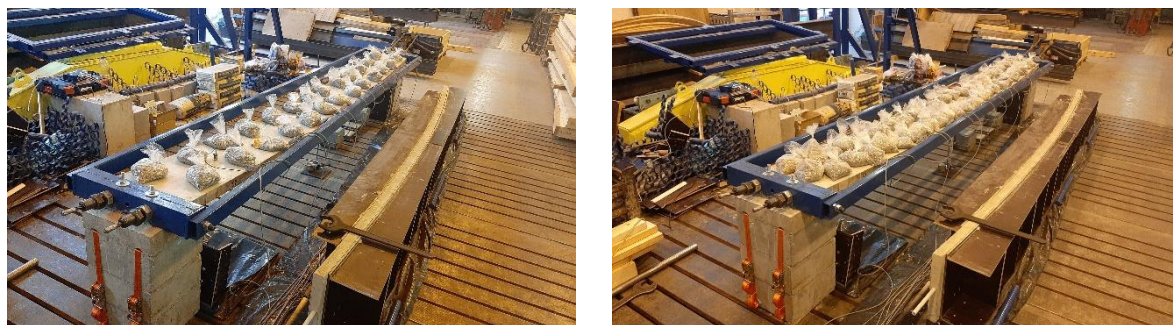
Výsledky měření ukazují, že se první ohybová frekvence prakticky vůbec nemění se zvyšující se předpínací silou od výchozího stavu. Nicméně bylo zjištěno, že konstrukce mezi montážním a výchozím stavem mění první frekvenci výrazně - dle Obr. 6.16 z cca 5,5 Hz v montážním stavu po cca 9,0 Hz pro výchozí stav. Tohoto jevu by šlo teoreticky ještě dále využít, například pro nedestruktivní stanovení stavu předpjatého pásu,

u kterého by došlo k náhlému poklesu první ohybové frekvence (pokles předpínací síly přiblížením k montážnímu stavu).

I v případě fyzikálního modelu byl vytvořen 3D výpočetní model v programu ANSYS a MIDAS. Výsledky frekvencí pro různou velikost předpínací síly opět ukázaly dobrou shodu mezi naměřenými výsledky a výsledky z výpočtového modelu.

6.2.4.4 Vliv změny hmotnosti na dynamické vlastnosti

Vliv změny hmotnosti na dynamické vlastnosti byl proveden na fyzikálním modelu popsaném v předchozí kapitole 6.2.4.3. Zátěž tvořená pytlíky s čedičovým kamenivem (1 pytlík má hmotnost 1,5 kg), která má simulovat nespojitou hmotu, byla aplikována ve dvou stupních. Nejprve byl uvažován stav bez zátěže, se zátěží 2 x 1,5 kg na segment, což odpovídá 6% tíhy segmentu (označen 2/4 na Obr. 6.16 a Obr. 6.17 vlevo) a se zátěží 4 x 1,5 kg na segment, což odpovídá 12% tíhy segmentu (označen 4/4 na Obr. 6.16 a Obr. 6.17 vpravo).



Obr. 6.17 Zátěž na modelu: 2/4 (vlevo), 4/4 (vpravo)

Pro měření zrychlení s popsanou zátěží (nespojitou hmotou) bylo provedeno měření M2. Na Obr. 6.16 je znázorněna závislost předpínací síly na první ohybové frekvenci čárkovane. V červeném kolečku jsou zvýrazněny body se zátěží (Obr. 6.16) a to při dvou úrovních předpínací síly: 20 kN a 30 kN. Z grafu je vidět, že se ohybová frekvence s přitížením pásu zmenšuje.

6.2.4.5 Závěr

Závěrem lze konstatovat, že vliv teploty na štíhlé visuté předpjaté pásy, který je způsoben změnou délky pásu na vlastní frekvence, je minimální pro běžné rozdíly teplot během dne a schová se do nejistot měření a do chyby použité metody OMA pro vyhodnocení dynamických parametrů. Vliv změny napjatosti je při zvyšování napjatosti od výchozího stavu opět prakticky neměnný, zatímco pro napjatost mezi montážním a výchozím stavem se mění rapidně. Vliv změny hmotnosti se choval dle očekávání, tj. zvyšování hmotnosti vedlo ke snižování vlastní ohybové frekvence.

6.2.5 Příklady dynamicky sledovaných lávek

6.2.5.1 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži

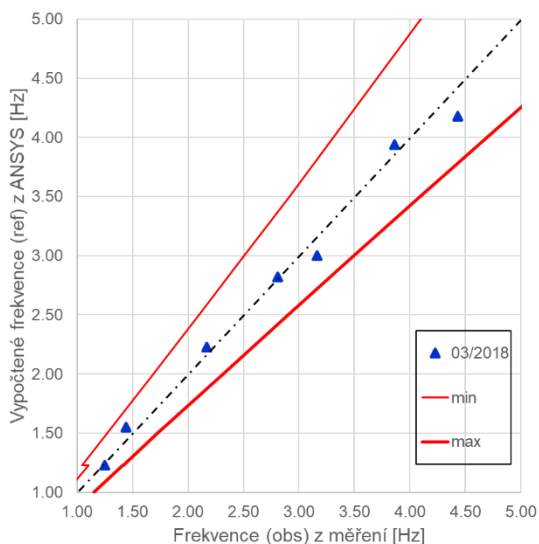
Dynamické sledování lávky přes řeku Moravu v Kroměříži mělo prokázat vliv statické úpravy na dynamické parametry podle předpokladů výsledků z výpočtového modelu v programu ANSYS. Zároveň slouží jako první měření pro dlouhodobé sledování dynamických parametrů. Výsledky číselného porovnání prvních 7 vlastních frekvencí mezi referenční sadou dat tvořenou frekvencemi z výpočtového modelu popsaného v kapitole 5.2.1.3 před statickou úpravou jsou v Tab. 6.7. Tab. 6.8 představuje totéž porovnání vlastních frekvencí s vlivem statické úpravy. Je evidentní, že došlo v případě ohybových frekvencí k jejich zvýšení, tj. došlo ke zvýšení tuhosti. Torzní frekvence oproti tomu zůstaly takřka stejné.

Tab. 6.7 Porovnání vlastních frekvencí před statickou úpravou

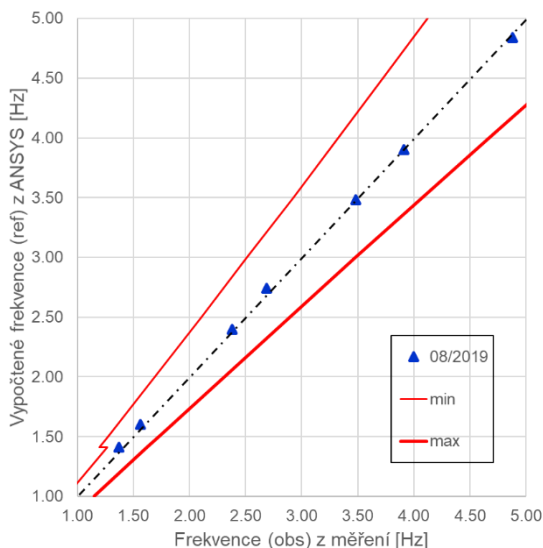
Pořadí tvaru	Druh tvaru	Počet půlvln	Výpočet (ref) ANSYS	Měření (obs) 03/2018
1	svislý ohybový	2	1.23	1.25
2	svislý ohybový	1	1.55	1.44
3	svislý ohybový	3	2.23	2.17
4	příčný+torzní	1	2.82	2.81
5	svislý ohybový	4	3.00	3.16
6	příčný+torzní	1	3.94	3.86
7	svislý ohybový	5	4.18	4.43

Tab. 6.8 Porovnání vlastních frekvencí po statické úpravě

Pořadí tvaru	Druh tvaru	Počet půlvln	Výpočet (ref) ANSYS	Měření (obs) 08/2019
1	svislý ohybový	2	1.41	1.37
2	svislý ohybový	1	1.60	1.56
3	svislý ohybový	3	2.40	2.38
4	příčný+torzní	1	2.74	2.69
5	svislý ohybový	4	3.48	3.48
6	příčný+torzní	1	3.90	3.91
7	svislý ohybový	5	4.84	4.88



Obr. 6.18 Grafické srovnání vlastních frekvencí před stavební úpravou



Obr. 6.19 Grafické srovnání vlastních frekvencí po stavební úpravě

Dále bylo pro vlastní frekvence před stavební úpravou (Tab. 6.7) i pro vlastní frekvence po stavební úpravě (Tab. 6.8) provedeno grafické srovnání vlastních frekvencí včetně posouzení limitních hodnot mezní odchylky (Obr. 6.18 před stavební úpravou a Obr. 6.19

po stavební úpravě) dle nového způsobu vyhodnocení pro dlouhodobé dynamické sledování popsaného v kapitole 6.2.3.

Na Obr. 6.18 a Obr. 6.19 je rozptyl bodů podél přímky se sklonem 45° (černá čerchovaná čára) malý a náhodně rozložený, takže lze předpokládat, že hodnoty pocházejí z normálního procesu modelování a měření. Malý rozptyl bodů podél přímky a body umístěné mezi limitními hodnotami mezní odchylky dokazují správnost výpočtového modelu.

Do grafu na Obr. 6.19 je možno doplňovat další periodická měření a sledovat tak, co se s konstrukcí lávky děje v čase, případně je možno predikovat proces poškození.

6.2.5.2 Lávka přes řeku Ohře v Radonicích nad Ohří

Pro lávku přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří popsanou v kapitolách 3.1.1, 4.3.3 a 6.1.2 bylo realizováno dlouhodobé dynamické sledování od roku 2020. Dynamické sledování bylo součástí doporučení pro vlastníka lávky pro ponechání lávky v omezením provozu do doby realizace opravy (viz kapitola 4.3.3).

Výsledky vlastních frekvencí jednotlivých měření spolu s výsledky z výpočtového modelu v programu ANSYS jsou součástí tabulky Tab. 6.9.

