

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh lávky pro pěší a cyklisty přes Malý Dunaj

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Lucia Iványiová

Praha 2017



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Iványiová Jméno: Lucia Osobní číslo: 424345
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby


II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI


Název bakalářské práce: Návrh lávky pro pěší a cyklisty přes Malý Dunaj
Název bakalářské práce anglicky: Design of Pedestrian Bridge over Malý Dunaj
Pokyny pro vypracování:
Studie konstrukčních variant přemostění.
Návrh hlavních prvků nosné konstrukce a spodní stavby.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 21.2.2017 Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

21.2.2017
Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Předkládám tímto k posouzení a obhajobě bakalářskou práci, zapracovanou k závěru studia na Fakultě stavební ČVUT v Praze.

Prohlašuji, že jsem předloženou bakalářskou práci vypracovala samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího bakalářské práce Ing. Michala Drahoráda, PhD., a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 28.5.2017

.....

Podpis autorky

Poděkování

Na tomto místě bych ráda poděkovala vedoucímu mé bakalářské práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za jeho trpělivost, ochotu, čas a odborné rady při konzultacích bakalářské práce.

Ráda bych také poděkovala své rodině za podporu projevenou během celého mého studia.

Abstrakt

Předmětem bakalářské práce je studie, návrh a předběžné posouzení konstrukce lávky pro pěší a cyklisty přes řeku Malý Dunaj v obci Jahodná (Slovenská republika). Jedná se o návrh novostavby v místě stávající konstrukce lávky. Statické řešení konstrukce je pojato jako zavěšená lávka, nosnou konstrukci lávky tvoří betonová podélně předepjatá mostovka zavěšená ocelovými závěsy na šikmý spřažený ocelobetonový pylon. Tvar příčného řezu betonové mostovky je navržen jako dvojtrám, závěsy jsou tvořeny ocelovými tyčemi a ocelobetonový pylon je tvořen dvojicí ukloněných dříků obdélníkového profilu vyplněných betonem, které jsou ve třech úrovních spojeny příčlemi.

Klíčová slova:

betonové konstrukce

zavěšená lávka

lávka pro pěší a cyklisty

betonová mostovka

ocelobetonový pylon

Abstract

The topic of this bachelor thesis is a study, design and a pre-analysis of the construction of a pedestrian and cycle bridge over Malý Dunaj river in Jahodná (Slovak republic). The design is conceived as a new construction in the place of the existing construction of a footbridge. The static solution of the construction is proposed as a cable-stayed bridge, the load-bearing construction of the bridge consists of a longitudinally prestressed concrete bridge deck, supported by a tilted steel-concrete composite pylon by means of steel cables. The shape of the bridge deck cross-section is proposed as a twin girder deck, cables are designed as steel bars and the steel-concrete composite pylon is formed by a pair of tilted columns, whose cross-sections are defined as hollow rectangle steel profiles filled with concrete and which are fasten together in three levels by struts.

Key words:

concrete constructions
cable-stayed pedestrian bridge
pedestrian and cycle bridge
concrete bridge deck
steel-concrete composite pylon

Obsah

Obsah	7
Úvod	10
1. Studie.....	11
1.1. Umístění stavby a okolní poměry	11
1.2. Stávající konstrukce lávky	11
1.3. Varianty řešení lávky	12
1.3.1. Předpoklady a požadavky řešení	12
1.3.2. Varianta 1: Zavěšená lávka se svislými pylony a betonovou mostovkou... 13	
1.3.3. Varianta 2: Zavěšená lávka se šikmými pylony a betonovou mostovkou .. 13	
1.3.4. Porovnání variant a výběr finálního návrhu	14
1.4. Charakteristika zavěšených mostních konstrukcí	15
1.4.1. Statické působení	15
1.4.2. Zavěšené mosty o 2 polích.....	15
1.4.3. Uspořádání závěsů.....	16
1.4.4. Výška pylonu	16
1.4.5. Odezvy zavěšených mostů na dynamické zatížení.....	17
1.5. Příklady obdobně řešených mostních konstrukcí	17
1.5.1. Lerez River Bridge	17
1.5.2. Mariánský most.....	18
1.5.3. Most SNP.....	18
2. Statický výpočet	19
2.1. Úvod	19
2.2. Výpočtový model.....	19
2.3. Materiály	27
2.3.1. Beton	27
2.3.2. Ocel	28
2.4. Zatížení.....	28
2.4.1. Zatížení stálá	28
2.4.1.1. Vlastní tíha konstrukce	28
2.4.1.2. Ostatní stálé zatížení.....	29
2.4.1.3. Předpětí závěsů ochlazením	29
2.4.2. Zatížení proměnná.....	30