Tab. 6.9 Porovnání měření s výpočtem v programu ANSYS

Pořadí tvaru	Druh tvaru	Počet půlvln	Výpočet ANSYS (ref)	Měření (obs)						
				03/2020	09/2020	03/2021	10/2021	02/2022	03/2023	07/2024
1	svislý ohybový	1	1.26	1.22	1.29	1.22	1.26	1.24	1.26	1.32
2	svislý ohybový	2	1.32	1.32	1.29	1.32	1.32	1.32	1.32	1.29
3	svislý ohybový	3	2.21	2.22	2.17	2.22	2.24	2.24	2.24	2.20
4	příčný+torzní	1	2.49	2.58	2.54	2.54	2.54	2.69	2.67	2.67
5	svislý ohybový	4	3.16	3.21	3.18	3.20	3.26	3.26	3.25	3.21

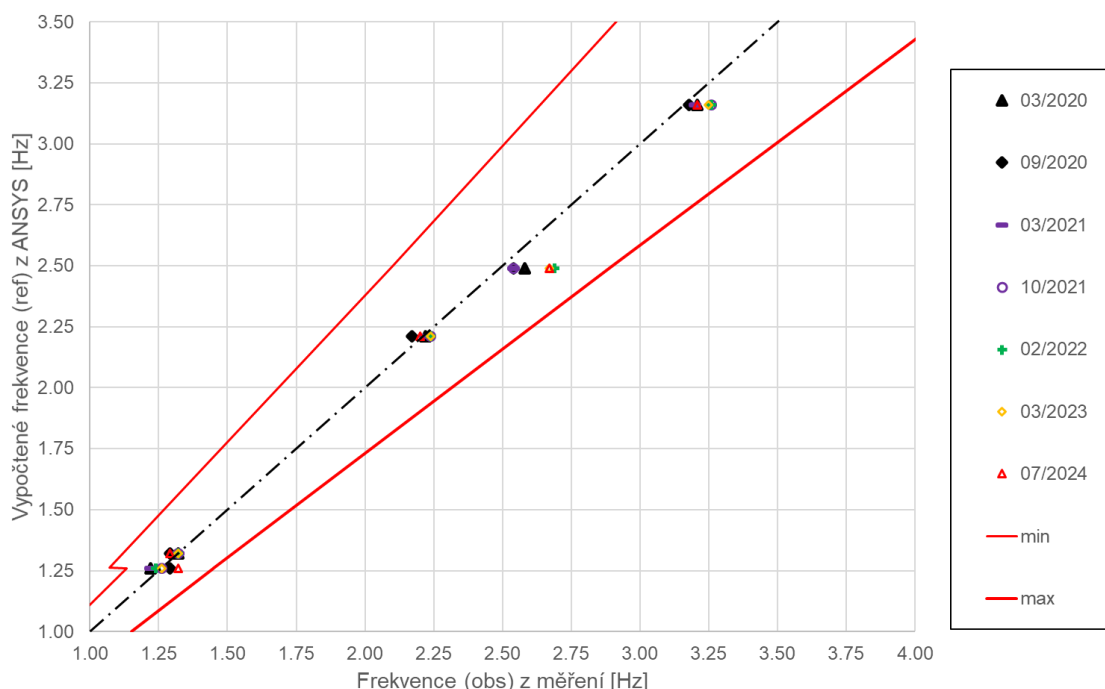
Pro posouzení vlastních frekvencí jednotlivých měření s výsledky z výpočtového modelu bylo opět použito grafické srovnání vlastních frekvencí včetně posouzení limitních hodnot mezní odchylky (Obr. 6.20) dle nového způsobu vyhodnocení pro dlouhodobé dynamické sledování popsaného v kapitole 6.2.3.

Z Obr. 6.20 plyne, že vlastní frekvence lávky zůstávají prakticky stejné a nenasvědčují snížení tuhosti konstrukce, např. vlivem postupujícího korozního oslabení předpínacích kabelů.

Všechny svislé ohybové frekvence se téměř shodují s vypočtenými. V případě torzní frekvence vykazují všechna měření vyšší tuhost než vypočtené hodnoty (posun měřených hodnot směrem doprava. Rozdíly mohou být způsobeny nezahrnutím tlumení do výpočtu, zatímco naměřené frekvence jsou vždy tlumené.

Zajímavé je provést porovnání vlastních frekvencí, kde referenční sada dat bude tvořena prvním měřením, tj. bez hodnot vlastních frekvencí z výpočtového modelu. Porovnání je provedeno v Tab. 6.1 a následné grafické srovnání je na Obr. 6.11. Rozptyl bodů podél přímky se sklonem 45° je viditelně náhodně rozložený a malý, takže lze předpokládat,

že hodnoty vlastních frekvencí se po dobu měření prakticky nemění. Lze tedy spolehlivě tvrdit, že dynamické vlastnosti lávky se od prvního měření téměř nezměnily.



Obr. 6.20 Grafické srovnání vlastních frekvencí pro lávku přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří včetně limitních hodnot vlastních frekvencí

6.2.5.3 Lávka v Praze Tróji

Poslední lávkou, kde bude ukázáno porovnání a grafické srovnání vlastních frekvencí, je lávka v Praze Tróji. Lávka nebyla cíleně dlouhodobě dynamicky sledovaná, ale v průběhu její existence byly několikrát provedeny dynamické zatěžovací zkoušky, což může posloužit jako podklad pro sledování dynamických vlastností.

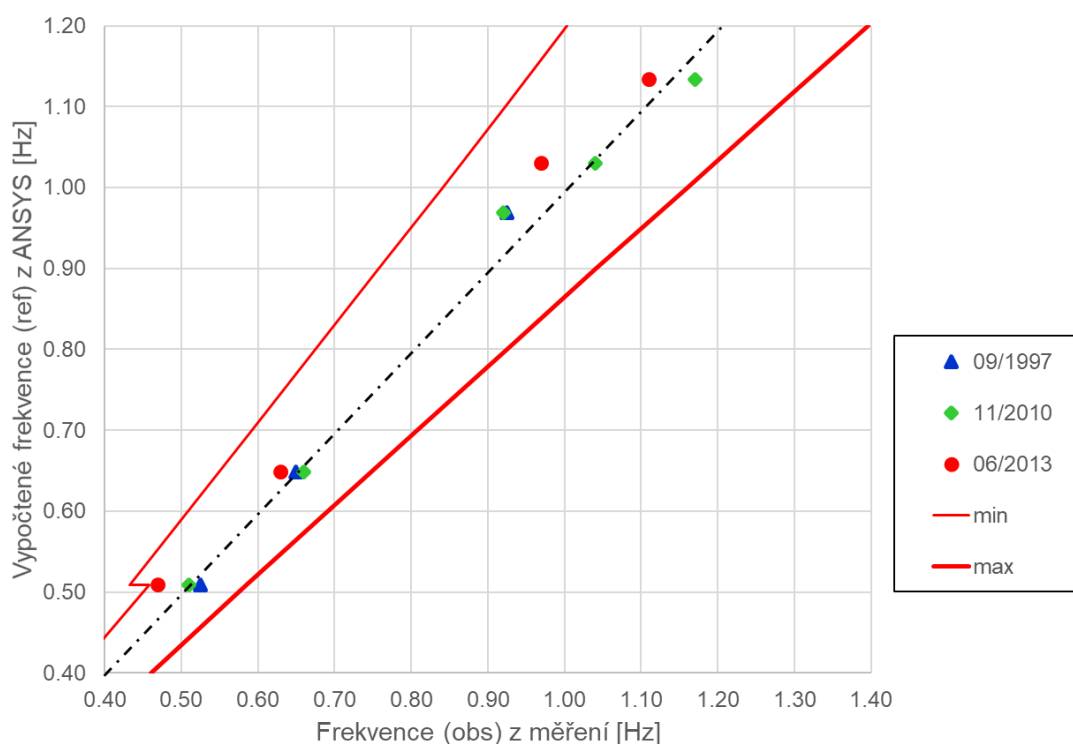
Tab. 6.10 Porovnání ohybových vlastních frekvencí mezi výpočtem a měřením

Pořadí ohybového tvaru	Výpočet (ref)	Měření (obs)		
	ANSYS	09/1997	11/2010	06/2013
1	0.51	0.53	0.51	0.47
2	0.65	0.65	0.66	0.63
3	0.97	0.93	0.92	
4	1.03		1.04	0.97
5	1.13		1.17	1.11

Díky vypracování znaleckého posudku [60] byl vytvořen i výpočtový model popsany v kapitole 3.1.2 včetně stanovení vlastních frekvencí lávky. Všechny zásahy do lávky až do jejího zřícení v roce 2017 jsou detailně popsány v kapitole 4.3.4. Všechny naměřené ohybové frekvence (torzní frekvence nebyly sledovány) jsou součástí zprávy [56] nebo byly

obsaženy v článku [66]. První porovnání je porovnání prvních 5 svislých ohybových frekvencí s vypočtenými vlastními frekvencemi v programu ANSYS (kapitola 3.1.2) do Tab. 6.10.

V průběhu života lávky byly provedeny 3 dynamické zkoušky. Protože nebyly k dispozici pořadnice jednotlivých tvarů, byly výpočtové tvary přiřazeny k měřeným tvarům vizuálně.

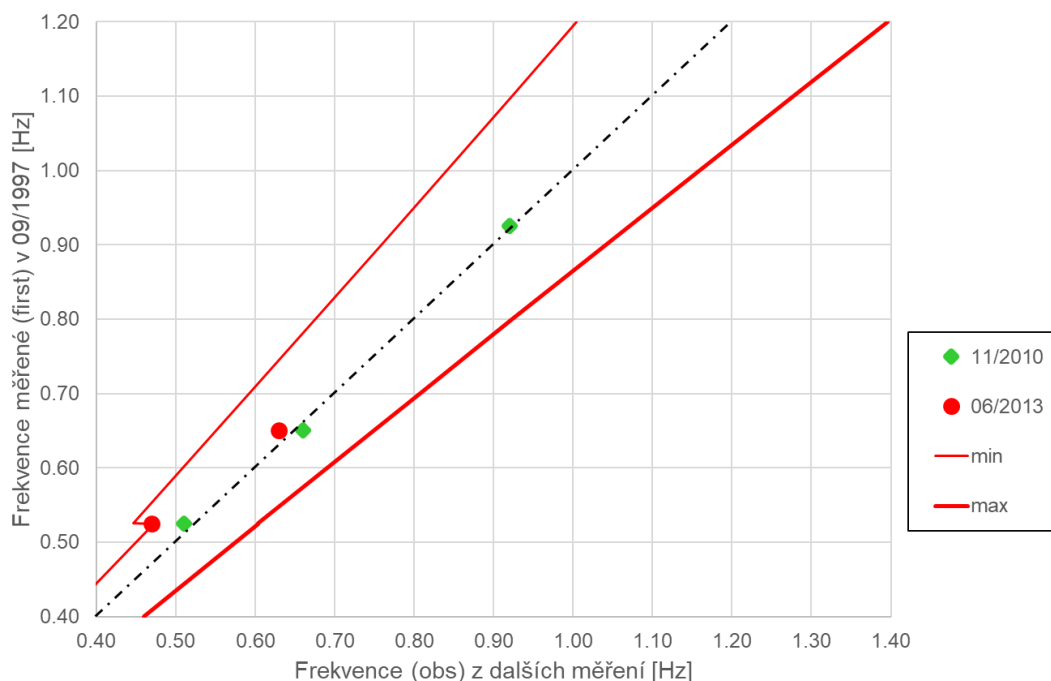


Obr. 6.21 Grafické srovnání ohybových vlastních frekvencí pro lávku v Praze včetně limitních hodnot vlastních frekvencí

Z grafického srovnání vlastních frekvencí na Obr. 6.21 je zřejmý posun všech bodů posledního měření (červené body na Obr. 6.21) směrem doleva od přímky se směrnicí 1, což by mohlo indikovat změnu dynamického chování a zároveň může dokazovat závěr ze zprávy [56], že „všechny porovnávané vlastní frekvence jsou v červnu 2013 prokazatelně nižší než vlastní frekvence vyhodnocené při předchozích dynamických zkouškách. Snížení všech porovnávaných vlastních frekvencí odpovídá zhoršení stavebního stavu předmětné lávky.“

Nejvíce poklesla první ohybová frekvence lávky a její mezní odchylka činí 7,7 % vůči limitní hodnotě 10% (viz Tab. 6.3).

Opět můžeme provést porovnání a grafické srovnání vlastních frekvencí, kde referenční sada dat bude tvořena prvním měřením ze září 1997, tj. bez hodnot vlastních frekvencí z výpočtového modelu. Grafické srovnání je na Obr. 6.22. Měření z listopadu 2010 je prakticky totožné jako referenční měření, ale v případě měření z června 2013 už překročilo limitní odchylku, hodnota mezní odchylky je už 10,5 %.

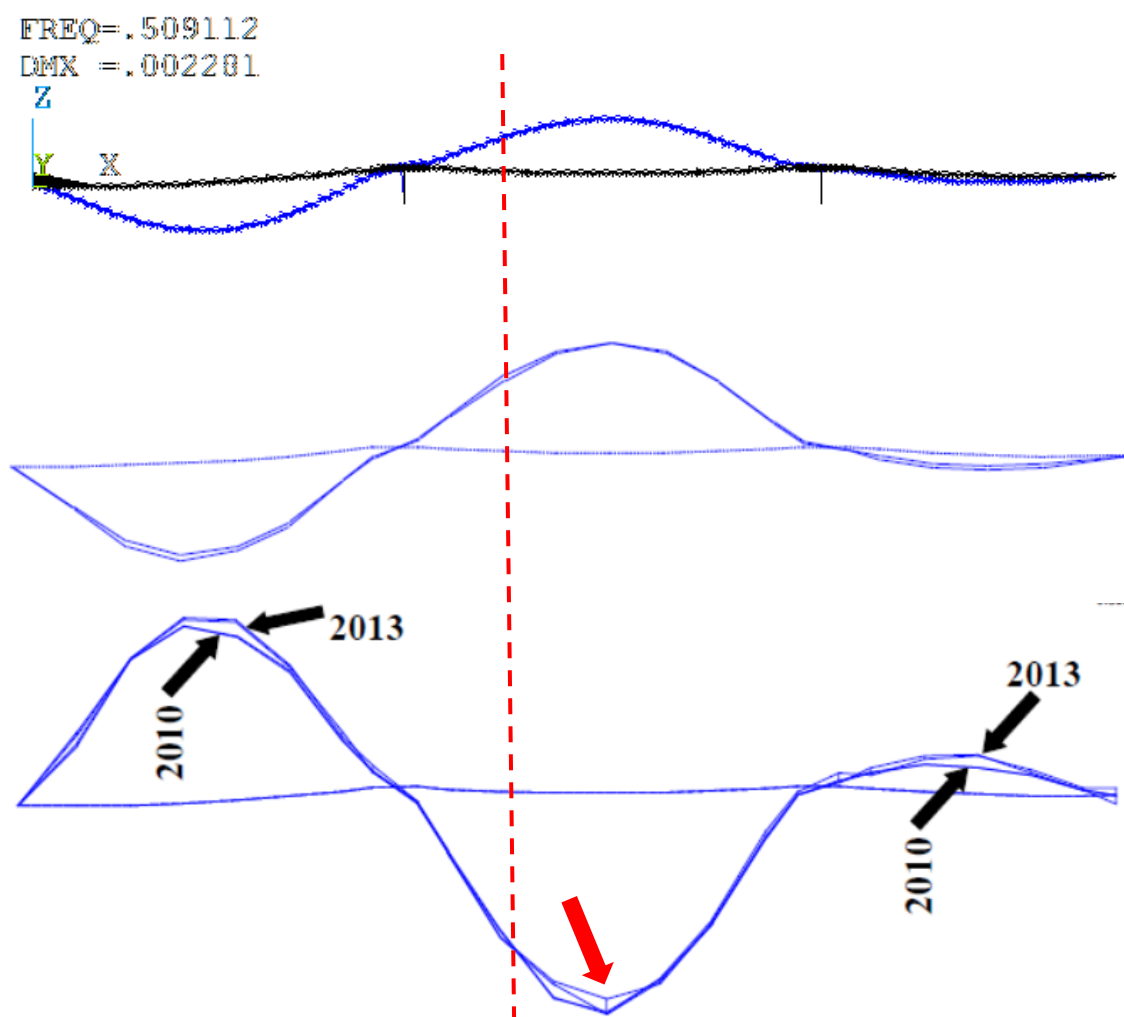


Obr. 6.22 Grafické srovnání ohybových vlastních frekvencí pro lávku v Praze včetně limitních hodnot vlastních frekvencí

Obě provedená grafická srovnání vlastních frekvencí mohou dokazovat závěry zprávy [56], a pravděpodobně ji i dokazují, vzhledem k tomu, že lávka se po 4 letech od posledního měření zřítla. Nicméně je správné poznamenat, že se mohlo jednat i o chybné měření, což by se snadno vyloučilo opakovaným změřením dynamických vlastností s časovým odstupem, což se v případě lávky v Praze Tróji nestalo.

Autoři poslední statické dynamické zkoušky (a zároveň autoři článku [66]) si ještě povšimli změn ve tvarech kmitání pro jednotlivé frekvence, když pro každou frekvenci vykreslili deformovaný tvar pro všechny měření do jednoho obrázku. Tuto možnost zmiňuje i literatura [7], ale zmiňuje i nevýhodu tohoto postupu spočívající v obtížné interpretaci výsledků a v tom, že takto získané obrázky mohou být i matoucí, protože je v nich obsaženo příliš mnoho informací. Pokud vezmeme například nejvíce odchýlenou hodnotu vlastní frekvence pro první svislý ohybový tvar, tak autoři poukazují na rozdíl v pořadnicích v místě šipek v prvním a třetím poli lávky (Obr. 6.23c) a usuzují tak, že jde o místa skrytých závad a poruch. Není vyloučeno, že jde o místa skrytých závad a poruch, ale konstrukce nakonec selhala ve druhém poli (Obr. 4.25), jak ukazuje červená čárkovaná čára na Obr. 6.23, kde rozdíl v tvarech je velmi malý.

Autoři porovnali ještě vyšší tvary, kde jsou rozdíly v prvním a třetím poli ještě větší, ale tyto výsledky jsou typické, protože se vzrůstající složitostí vlastních tvarů je obtížnější dosáhnout shody.



Obr. 6.23 První svislá ohybová frekvence stanovená a) výpočtovým modelem, b) porovnáním měření z 09/1997 a 11/2010 (převzato z [56]) a c) porovnáním měření z 11/2010 a 06/2013 (převzato z [56]) – červenou čarou znázorněno místo přetržení lan

6.3 Geodetické sledování

Poslední metoda dlouhodobého sledování se týká geodetického sledování, které je zaměřeno na tvarovou stabilitu lávky a její založení. Pro dlouhodobé sledování se doporučuje geodeticky sledovat svislý a vodorovný posun opěr (ověření založení) a sledovat svislý průhyb v místech nejnižších bodů nivelety spojený s teplotou nosné konstrukce. Vlastní geodetické měření je předmětem standardní inženýrské geodezie.

6.3.1 Sledování posunu opěr

Sledování posunu opěr, zejména vodorovného posunu, vychází z faktu, že vodorovná síla z předpjatého pásu musí být přenesena založením do základové zeminy. Zejména je však důležité sledovat vodorovný a svislý posun opěr po zesílení, či statické úpravě popsané v kapitole 5, tj. zesílení konstrukce novými předpínacími lany, které v nějaké míře nahradí

zkorodované nosné nebo předpínací lana. Popsaným zesílením vzniká přídatná tahová síla, kterou je opět nutno zachytit založením.

Založení u lávek v ČR bylo provedeno buď na skloněných ražených pilotách typu FRANKI nebo o svislé piloty doplněné zemními kotvami, nebo v případě únosného podloží o plošný základ doplněný zemními kotvami. Každý typ založení se bude jinak chovat a lze od něj očekávat různé hodnoty posunů. Bez podrobného geotechnického výpočtového modelu a bez zkoušek je jen velmi obtížné stanovit chování založení, příp. stanovit hodnoty posunů.

Vodorovné posuny ovlivňuje i teplota nosné konstrukce, protože při ochlazení se zmenšuje vzepětí pásu, zvětšuje se tahová síla v nosných a předpínacích lanech a tím i reakce na založení, následkem čehož se opěry vzájemně přibližují k sobě. Opačná je situace u oteplení, kdy naopak se zvětšuje vzepětí lávky a zmenšuje tahová síla v lanech a reakce na založení, následkem čehož se opěry vzájemně oddalují od sebe.

Posuny opěr byly sledovány např. u lávky přes řeku Moravu v Kroměříži. Geodetický monitoring [12] a [13] byl realizován metodou měření 3D polárních souřadnic ze stanoviskového bodu umístěného mimo lávku s přesností souřadnicového měření v mezní odchylce menší než 1 mm. K měření byla použita kalibrovaná robotická geodetická měřicí stanice Topcon GT1001 a přesné optické odrazné monitorovací hranoly instalované na obou opěrách a uprostřed rozpětí, vždy na návodní a povodní straně (celkem 6 bodů). Mimo lávku byly umístěny ještě dva pevné vztažné body. Měření bylo provedeno před a v průběhu předpínání. Výpočtový model (viz kapitola 5.2.1.3), použitý pro analýzu stávajícího stavu a stavu po statické úpravě, byl podepřen neposuvně, protože se nedochoval statický výpočet spodní stavby. Posouzení založení vycházelo ze snížení původní hodnoty proměnného zatížení tak, aby nárůst vodorovné síly od nových externích předpínacích kabelů nezpůsobil navýšení vodorovné síly v uložení.

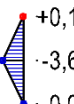
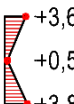
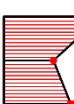
Geodetické sledování bylo provedeno před a v průběhu předpínání, a předpokládalo se, že hodnoty posunů opěr budou prakticky nulové, resp. pod chybou měření. Měření provedené dne 23. 4. 2019 [12] v průběhu předpínání předpoklad prokázalo, tj. vzájemné přiblížení mostních opěr bylo cca 0,5 mm, tj. pod chybou měření. Teplota konstrukce byla před zahájením předpínání a po něm prakticky stejná.

Další měření bylo provedeno v průběhu roku 2020 a například při měření v prosinci roku 2020 bylo vzájemné přiblížení opěr od konce předpínání už 2,2 mm. Poslední geodetické sledování bylo provedeno dne 13. 4. 2022 před a po provedení statické zatěžovací zkoušky. Před statickou zatěžovací zkouškou bylo oproti stavu po předepnutí vzájemné přiblížení opěr 3,5 mm. Předpokládá se, že celý systém založení pravděpodobně dotvaruje a po nějaké době vzájemné přibližování opěr vymizí. Nyní je to předmětem dalších analýz.

6.3.2 Sledování vzepětí polí

Sledování vzepětí polí je další metodou dlouhodobého sledování konstrukce, které může být varovným signálem selhání buď vlastní mostovky nebo založení. Jak bylo několikrát popsáno, vzepětí (průvės) visutého pásu je proměnný a závisí hlavně na teplotě. Při záporných teplotách se vzepětí pásu zmenšuje, naopak při vysokých kladných teplotách se vzepětí pásu zvětšuje – jak ukazuje např. Tab. 6.4.

Pokud tedy geodeticky určíme vzepětí pole jako výškový rozdíl spojnice povrchu opěr (nebo vnitřních podpěr) a povrchu mostovky ve středu lávky, tak pro příslušnou teplotu můžeme porovnat vzepětí s výpočtovým modelem pro stejnou teplotu. Nicméně vzhledem k citlivosti pásu na teplotu je důležité správně stanovit teplotu konstrukce.