2.4.2.1.	Zatížení větrem	30
2.4.2.2.	Zatížení teplotou.....	31
2.4.2.3	Zatížení dopravou	32
2.5.	Kombinace zatížení	34
2.5.1.	Mezní stavy únosnosti	34
2.5.2.	Mezní stavy použitelnosti	37
2.6.	Návrh a posouzení výztuže mostovky	41
2.6.1.	Předpětí mostovky v podélném směru.....	41
2.6.2.	Návrh betonářské výztuže	44
2.6.2.1.	Návrh hlavní nosné výztuže.....	45
2.6.2.2.	Návrh výztuže při horním povrchu.....	47
2.6.2.3.	Návrh rozdělovací výztuže	47
2.6.2.4.	Návrh smykové výztuže.....	48
2.6.3.	Posouzení návrhu výztuže mostovky na MSP	49
2.6.3.1.	Mezní stav omezení napětí.....	49
2.6.3.2.	Mezní stav přetvoření	50
2.6.4.	Posouzení návrhu výztuže mostovky na MSÚ	51
2.6.4.1.	Předpínací výztuž.....	51
2.6.4.2.	Betonářská výztuž	53
2.7.	Posouzení pylonu.....	54
2.7.1.	Posouzení pylonu na MSP	54
2.7.1.1.	Mezní stav přetvoření	54
2.7.2.	Posouzení pylonu na MSÚ.....	55
2.8.	Posouzení závěsu	57
2.8.1.	Posouzení závěsu na MSP	57
2.8.2.	Posouzení závěsu na MSÚ	58
2.9.	Návrh a posouzení založení konstrukce	59
2.9.1.	Založení pylonu.....	59
2.9.1.1.	Základová deska	59
2.9.1.2.	Piloty	64
2.9.2.	Založení kotevního bloku.....	65
2.9.2.1.	Kotevní blok	66
2.9.2.2.	Piloty	67

3.	Návrh kotvení závěsů k mostovce a k pylonu	69
3.1.	Kotvení závěsu k mostovce	69
3.2.	Kotvení závěsu k dřívku pylonu	71
4.	Závěr	72
	Seznam příloh	73
	Použitá literatura.....	74
	Seznam obrázků.....	75
	Zdroje obrázků	77
	Seznam tabulek	78

Úvod

Cílem bakalářské práce je studie variant přemostění, samotný návrh, předběžné posouzení a zjednodušená výkresová dokumentace novostavby zavěšené betonové lávky.

V první části práce je představeno zamýšlené umístění předmětné lávky, nastíněno řešení stávající konstrukce, zpracována studie variant možného technického řešení lávky, a nakonec jsou stručně shrnuty typické vlastnosti zvolené varianty (tj. zavěšených mostních konstrukcí), jejich problematika a příklady obdobně řešených konstrukcí.

Obsahem druhé části práce je předběžný statický výpočet, v němž jsou definovány rozhodující dimenze, materiály a zatížení, dále je zde proveden zjednodušený návrh vyztužení a který je zakončen předběžným posouzením jednotlivých částí konstrukce.

Třetí část práce představuje koncepci řešení kotvení závěsů k mostovce a k dřívku pylonu, navrženo a schematicky zakresleno je zde vždy jedno z možných řešení těchto detailů.