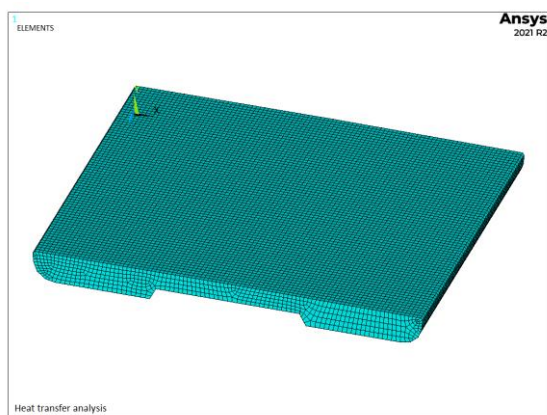
	24. 10. 2019	6. 12. 2019	5. 3. 2020	20. 3. 2023
IN-SITU	 +11,0°C	 0,0°C	 +1,0°C	 +14,0°C
TOP FIBER	 +11,0°C	 +0,1°C	 +3,6°C	 +16,9°C
CENTER OF GRAVITY	 +10,1°C	 -3,6°C	 +0,5°C	 +8,6°C
BOTTOM FIBER	 +10,8°C	 0,0°C	 +3,8°C	 +11,6°C

Obr. 6.24 Přehled naměřených teplot vzduchu a nosné konstrukce lávky v Radonicích nad Ohří

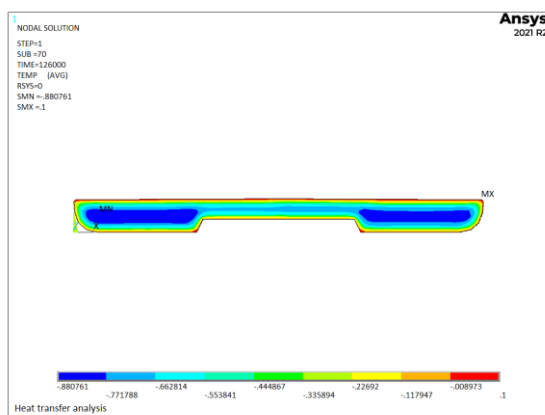
Stanovením správné teploty konstrukce předpjatých pásů se zabývá článek [63], kde bylo provedeno porovnání měřené teploty v čidlech na segmentu lávky přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří s teplotami stanovenými z nestacionární úlohy prostupu tepla objemovým modelem odpovídajícím skutečné geometrii segmentu při použití venkovní teploty z nejbližší meteostanice.

Na lávce byly provedena čtyři měření, při každém z nich byla stanovena teplota vzduchu, teplota na horním a spodním povrchu segmentů nosné konstrukce, teplota uvnitř konstrukce ve vyvrtaném otvoru a bylo zaměřeno i vzepětí lávky. Přehled získaných teplot a počasí je znázorněn na Obr. 6.24.

Pro numerickou analýzu prostupu tepla byla použita data z nejbližší meteostanice Zichovec, přičemž teploty z meteostanice byly porovnány s teplotami měřenými v daném čase na mostě. Rozdíl teplot byl následně promítnut do denního záznamu z meteostanice a použit při analýze. Upravené teploty denního záznamu (24 h před měřením) byly použity jako okrajové podmínky pro nestacionární úlohu prostupu tepla v numerickém modelu, kde byl vytvořen objemový model odpovídající skutečné geometrii segmentu – Obr. 6.25.



Obr. 6.25 Výpočtový model segmentu



Obr. 6.26 Výsledek analýzy prostupu tepla

Součinitel teplotní vodivosti λ , jako stěžejní parametr, byl stanoven dle [6] vzorcem (6.4) pro objemovou hmotnost ρ vycházející z diagnostických průzkumů:

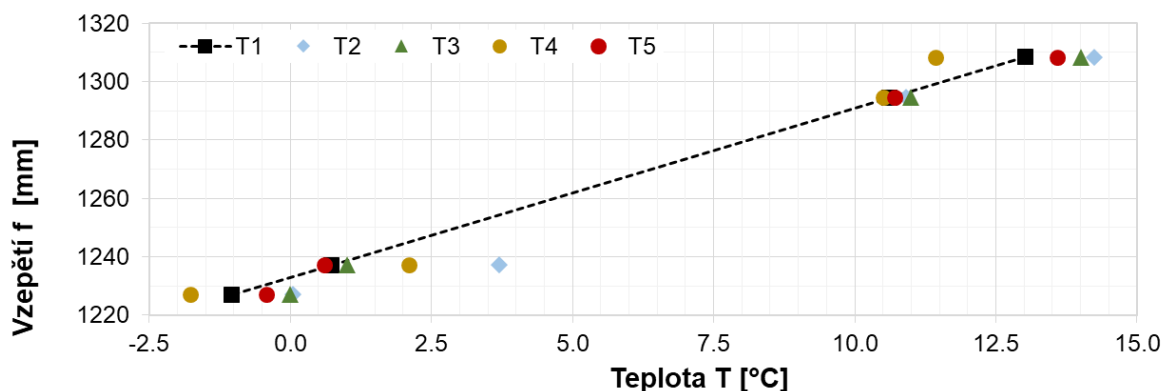
$$\lambda = 0,0013 \cdot \rho - 0,5502 \quad (6.4)$$

Výsledkem analýzy je pak teplota po průřezu v době měření v jednotlivých uzlech (Obr. 6.26). Zprůměrováním teploty v příčném řezu získáváme teplotní zatížení lávky, které odpovídá určitému vzepětí lávky. Změna geometrie předpjatého pásu je přitom jedním ze zásadních hledisek vyhodnocení jejího stavebního stavu. Lávka v Radonicích byla podrobena diagnostickému průzkumu a v průběhu monitoringu od 24. 10. 2019 do 20. 3. 2023 nebyly zaznamenány žádné závažné změny v jejím stavebním stavu. Z toho můžeme usoudit, že ke změně změřeného vzepětí dochází pouze v důsledku teplotních změn. V grafu na Obr. 6.27 jsou srovnány hodnoty vzepětí lávky odpovídající různým přístupům stanovení teplotního gradientu:

- T1 – ANSYS – kalibrace dle průměrné teploty a měřeného vzepětí ze dne 24. 10. 2019 ($f = 5.8 \times T + 1295$),
- T2 – průměr teploty z horního a dolního povrchu segmentu,
- T3 – teplota vzduchu,
- T4 – průměrná teplota po výšce průřezu dle osazených čidel a
- T5 – numerická analýza prostupu tepla prostřednictvím ANSYS.

V grafu můžeme sledovat velmi dobrou shodu pro vzepětí stanovené numerickou analýzou prostupu tepla (T5 na Obr. 6.27). Dle obdržných hodnot vykazují data z numerického modelování lepší shodu než průměrná teplota stanovená z teplotních čidel (T4 na Obr. 6.27). Odchytky vzepětí pro teplotu T4 na Obr. 6.27 mohou být způsobeny nezainjektováním teplotního snímače nebo osazením snímače s nedostatečným předstihem před měřením. Naopak při splnění těchto podmínek poskytují dodatečně zabudovaná čidla nejpřesnější data. S ohledem

na praktickou zkušenost a znalosti deformační citlivosti předpjatých pásů na změnu teploty byla geodetické měření prováděna záměrně v dnech s malou sluneční intenzitou.



Obr. 6.27 Graf závislosti vzepětí předpjatého pásu na teplotním zatížení

Při stanovování teploty konstrukce při geodetickém zaměřování konstrukce bychom se neměli dopouštět chybného předpokladu, že teplota je shodná s teplotou vzduchu, či teplotou povrchu konstrukce. To potvrzují i provedená měření, která potvrdila značné rozdíly na povrchu konstrukce a v jejím nitru, kdy teplotní rozdíl může dosahovat i 10°C. Takový významný rozdíl ovlivňuje průhyb konstrukce a může vyústit ke zkresleným závěrům o stavu mostní konstrukce.

Při snaze zjistit rozdělení teplot po výšce průřezu in situ se zpravidla do konstrukce neosazují dodatečně čidla z důvodu poškození mostního svršku a je tedy potřeba pracovat s teplotami měřenými na povrchu konstrukce nebo v horším případě s teplotami okolního vzduchu. Z popsanych skutečností vyplývá, že data získaná in situ, nelze považovat jako finální teplotní zatížení, ale můžeme je využít jako vstupní data pro numerické analýzy prostupu tepla. Stěžejním parametrem pro přesnou numerickou analýzu je součinitel prostupu tepla, jež lze stanovit dle vztahu (6.4) vycházejícího ze závislosti na objemové hmotnosti betonu.

V případě, že lze do reálné konstrukce přeci jenom dodatečně osadit teplotní snímače po výšce obdržíme jednoznačně nejlepší výsledky. Je však třeba zdůraznit důležitost výplně celého otvoru vhodným zálivkovým materiálem. Taktéž je po vyplnění vrtu nutné vyčkat, než bude mít výplň otvoru shodnou teplotu jako okolní konstrukce, jinak lze očekávat zkreslení naměřených dat.

7 Závěry habilitační práce

Cílem habilitační práce je hlubší zkoumání problematiky štíhlých betonových mostovek použitých především na předpjaté pásy, zavěšené a visuté konstrukce se zaměřením na návrh a posouzení nových konstrukcí, stejně jako na diagnostiku, stavební úpravy a dlouhodobé sledování již realizovaných konstrukcí.

Je na místě připomenout základní cíle práce a provést zhodnocení celé práce. Cíle byly:

1. Statická a dynamická analýza.
2. Diagnostika štíhlých betonových konstrukcí.
3. Stavební úpravy předpjatých pásů.
4. Dlouhodobé sledování.

1. Statická a dynamická analýza

Statická a dynamická analýza byla řešena na konstrukcích tvořených předpjatým pásem, zavěšenými a visutými konstrukcemi, hlavně s ohledem na postup výstavby a nalezení výchozího stavu konstrukce. Každý typ konstrukce byl obecně popsán z hlediska možných postupů výstavby a z nich vycházejícího výchozího tvaru konstrukce a poté byly uvedeny 2 až 3 praktické příklady statické a dynamické analýzy.

První skupinu tvoří lávky z prostého visutého pásu, podepřeného nosnými lany uvnitř mostovky. Mostovka, namáhaná tahem z provozního zatížení, je zpevněna předpínacími kabely, které zajišťují tlakovou rezervu a ohybovou tuhost. Takto navržené lávky jsou štíhlé, elegantní a materiálově úsporné. Výhodou systému je nezávislá montáž mostovky na terénních podmínkách, ale vyžaduje kotvení tahové reakce do podloží, což ovlivňuje ekonomickou efektivitu. Statická a dynamická analýza byla provedena na dvou lávkách. První je předpjatý pás přes řeku Ohří v Radonicích, kde byla vytvořena metodika výpočtu umožňující zpětný model bez statického výpočtu. Výsledky byly ověřeny diagnostikou a dynamickým měřením. Druhá lávka přes Vltavu v Praze-Troji má tři pole; výsledky z původního statického výpočtu byly porovnány s moderní nelineární analýzou, která dříve nebyla možná.