Čtvrtá a zároveň poslední část práce je věnována závěrečnému shrnutí získaných poznatků, předběžnému vyhodnocení návrhu a stanovení předpokladů, za kterých je toto vyhodnocení platné.

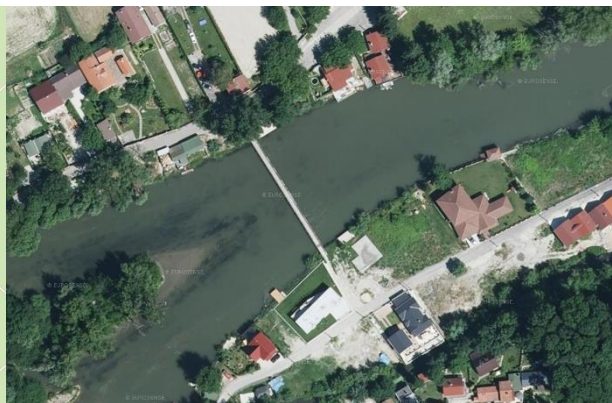
1. Studie

1.1. Umístění stavby a okolní poměry

Lávka je situovaná na jihozápadě Slovenska v obci Jahodná, okolí lze charakterizovat jako oblast s chatářskou zástavbou a okolní terén jako rovinnatý. Malý Dunaj, přes který je lávka vedena, je nížinná řeka, významná pro vodní turistiku. Tento fakt byl při návrhu volné výšky lávky nad hladinou významným faktorem, zároveň byl také jedním z kritérií při výběru nejvhodnější varianty konstrukčního řešení lávky. Obec Jahodná je všeobecně hojně navštěvována jak vodáky, tak i návštěvníky z okolních měst k odpočinku. Lávka propojuje dva protilehlé břehy řeky, v širším slova smyslu tedy spojuje vodácký kemp, zdejší vyhlášenou restauraci a okolní chaty. Šířka koryta v místě navržené lávky je přibližně 55 metrů.



Obrázek 1: Mapa okolí navržené lávky spolu se stávající lávkou [1]



Obrázek 2: Letecká fotka okolí navržené lávky spolu se stávající lávkou [1]

1.2. Stávající konstrukce lávky

V místě navrhované konstrukce se nachází stávající ocelová konstrukce lávky o 14 polích, jejíž mostovka je tvořena svařeným ocelovým roštem, na kterém jsou prostě uloženy betonové panely. Spodní stavba je řešena jako členěné ocelové stojky (dvojice ocelových trubek se zavětrováním). Světlá šířka lávky je 1,5 metru, volná výška nad hladinou pak za běžných okolností cca 2 metry. Na obou stranách lávky se nachází ocelové zábradlí svařené z trubek a tyčových prvků.



Obrázek 3: Pohled na mostovku a zábradlí stávající lávky [2]

1.3. Varianty řešení lávky

Následující část práce je věnována představení jednotlivých uvažovaných variant provedení lávky. Budou představeny 2 návrhy, jejich stručná charakteristika a závěrem zvolena jedna varianta, jež bude dále podrobně navržena.

1.3.1. Předpoklady a požadavky řešení

Cílem návrhu je v první řadě zvýšit momentálně nevyhovující volnou výšku lávky nad hladinou na minimálně 4,0 metry. Tento požadavek zajišťuje zvýšení pohodlí vodáků podplouvajících lávkou, zároveň však v případě povodňové aktivity představuje lepší ochranu před naplaveninami, které by jinak mohly způsobit poškození konstrukce.