U druhého typu konstrukce byl předpjatý pás podepřen obloukem. Mostovka pak byla uspořádána jako předpjatý pás o dvou polích a střední podpěru ve formě sedla pak tvořil plochý oblouk. Výhodou se ukázalo spojení paty oblouku a konců pásu pomocí vzpěr, čímž jsme byly schopni zachytit tahovou reakci pásu obloukovou silou. Při rovnosti obloukové síly a tahové reakci z předpjatého pásu pro stálé zatížení jsme nepotřebovali jsme přenášet vodorovnou složku do základů a vytvořily tak samokotvený systém. Postup výstavby pak začal vytvořením oblouku, vzpěr, mostovky a nakonec předpětí mostovky. První analyzovanou konstrukcí je lávka přes lagunu Wai Kai na Havaii, kde byl vytvořen velmi štíhlý oblouk o rozpětí přes 100 m, který byl složený ze dvou stejných částí, vybetonován svisle a do finálního tvaru byl sklopen. Druhá konstrukce lávky přes řeku Truckee ve městě Truckee tvoří železobetonový

Melanův oblouk s tuhou výztuží tvořící podporu bednění na rozpětí skoro 52 m. Zajímavostí této lávky je nadmořská výška 1770 m.n.m., kde je lávka umístěna a s tím související zatížení sněhem, se kterým muselo být navíc počítáno. Poslední představená konstrukce je studie proveditelnosti lávky přes Labe v Brandýse nad Labem tvořená předpjatým pásem podporovaným betonovým obloukem, který má být betonován v jednom kuse u břehu na lodi a následně bude převezen na lodi do finální pozice.

Třetí typ konstrukce se štíhlou mostovkou má formu zavěšené konstrukce. V současné době se používá i jako samostatný systém a je možno naklánět pylon v podélném i příčném směru tak, aby byl pro stálé zatížení pouze tlačén. Samostatnou kapitolou jsou pak půdorysně zakřivené zavěšené mostní konstrukce, které byly také podrobně analyzovány hlavně s ohledem na hledání výchozího stavu. Výše uvedené postupy byly aplikovány na tři vybrané zavěšené konstrukce. První konstrukce silničního mostu přes řeku Elbow v Kanadě odkazuje na podélně skloněný pylon, který je v jedné rovině se závěsy. Druhá zavěšená konstrukce lávky Delta Pond má pylon skloněný pouze příčně tak, aby momentová rovnováha k patě pylonu byla i v příčném směru nulová. Poslední konstrukcí je studie půdorysně zakřivené zavěšené konstrukce lávky s podélným předpětím, na které byla ověřena funkčnost postupu nalezení výchozího stavu konstrukce.

Posledním typem konstrukce se štíhlou betonovou mostovkou jsou visuté konstrukce. Nosným prvkem je visuté lano, které je zakotveno přímo do mostovky, tj. samostatný systém, nebo do základového bloku. Geometrie visutých kabelů odpovídá výslednicovému tvaru, který vyplývá z tíhy konstrukce na nich spočívající. Kabely svými účinky vyrovnávají tíhu konstrukce a garantují, že konstrukční prvky lávky jsou namáhané převážně normálovými silami. S výhodou lze použít opět možnost naklánět pylon v podélném i příčném směru tak, aby byl pro stálé zatížení pouze tlačén. Dále byla podrobně analyzována možnost půdorysně zakřivené visuté mostní konstrukce, kde hledání výchozího stavu je daleko složitější úloha než u konstrukce zavěšené. Postup nalezení výchozího stavu pro visuté lano byl použit pro tři konstrukce. U prvních dvou konstrukcí s půdorysně přímkou mostovkou, lávky pro pěší přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera a visuté lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně, byly dále použity podmínky rovnováhy pro podélně a příčně skloněný pylon. U konstrukce visuté lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně je mostovka modelována skořepinovými prvky, což pomohlo lépe vystihnout její chování. U třetí konstrukce studie půdorysně zakřivené visuté konstrukce je mostovka půdorysně zakřivena a hledání výchozí tvaru si vyžádalo vícekový postup nalezení výchozího tvaru visutého lana.

2. Diagnostika štíhlých betonových konstrukcí

Před přehledem vhodných diagnostických metod byly vylíčeny hlavní cíle diagnostického průzkumu pro konstrukce se štíhlou betonovou mostovkou. Diagnostika musí být primárně zaměřena na nosná lana, visutá lana nebo závěsy, které jsou hlavní nosné prvky, a to včetně jejich ochrany proti korozi.

Poté byly podrobně rozebrány vybrané diagnostické metody, které jsou logicky členěny podle stupně poškození diagnostikované konstrukce na nedestruktivní, semidestruktivní a destruktivní. Speciálně pro předpjaté pásy bylo doporučeno rozvržení průzkumu do dvou etap. První etapa má být zaměřena na použití lehké techniky a přístupu pouze shora s cílem prověření zbytkové schopnosti nosných lan přenášet tíhu konstrukce a odběrem vzorků betonu pro první laboratorní analýzy. V průběhu druhé etapy probíhá zkoumání lávky ze spodního povrchu pomocí sondážních vývrtů vedených svisle k nosným i předpínacím lanům.

Obě etapy byly aplikovány na dvou realizovaných diagnostických průzkumech lávek pro pěší z předpjatého pásu – lávka přes řeku Moravu v Kroměříži a lávka přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří. Průzkumy byly podrobně popsány a součástí byly i vybrané výsledky, včetně závěrů vedoucím k doporučením pro další postup. Mezi popsané realizované průzkumy patří i průzkum zřícené lávky v Praze Tróji, který byl realizován jiným subjektem. Pro další analýzu byla vytvořena podrobná časová osa všech zásahů do lávky se stručným popisem, a poté byly sepsány nové postřehy související s diagnostikou a jejími závěry v duchu předchozích dvou diagnostik.

Na závěr byly uvedeny typické poruchy lávek z předpjatých pásů a jejich projevy, které byly doplněny o fotodokumentaci.

3. Stavební úpravy předpjatých pásů

Stavební úprava konstrukcí z předpjatého pásu má za úkol zabránit zřícení konstrukce lávky, zabezpečit přenos stálých a proměnných zatížení a prodloužit životnost lávky. Úprava by měla bezprostředně navazovat na diagnostický průzkum, kde byla stavební úprava doporučena. Z možných variant stavebních úprav byla vybrána varianta zesílení novými předpínacími lany v různých polohách vůči příčnému řezu. Byly vyjmenovány všechny faktory, které se musí při stavební úpravě vzít v potaz, jako například zohlednění založení konstrukce nebo její případné selhání korozí nosných nebo předpínacích lan, atd. Dále byl popsán příklad realizace stavební úpravy na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži, která je už 5 let v provozu. Provedená stavební úprava byla podrobně popsána a analyzována z hlediska výpočtu, posouzení, výstavby i následného monitoringu. Poslední část popisovala provedené stavební úpravy na lávce přes řeku Vltavu v Praze Tróji a její případnou modifikaci v duchu úpravy provedené na Kroměřížské lávce.

4. Dlouhodobé sledování

Cílem bylo analyzovat tři vybrané metody dlouhodobého sledování, které se dají použít pro konstrukce se štíhlou mostovkou. Štíhlé mostovky jsou subtilní a tenké, a poruchy typické pro masivní předpjaté konstrukce zde progredují daleko rychleji, a proto bylo nutno poopravit známé metody dlouhodobého sledování.

První metoda byla metoda vizuálního sledování konstrukce, které například pomocí fotodokumentace kritických míst na konstrukci byla schopna stanovit vývoj poruch těchto míst v čase a lépe pak předpovědět budoucí poruchu.

Další, v současnosti nově vyvíjená, byla metoda sledování dynamických vlastností, ze které by se dalo pomocí pravidelně měřených dynamických parametrů usuzovat (i predikovat), nakolik je konstrukce poškozená, případně jaká je ještě její rezerva. Metodika je založena na měření zrychlení na konstrukci pomocí akcelerometrů a následném vyhodnocení vlastních frekvencí a vlastních tvarů pomocí provozní modální analýzy (OMA). Z každého periodického měření byly určeny vlastní frekvence a k nim příslušné vlastní tvary. Porovnáním nového měření s výsledky dynamické analýzy konstrukce na výpočtovém modelu můžeme usuzovat nebo i predikovat poškození konstrukce, případně její rezervu. Může se ovšem stát, že dynamická analýza konstrukce nebyla provedena nebo její výsledky jsou nedostupné, pak je možné porovnat nové měření z již předešlými měřeními. Pro tyto případy byl vytvořen užitečnější formát posouzení vlastních frekvencí a to grafické srovnání vlastních frekvencí s doplněním limitních hodnot mezní odchylky vycházející z normy na ze zatěžovací zkoušky mostních objektů. Tímto způsobem lze snadno vidět stupeň souladu mezi referenční sadou dat a všemi provedenými měřeními. Metodika sledování dynamických parametrů je nová a prakticky neprobádaná. Po provedení několika dynamických měření vyvstala otázka, jak moc jsou dynamická měření ovlivněna vnějšími podmínkami. Následkem toho byly vybrány tři klíčové vnější podmínky pro podrobnější analýzu: změna předpínací síly, změna zatížení na mostovce, tj. převrstvování nebo ubírání vozovkových vrstev, a změna teploty konstrukce. Nově vytvořený formát posouzení vlastních frekvencí byl uplatněn na tři lávky, včetně lávky v Praze Tróji, kde se potvrdilo snížení všech vlastních frekvencí při poslední dynamické zkoušce, 4 roky před jejím pádem.

Poslední představenou metodou bylo geodetické sledování konstrukce, kdy můžeme pomocí sledování pohybu opěr, případně změny vzepětí jednotlivých polí usuzovat, jak se chová založení lávky.

Seznam obrázků

Obr. 1.1 Lávky přes řeku Opavu při dynamické zatěžovací zkoušce (2023)	9
Obr. 1.2 Pohled na dnes již neexistující lávku přes řeku Labe v Nymburku (2017)	11
Obr. 1.3 Lávka přes Labe v Nymburce při dynamické zkoušce (2021)	12
Obr. 1.4 Zavěšená lávka přes komunikaci Delta Pond, Eugene, Oregon, USA (dostupné na www.shp.eu)	13
Obr. 1.5 Půdorysně zakřivená zavěšená lávka ve městě Stavanger v Norsku (dostupné na https://structurae.net/en/structures/lagardsveien-bridge)	14
Obr. 1.6 Zavěšená lávka přes dálnici D47 u Bohumína, ČR (dostupné na www.shp.eu)	14
Obr. 1.7 Lávka přes Labe u Čelákovic (dostupné na https://www.stavbaroku.cz)	14
Obr. 1.8 Lávka přes řeku Bečvu u obce Ústí při statické zatěžovací zkoušce (2022)	15
Obr. 1.9 Lávka přes Harbor Drive (dostupné na www.shp.eu a [64])	15
Obr. 3.1 Statický systém předpjatého pásu, postup výstavby	21
Obr. 3.2 Lávka v Radonicích nad Ohří	22
Obr. 3.3 Lávka v Radonicích nad Ohří a) podélný řez, b) půdorys	23
Obr. 3.4 Výpočtový model lávky s příčným řezem	24
Obr. 3.5 Modální analýza vlevo první ohybový tvar, vpravo odpovídající torzní tvar	25
Obr. 3.6 Pohled na střední pole lávky v Praze Troji při zatěžovací zkoušce (převzato od projektanta konstrukce)	27
Obr. 3.7 Výpočtový model lávky v Praze – Troji s detaily	28
Obr. 3.8 Vlevo posunutí U_z [m] pro počáteční stav, vpravo první vlastní tvar s frekvencí 0,51 Hz	29
Obr. 3.9 Statické působení a) mostovky, b) předpjatého pásu s obloukem, c) oblouku	30
Obr. 3.10 Lávka přes lagunu Wai Kai na Havaii- a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry	32
Obr. 3.11 Postup výstavby lávky přes lagunu Wai Kai na Havaii	33
Obr. 3.12 Výpočtový model	34
Obr. 3.13 První ohybová frekvence $f_1 = 0,741$ Hz	34
Obr. 3.14 Lávka přes řeku Truckee- a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry	35
Obr. 3.15 Postup výstavby lávky přes řeku Truckee	36
Obr. 3.16 Výpočtový model lávky přes řeku Truckee	37
Obr. 3.17 První ohybová frekvence $f_1 = 1,51$ Hz	38
Obr. 3.18 Stabilita ocelových obloukových žeber pro zatížení mokřým betonem, bedněním pouze na levé straně (fáze Obr. 3.15a)	38
Obr. 3.19 Lávka přes řeku Labe v Brandýse nad Labem - a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez v polovině rozpětí a d) příčný řez u opěry	39

Obr. 3.20 Statické působení a) mostovky, b) předpjatého pásu s obloukem, c) oblouku, rozšířené o přímkovou část D.....	40
Obr. 3.21 Postup výstavby lávky přes řeku Labe v Brandýse nad Labem.....	41
Obr. 3.22 Výpočtový model lávky přes řeku Labe v Brandýse nad Labem	42
Obr. 3.23 Tlakové napětí v oblouku od stálých složek a předpětí (initial stage).....	43
Obr. 3.24 Svislé posunutí od zatížení chodci na levé polovině	43
Obr. 3.25 Rovnováha od i-tého závěsu na pylonu v a) podélném směru, b) v příčném směru	44
Obr. 3.26 Zavěšení zakřivené mostovky: a) na vnitřní straně, b) na vnější straně.....	45
Obr. 3.27 Rovnováha sil v příčném řezu a) bez vlivu předpětí, b) s vlivem předpětí	46
Obr. 3.28 Silniční most přes řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) příčný řez v poli a d) pohledy na kotevní blok	47
Obr. 3.29 Betonářská výztuž a podélná a příčná předpínací výztuž (bílé chráničky).....	48
Obr. 3.30 Montáž horní ocelové části pylonu a osazení závěsů	48
Obr. 3.31 Výpočtový model mostu přes řeku Elbow ve městě Calgary v Kanadě	49
Obr. 3.32 První ohybová frekvence 1,025 Hz.....	50
Obr. 3.33 Odpovídající torzní frekvence 2,439 Hz	50
Obr. 3.34 Lávka Delta Ponds, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) řez monolitickou deskou a e) řez prefabrikovanými segmenty.....	51
Obr. 3.35 Výroba a osazení pylonu.....	52
Obr. 3.36 Montáž segmentů a jejich spojení	52
Obr. 3.37 Dokončení montáže segmentů a betonáž sprážené desky	52
Obr. 3.38 Výpočtový model lávky Delta Ponds	53
Obr. 3.39 Svislé posunutí Uz od výchozího stavu konstrukce lávky Delta Ponds.....	53
Obr. 3.40 První ohybová frekvence 1,303 Hz.....	53
Obr. 3.41 Stabilitní analýza při zatížení větrem	53
Obr. 3.42 Schematický půdorys a pohled studie zavěšené konstrukce a) půdorys, b) pohled.	54
Obr. 3.43 Příčný řez zavěšenou konstrukcí	55
Obr. 3.44 Prostorový model v programu ANSYS.....	56
Obr. 3.45 Posunutí uz pro výchozí stav	57
Obr. 3.46 První svislý ohybový tvar	57
Obr. 3.47 Působení kabelu zakotveného přímo do základové půdy.....	59
Obr. 3.48 Působení kabelu u samokotvené konstrukce	59
Obr. 3.49 Rovnováha na pylonu visuté konstrukce	59
Obr. 3.50 Varianta půdorysně zakřivené visuté konstrukce s vnitřní visutým lanem	60
Obr. 3.51 Varianta půdorysně zakřivené visuté konstrukce s vnějším visutým lanem.....	60
Obr. 3.52 Lávka přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) příčný řez v poli a e) příčný řez u podpory	62
Obr. 3.53 Postup výstavby lávky přes řeku Opavu v rekreační oblasti Stříbrného jezera	63

Obr. 3.54 Axonometrický pohled, půdorys a příčný řez výpočtového modelu lávky přes řeku Opavu.....	64
Obr. 3.55 Svislý posun od výchozího stavu konstrukce	65
Obr. 3.56 První ohybová frekvence 1,035 Hz.....	65
Obr. 3.57 Lávka přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně, a) podélný řez, b) příčný řez v místě pylonu, c) půdorys, d) příčný řez v poli a e) příčný řez v blízkosti stěnové opěry OPI	66
Obr. 3.58 Postup výstavby lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně.....	68
Obr. 3.59 Výpočtový model v programu ANSYS lávky přes Vsetínskou Bečvu ve Vsetíně s detaily stěnových opěr	69
Obr. 3.60 Svislý průhyb od výchozího stavu v programu ANSYS.....	70
Obr. 3.61 Stabilita konstrukce od zatížení chodci na celé délce lávky před divergencí výpočtu v programu ANSYS	70
Obr. 3.62 První ohybová frekvence lávky v programu ANSYS.....	70
Obr. 3.63 Schematický půdorys a pohled studie visuté konstrukce	71
Obr. 3.64 Příčný řez visutou konstrukcí.....	72
Obr. 3.65 Prostorový model v programu ANSYS	73
Obr. 3.66 Posunutí uz pro výchozí stav.....	74
Obr. 3.67 První svislý ohybový tvar.....	74
Obr. 3.68 Celkový pohled na dokončený model zavěšené a visuté konstrukce	75
Obr. 3.69 Mezní zatěžovací zkouška visuté části modelu	75
Obr. 3.70 Výpočtový model experimentu	75
Obr. 3.71 Posun uz při zatížení visuté strany modelu (zatížení $2 \times 4 \text{ kN/m}^2$).....	75
Obr. 4.1 Schéma technické nivelace a) v podélném řezu, b) v půdoryse	79
Obr. 4.2 Vyhledání betonářské výztuže pomocí indikátoru výztuže na lávce přes řeku Moravu v Kroměříži	80
Obr. 4.3 Vybuzení lávky poskokem dvou osob.....	83
Obr. 4.4 Vybuzení lávky přechodem dvou osob.....	83
Obr. 4.5 Záznam ze snímače zrychlení v čase	83
Obr. 4.6 Frekvenčního spektra konstrukce ve vybraném bodě.....	83
Obr. 4.7 Vrtané sondy prováděné shora	85
Obr. 4.8 Vrtané sondy prováděné zespod z prohlížečích plošin.....	85
Obr. 4.9 Protokol o vrtané sondě.....	86
Obr. 4.10 Zapravení sondy nesmršlivou zálivkou.....	87
Obr. 4.11 Neobetonované nosné kabely (betonová směs se neprotlačila přes kabely v době výstavby).....	88
Obr. 4.12 Nezainjektovaný kanálek předpínací výztuže (viditelná hladina injektáže)	88
Obr. 4.13 První etapa průzkumu – lávka přes Moravu v Kroměříži	89
Obr. 4.14 Druhá etapa průzkumu – lávka přes Ohří v Radonicích nad Ohří	89
Obr. 4.15 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži (březen 2018)	90

Obr. 4.16 Sondážní vrty k předpínacím lanům	91
Obr. 4.17 Stav nosných lan ve spáře	91
Obr. 4.18 Vybrané výsledky druhé etapy průzkumu a) půdorys lávky s vyznačením provedených sond, b) izopásma stavu koroze	91
Obr. 4.19 Vodní nálev ze sondy k nosné výztuži ve spáře na návodní straně mezi segmenty č. 9 a 10 (číslováno od OP1)	93
Obr. 4.20 Stav nosných lan ve spáře na návodní straně mezi segmenty č. 9 a 10 (číslováno od OP1)	93
Obr. 4.21 Vlevo průběh teplot po výšce průřezu v měřených bodech pro jednotlivé dny, vpravo graf závislosti vzepětí na teplotě konstrukce s parametry lineární regresní rovnice pro přímku, která je proložena všemi body (spojnice trendu)	93
Obr. 4.22 Lávka v Praze Tróji při povodni v roce 2002 (vlevo nahoře) a po opadnutí vody (vpravo) [60]	95
Obr. 4.23 Oprava trojské lávky v roce 2012 [56]	97
Obr. 4.24 Trójská lávka při povodni v roce 2013 [57]	97
Obr. 4.25 Místo přetržení lan a otevřené spáry a) v podélném řezu, b) v půdoryse	98
Obr. 4.26 Spodní povrch návodní strany spáry mezi segmenty 37 a 38 [35]	98
Obr. 4.27 Pohled na segment 36 od segmentu 35 po havárii lávky – pravděpodobné místo přetržení lan [60]	98
Obr. 4.28 Krápníky a výluhy v polovině rozpětí	99
Obr. 4.29 Detail výluh a aktivních krápníků (na jeho konci je kapka vody)	99
Obr. 4.30 Lávka přes řeku Moravu v Kroměříži při povodních v roce 1997 (nahoře), 2006 (uprostřed) a 2010 (dole)	100
Obr. 4.31 Poškozený kryt mostovky – místo zatékání do nosné konstrukce	101
Obr. 4.32 Vegetace v krytu – projev zatékání	101
Obr. 4.33 Neodborně provedená diagnostika lávky přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří [58]	102
Obr. 5.1 Varianty zesílení konstrukce novými předpínacími kabely a) v nosné konstrukci (interní vedení), b) nad nosnou konstrukcí, c) vedle nosné konstrukce s rozšířením stávající konstrukce a d) pod nosnou konstrukcí	106
Obr. 5.2 Schéma stavební úpravy v a) podélném řezu, b) v půdoryse	109
Obr. 5.3 Vedení externích v příčném řezu a) v polovině rozpětí, b) před opěrami	109
Obr. 5.4 Výpočtový model stavební úpravy včetně detailu deviátoru	111
Obr. 5.5 Svislý posun po překorodování předpínacích lan v segmentu č. 8	112
Obr. 5.6 Svislý posun po překorodování předpínacích lan v celé délce lávky	112
Obr. 5.7 Napětí v externích lanech po překorodování předpínacích lan v segmentu č. 8	112
Obr. 5.8 Napětí v externích lanech po překorodování předpínacích lan v celé délce lávky	112
Obr. 5.9 První vlastní tvar před stavební úpravou $f = 1,23$ Hz	113
Obr. 5.10 První vlastní tvar po stavební úpravě $f = 1,41$ Hz	113

Obr. 5.11 <i>Betonářská a předpínací výztuž kotevního bloku za opěrou OP2</i>	114
Obr. 5.12 <i>Vedení externích lan a výztuž deviátoru u opěr</i>	114
Obr. 5.13 <i>Nerezová kapotáž s hřebeny pro usměrnění externích lan. V pozadí montážní plošina</i>	115
Obr. 5.14 <i>Stav po betonáži kotevního bloku za opěrou OP2</i>	115
Obr. 5.15 <i>Příprava podkladu pro izolační souvrství</i>	115
Obr. 5.16 <i>Pokládka hydroizolace a polystyrenu</i>	115
Obr. 5.17 <i>Betonáž mikrobetonu SIKA vyztuženého sítí z nekorodující výztuže</i>	115
Obr. 5.18 <i>Sanace spodního povrchu a instalace monitorovacího systému</i>	115
Obr. 5.19 <i>Osazení zábradlí</i>	116
Obr. 5.20 <i>Lávka po dokončení</i>	116
Obr. 5.21 <i>Instalace čidel vlhkosti betonu (odporová metoda)</i>	116
Obr. 5.22 <i>Ústředna pro sběr dat, tenzometr na spodním líci</i>	116
Obr. 5.23 <i>Instalace tenzometru na horním povrchu</i>	117
Obr. 5.24 <i>Solární panel s ústřednou pro zasilání dat</i>	117
Obr. 5.25 <i>Detail sanační vrstvy betonu na horní povrchu nosné konstrukce 72 segmentu od Císařského ostrova</i>	118
Obr. 5.26 <i>Tloušťka sanace dle Obr. 4.27 na segmentu číslo 36</i>	118
Obr. 6.1 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 před diagnostikou – návodní strana</i>	120
Obr. 6.2 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 před diagnostikou – povodní strana</i>	120
Obr. 6.3 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 po diagnostice – návodní strana</i>	121
Obr. 6.4 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2019 po diagnostice – povodní strana</i>	121
Obr. 6.5 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26]</i>	121
Obr. 6.6 <i>Detail stavu spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26] – návodní strana</i>	122
Obr. 6.7 <i>Detail stavu spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2021 při hlavní prohlídce [26] – povodní strana</i>	122
Obr. 6.8 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39]</i>	122
Obr. 6.9 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39] – návodní strana</i>	122
Obr. 6.10 <i>Stav spáry mezi segmenty 9 a 10 v roce 2024 při hlavní prohlídce [39] – povodní strana</i>	122
Obr. 6.11 <i>Grafické srovnání vlastních frekvencí pro lávku přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří z Tab. 6.1 včetně limitních hodnot vlastních frekvencí</i>	127
Obr. 6.12 <i>První ohybová frekvence (vlevo) $f_{V,1} = 1,23$ Hz a torzní frekvence (vpravo) $f_{T,1} = 3,35$ Hz pro teplotu $T = 40^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$)</i>	131
Obr. 6.13 <i>První ohybová frekvence (vlevo) $f_{V,1} = 1,31$ Hz a torzní frekvence (vpravo) $f_{T,1} = 3,37$ Hz pro teplotu $T = -30^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = -40^{\circ}\text{C}$)</i>	131

Obr. 6.14 Fyzikální model s osazenými akcelerometry a siloměry	133
Obr. 6.15 Plynulá regulace předpínací síly na fyzikálním modelu	133
Obr. 6.16 Graf závislosti předpínací síly (průměrná síla mezi oběma předpínacími lany) a velikosti zátěže (v červeném kolečku) na dosažené první ohybové frekvenci	134
Obr. 6.17 Zátěž na modelu: 2/4 (vlevo), 4/4 (vpravo)	135
Obr. 6.18 Grafické srovnání vlastních frekvencí před stavební úpravou	136
Obr. 6.19 Grafické srovnání vlastních frekvencí po stavební úpravě	136
Obr. 6.20 Grafické srovnání vlastních frekvencí pro lávku přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří včetně limitních hodnot vlastních frekvencí	138
Obr. 6.21 Grafické srovnání ohybových vlastních frekvencí pro lávku v Praze včetně limitních hodnot vlastních frekvencí	139
Obr. 6.22 Grafické srovnání ohybových vlastních frekvencí pro lávku v Praze včetně limitních hodnot vlastních frekvencí	140
Obr. 6.23 První svislá ohybová frekvence stanovená a) výpočtovým modelem, b) porovnáním měření z 09/1997 a 11/2010 (převzato z [56]) a c) porovnáním měření z 11/2010 a 06/2013 (převzato z [56]) – červenou čarou znázorněno místo přetržení lan	141
Obr. 6.24 Přehled naměřených teplot vzduchu a nosné konstrukce lávky v Radonicích nad Ohří	143
Obr. 6.25 Výpočtový model segmentu	144
Obr. 6.26 Výsledek analýzy prostupu tepla	144
Obr. 6.27 Graf závislosti vzepětí předpjatého pásu na teplotním zatížení	145

Seznam tabulek

Tab. 6.1 Tabulkové porovnání periodického měření vlastních frekvencí pro lávku v Radonicích nad Ohří s prvním referenčním měřením	125
Tab. 6.2 Vypočítané hodnoty koeficientů korelace modální analýzy pro referenční měření (první měření 03/2020) a poslední měření (07/2024) pro lávku přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří	126
Tab. 6.3 Limitní hodnoty mezní odchylky dle [14]	127
Tab. 6.4 Závislost vzepětí f , první ohybové frekvence $f_{v,1}$, torzní frekvence $f_{t,1}$ a dosednutí konstrukce na ložiska při různých teplotách T . Hodnoty ΔT jsou rozdíl od základní teploty $T = 10^\circ\text{C}$ (žlutý sloupec) a hodnoty Δu_z jsou svislý průhyb v polovině rozpětí od konstrukce v základní teplotě $T = 10^\circ\text{C}$ (žlutý sloupec)	129
Tab. 6.5 Porovnání hodnot prvních ohybových $f_{v,1}$ a torzních frekvencí $f_{t,1}$, vzepětí f a dosednutím konstrukce na ložiska mezi dlouhodobým sledováním a výpočtovými hodnotami v programu ANSYS	130
Tab. 6.6 Porovnání hodnot prvních ohybových $f_{v,1}$ a torzních frekvencí $f_{t,1}$, vzepětí f a dosednutím konstrukce na ložiska mezi dlouhodobým sledováním a výpočtovými hodnotami v programu ANSYS	132
Tab. 6.7 Porovnání vlastních frekvencí před statickou úpravou	136
Tab. 6.8 Porovnání vlastních frekvencí po statické úpravě	136
Tab. 6.9 Porovnání měření s výpočtem v programu ANSYS	137
Tab. 6.10 Porovnání ohybových vlastních frekvencí mezi výpočtem a měřením	138

Literatura

- [1] ANSYS, Inc., *Command Reference – Release 2023 R2*, Ansys, Inc., 2023.
- [2] ANSYS, Inc., *Structural Analysis Guide – Release 2023 R2*, Ansys, Inc., 2023.
- [3] ANSYS, Inc., *Element Reference – Release 2023 R2*, Ansys, Inc., 2023.
- [4] ANSYS, Inc., *Verification Manual for the Mechanical APDL Application – Release 2023 R2*, Ansys, Inc., 2023.
- [5] ANTON, O., CIKRLE, P., HEŘMÁNKOVÁ, V.: *Problematika současných možností diagnostiky předpínací výztuže v konstrukcích*. TZB-info, 2021, roč. 21, č. 5, s. 1-8. ISSN: 1801-4399.
- [6] ASADI I, SHAFIGH P, ABU HASSAN Z. F. B., MAHYUDDIN N. B., *Thermal conductivity of concrete – A review*. Journal of Building Engineering, Vol. 20, 2018, s. 81-93. ISSN 2352-7102.
- [7] BILOŠOVÁ, A., *Aplikovaný mechanik jako součást týmu konstruktérů a vývojářů: část Modální zkoušky* [online]. VŠB-TU Ostrava, fakulta strojní. Studijní opora. 2012. Dostupné z: <https://projekty.fs.vsb.cz/147/ucebniopory/978-80-248-2758-2.pdf>
- [8] BITTNAR, Z., ŠEJNOHA, J., *Numerické metody mechaniky 1*, Vydavatelství ČVUT, Praha, 1992, ISBN 80-01-00855-X.
- [9] BEZRUCHOVÁ, K.; KOLÁČEK, J.; NEČAS, R. *Operation Modal Analysis of Pedestrian Bridge in Kroměříž*. In 26th Concrete Days. Solid State Phenomena. Switzerland: Trans Tech Publications Ltd, 2020. s. 281-287. ISBN: 978-3-0357-1668-9. ISSN: 1662-9779.
- [10] BLAŽEK, Jan a Evžen HORÁČEK. *Nepřímé metody experimentální statiky*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1959.
- [11] BRINCKER, Rune, Lingmi ZHANG a Palle ANDERSEN. *Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition*. *Smart Materials and Structures* [online]. 2001, 10(3), 441-445 [cit. 2019-05-23]. DOI: 10.1088/0964-1726/10/3/303. ISSN 0964-1726. Dostupné z: <http://stacks.iop.org/0964-1726/10/i=3/a=303?key=crossref.b39fbefdd1466d5de601c6b088f9bc63>
- [12] BUREŠ, J.: *Geodetické bezpečnostní měření vodorovných a svislých posunů a přetvoření při předpínání mostní lávky pro pěší přes řeku Moravu v Kroměříži*.

- Protokol o geodetickém měření ze dnů 15. 4. 2019, 17. 4. 2019 a 23. 4. 2019, Brno, 2019.
- [13] BUREŠ, J.: *Kontrolní zaměření po realizaci stavební obnovy a ověřovací zatěžovací zkouška mostní lávky pro pěší přes řeku Moravu v Kroměříži*. Protokol o geodetickém měření ze dne 13. 4. 2022, Brno, 2022.
- [14] ČSN 73 6209: *Zatěžovací zkoušky mostních*, Česká technická norma, září 2019.
- [15] DALL'ASTA, A. and DEZI, L. Discussion on "Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges. Structural Engineering, 1996. 121. s. 458-459.
- [16] DALL'ASTA, A. a LEONI, G. Vibration of beams prestressed by internal frictionless cables. Sound and Vibration. 1999. 222(1), s. 1-18.
- [17] Department of Transport, *Design Criteria for Vibration of Footbridges*, BD37/01, Apendix B, UK Highways Agency, 1988.
- [18] Eurocode: ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, státní norma, únor 2011.
- [19] Eurocode: ČSN EN 1991-2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*, státní norma, červenec 2005.
- [20] Eurocode: ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*, státní norma, listopad 2006.
- [21] Eurocode: ČSN EN 1992-2: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*, státní norma, květen 2007.
- [22] Eurocode: ČSN EN 1993-1-1: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1–1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*, státní norma, prosinec 2006.
- [23] GREINER, B. *Operational Modal Analysis and its Application for SOFIA Telescope Assembly Vibration Measurements* [online]. Stuttgart, 2009 [cit. 2019-07-24]. Dostupné z: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/3843/1/StudyThesis_Greiner_OMA_hyperlinks.pdf. Studienarbeit. Universität Stuttgart. Vedoucí práce Prof. Dr. Alfred Krabbe.
- [24] HEINEMEYER C., BUTZ C., KEIL A., SCHLAICH M., GOLDBECK A., TROMETOR S., LUKIC M., CHABROLIN B., LEMAIRE A., MARTIN P., CUNHA

- A., CAETANO E., *Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations*. EUR 23984 EN. Luxembourg (Luxembourg): European Commission; 2009. JRC53442.
- [25] HOBST, L., ADÁMEK, J., CIKRLE, P., SCHMID, P.: Diagnostika stavebních konstrukcí přednášky, CERM Brno, listopad 2005.
- [26] CHLÁDEK, J.; CHLÁDKOVÁ, V.; *Hlavní prohlídka visuté lávky přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří*, INPREJIN Praha, 2021.
- [27] JUNEK, V. MÍČKA, T.: *Diagnostický průzkum – lávka pro pěší přes Vltavu v Praze Troji*, PONTEX s.r.o., červen 2009.
- [28] JUNEK, V. MÍČKA, T.: *Oprava lávky pro pěší v Troji přes Vltavu ev.č. V-004. Realizační dokumentace*, PONTEX s.r.o., prosinec 2011.
- [29] JUNEK, V. MÍČKA, T.: *Závěrečná zpráva – lávka pro pěší přes Vltavu v Praze Troji*, PONTEX s.r.o., prosinec 2010.
- [30] KADLČÁK, J., *Statika nosných lan visutých střech*, ACADEMIA, Praha, 1990, ISBN 80-200-0251-0.
- [31] KADLČÁK, J., KYTÝR, J., *Statika stavebních konstrukcí I*, FAST VUT v Brně, Vydavatelství Vutium, Brno, 2001, ISBN 80-214-1877-X.
- [32] KADLČÁK, J., KYTÝR, J., *Statika stavebních konstrukcí II*, FAST VUT v Brně, Vutium, Brno, 2001, ISBN 80-214-1648-3.
- [33] KALABISOVÁ, E.: *ZNALECKÝ POSUDEK č. 12/05-2010 Odborné posouzení korozního stavu zabudované ocelové výztuže objektu Trojská lávka v Praze*, SVÚOM s.r.o., březen 2010.
- [34] KEIL, A., *The design of curved cable-supported footbridges*, Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Germany.
- [35] KLIER, T., MÍČKA, T.: *V-004 Lávka přes Vltavu v Troji, monitoring - Plán správy a údržby*, PONTEX s.r.o., prosinec 2013.
- [36] KLUSÁČEK, L., KOLÁČEK, J., NEČAS, R., *Stavební úpravy lávky pro pěší ev. č. L07 přes řeku Moravu v Kroměříži - Statický výpočet stavební úpravy*, Statický výpočet k DČ SR12957102L, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně, Brno, 2018.

- [37] KLUSÁČEK, L., KOLÁČEK, J., NEČAS, R., *Stavební úpravy lávky pro pěší přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří - Statický výpočet stavební úpravy*, Statický výpočet k DČ SR1220057318, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně, Brno, 2022.
- [38] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., STRNAD, J. *Diagnostický průzkum lávky pro pěší přes řeku Moravu v Kroměříži*, Závěrečná zpráva k DČ SR12857002, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně, Brno, 2018.
- [39] KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; *Hlavní prohlídka visuté lávky přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří*, ÚBZK FAST VUT Brno, 2024.
- [40] KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; STRNAD, J.; Vysoké učení technické v Brně, Antonínská 548/1, 601 90 Brno: *Zesílení visutého pásu externím předpětím*. 308602, patent. (2020)
- [41] KLUSÁČEK, L., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., SVOBODA, A., OLŠÁK, M.: *Statické zajištění lávky pro pěší přes řeku Moravu v Kroměříži*, 26. Betonářské dny 2019, Sborník příspěvků, Hradec Králové, listopad 2019, ISBN 978-80-907611-2-4.
- [42] KLUSÁČEK, L., SVOBODA, A., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., OLŠÁK, M. *Diagnostický průzkum předpjaté lávky pro pěší přes řeku Ohři v Radonicích nad Ohří*, Závěrečná zpráva k DČ SR12957177L, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně, Brno, 2020.
- [43] KLUSÁČEK, L.; NEČAS, R.; KOLÁČEK, J.; SVOBODA, A.; OLŠÁK, M.; POŽÁR, M., *Oprava lávky přes Moravu v Kroměříži – diagnostika, zesílení, rehabilitace, sledování.*, MOSTY 2022, 27. Mezinárodní symposium, Sborník příspěvků, Brno, červen 2022, ISBN 978-80-86604-84-8.
- [44] KOLÁČEK, J., *Analýza půdorysně zakřivených zavěšených a visutých lávek*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, březen 2012.
- [45] KOLÁČEK, J., *Model of cable supported bridges*, The 9TH FIB International PHD Symposium in Civil Engineering, Proceedings, Karlsruhe, červenec 2012, ISBN 978-3-96644-858-2, str. 363 – 368.
- [46] KOLÁČEK, J., NEČAS, R., *Návrh přemostění půdorysně zakřivenou konstrukcí*, Dílčí zpráva 2.2.3.1 – P4 centra CIDEAS, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, prosinec 2010.

-
- [47] KOLÁČEK, J., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Curved cable stayed and suspension pedestrian bridges*, FOOTBRIDGE 2011, Sborník příspěvků, Wroclaw, červenec 2011, ISBN 978-83-7125-204-4, str. 286 – 287.
- [48] KOLÁČEK, J., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Fyzikální model půdorysně zakřivené lávky*, 17. Mezinárodní symposium MOSTY 2012, Sborník příspěvků, Brno, duben 2012, ISBN 978-80-86604-56-5, str. 215 – 220.
- [49] KOLÁČEK, J., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., *Zkouška modelu půdorysně zakřivené visuté a zavěšené konstrukce*, BETON TKS, s.r.o., Brno, prosinec 2011, ISSN 12133116, str. 46 – 52.
- [50] KOLÁČEK, J.; NEČAS, R.; VELEŠÍK, M.; *Important aspects influencing the dynamic parameters of slender pedestrian bridges formed by stress ribbon structure*. In 29th Concrete Days. 29th Concrete Days 2023. Trans Tech Publications Ltd., 2024.
- [51] KULHAVÝ, T., *Konstrukce z předpjatého pásu ztužené vnějšími kabely nebo oblouky*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, březen 2002.
- [52] MAREK, J. *Znalecký posudek č. 131/2018: Posouzení příčin havárie lávky pro chodce Praha 7 – Trója*, Praha, září 2018.
- [53] MATERAZZI, A., BRECCOLOTTI, Marco, UBERTINI, Filippo, VENANNZI, Ilaria. *Experimental Modal Analysis for Assessing Prestress Force in PC Bridges: A Sensitivity Study*. IOMAC 2009 - 3rd International Operational Modal Analysis Conference.
- [54] MAUER, *Projektová dokumentace – Radonice – Lávka přes Ohři*, březen 1983.
- [55] MÍČKA, T.: *Diagnostický průzkum lávky ev. č. V-004 v Praze – Tróji přes Vltavu - ověření stavu betonu mostovky*, PONTEX, s.r.o., prosinec 2007.
- [56] MÍČKA, T.: *Lávka ev.č. V-004, v Praze – Tróji přes Vltavu - ověření stavu lávky po povodni z 06/2013*, PONTEX, s.r.o., srpen 2013.
- [57] MÍČKA, T.: *Mimořádná mostní prohlídka lávky V -004*, PONTEX s.r.o., červen 2013
- [58] MÍČKA, T., GRESCHNER, A.: *Diagnostický průzkum lávky pro pěší v obci Radonice*, PONTEX s.r.o., duben 2010.

- [59] NAVRÁTIL, J., *Předpjaté betonové konstrukce*, VUT v Brně, FAST, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004, ISBN 80-214-2649-7.
- [60] NAVRÁTIL, J., KOLÁČEK, J. Posouzení okolností zřícení lávky přes řeku Vltavu v Praze-Troji, Znalecký posudek č. 7, Brno, říjen 2019.
- [61] NEČAS, R., *Segmentové konstrukce se spřaženou deskou. Návrh, výroba a zkouška modelu*, dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, červen 2006.
- [62] NEČAS, R., KLUSÁČEK, L., KOLÁČEK, J., *Opakované dynamické zkoušky a prohlídky visuté lávky přes řeku Ohří v Radonicích nad Ohří*, Závěrečná zpráva k DČ SR122357045, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně, Brno, 2023.
- [63] NEČAS, R., VELEŠÍK, M., KOLÁČEK, J., BEZRUČOVÁ, K., POŽÁR, M., STRÁSKY, J., *The Influence of temperature gradient on geodetic surveys and dynamic response of slender bridge structures with concrete deck*, Structural Concrete, ISSN 1751-7648, under review. ISSN: 1464-4177.
- [64] NEČAS, R., STRÁSKY, J., *Statická a dynamická analýza lávky v San Diegu, Kalifornie, USA*, 18. Betonářské dny, Sborník příspěvků, Hradec Králové, listopad 2011, ISBN 978-80-87158-30-2, str. 202 – 207.
- [65] PŘÍKRYL, R.: *Odpověď na dotaz: Na mostních konstrukcích jsem viděl útvary podobné krápníkům. Jak vznikají a co mají společného s krápníky v jeskyních?*, 2012, online dostupné na <https://www.prirodovedci.cz/zeptejte-se-prirodovedcu/198>
- [66] POLÁK, M., PLACHÝ, T., MÁCA, J.: Experimental Modal Analysis of the Footbridge across Vltava River in Prague Damaged by Flood in June 2013. Applied Mechanics and Materials. 617. 3-6. 10.4028/www.scientific.net/AMM.617.3. 2014, ISSN: 1662-7482.
- [67] RYALL, M. J., PARKE, G. A. R., HARDING, J. E.: Manual of bridge engineering. Thomas Telford Publishing, London 2000, ISBN 0 7277 2774 5.
- [68] SAIIDI, M. and DOUGLAS, B. Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges. Structural Engineering. 1994. 120(7), s. 2233-2241.
- [69] STRASKY, J., *Stress Ribbon and Cable Supported Pedestrian Bridges*, Thomas Telford Publishing, London 2005, ISBN 0 7277 3282 X.

-
- [70] STRÁSKÝ, J., KALÁB, P., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., *Dvě zavěšené lávky postavené ve městě Eugene, Oregon, USA*, BETON TKS 4/2013, s.r.o., Brno, srpen 2013, ISSN 12133116, str. 52 – 59.
- [71] STRÁSKÝ, J., KOLÁČEK, J., NEČAS, R., *Model půdorysně zakřivené lávky pro pěší*, Dílčí zpráva 2.2.3.1 – P5 centra CIDEAS, Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, prosinec 2010.
- [72] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., *Dynamická odezva betonových lávek*, BETON TKS, s.r.o., Brno, srpen 2009, ISSN 12133116, str. 80 – 87.
- [73] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., *Dynamic response of concrete footbridges*, Structural Concrete Vol. 13/2 – Journal of the fib, Verlag Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlín, červen 2012, ISSN 1464-4177, str. 109 – 118.
- [74] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J. *Dvě zavěšené lávky v městě Eugene, Oregon, USA*, 15. Mezinárodní symposium MOSTY 2010, Sborník příspěvků, Brno, duben 2010, ISBN 978-80-86604-48-0, str. 138 – 142.
- [75] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R.; KOLÁČEK, J. *Zavěšený most přes řeku Elbow, Calgary, Alberta, Kanada*, 15. Mezinárodní symposium MOSTY 2010, Sborník příspěvků, Brno, duben 2010, ISBN 978-80 86604-48-0, str. 133 – 137.
- [76] STRÁSKÝ, NEČAS, R., KOLÁČEK, J., POZDÍŠEK, J., KIRISHCHYAN, G., *Samokotvené visuté konstrukce*, 26. Mezinárodní symposium MOSTY/BRIDGES 2021, Sborník příspěvků, Brno, září 2021, ISBN 978-80 86604-86-2, str. 113 – 117.
- [77] STRÁSKÝ, J., PIRNER, M. *DS-L Stress-ribbon footbridges*, Dopravní stavby n. p., Olomouc, 1986.
- [78] ZŮDA, K., *Mosty IV. Půdorysně zakřivené mostní konstrukce*, VUT Brno, 1971.