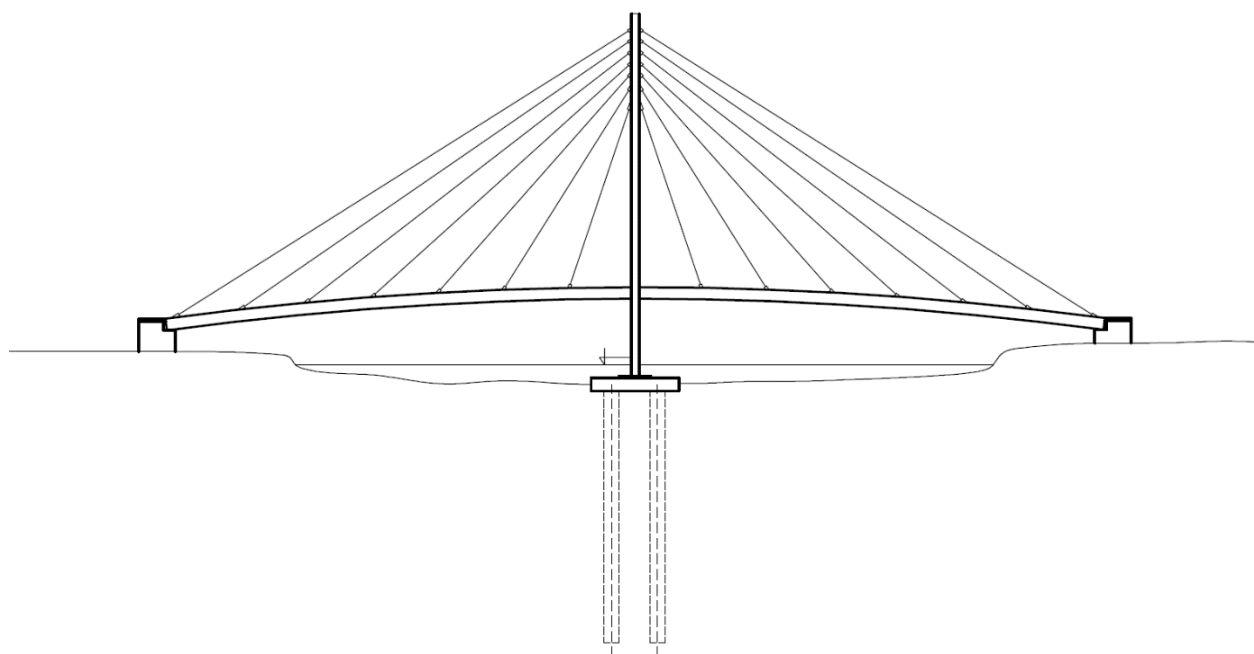
Konstrukční řešení lávky je v obou variantách navrženo jako zavěšená lávka, pylony jsou tvořeny dvěma spřaženými ocelobetonovými dřívky a mostovka je navržena jako podélně předepjatá betonová deska o šířce 4 metry. Hlavní výhodou tohoto řešení je omezení počtu podpor v korytě řeky, čímž se výrazně zjednoduší založení stavby.

Z důvodů ekonomičnosti návrhu, zachování volné výšky nad hladinou minimálně 4 metry a faktu, že na jednom břehu se v blízkosti uložení lávky na opěru nachází pozemní komunikace, je v obou variantách lávka na obou stranách uložena na zvýšené opěry. Přístup na lávku zajišťují násypy z obou stran opěry č. 1, které jsou zhotoveny ve vyhovujícím sklonu kolmo na podélný směr lávky a na kterých je zhotoven chodník. Na opačném břehu řeky je násyp navržen tak, aby chodník, který je na něm provedený, navazoval na sklon i směr mostovky v místě uložení na opěru č. 2 a srovnal tak výškový rozdíl mezi okolním terénem a lávkou.

1.3.2. Varianta 1: Zavěšená lávka se svislými pylony a betonovou mostovkou

První možnost, jež byla zvažována, je tvořena svislým pylonem, na kterém je pomocí ocelových táhel zavěšena betonová mostovka o 2 polích. Mostovka lávky je navržena jako betonový dvojtrám, celková šířka mostovky je 4,0 metry, délka pylonu pak 27,570 metrů. Pylon je tvořen dvojicí dříků obdélníkového profilu o rozměrech 600 x 400 mm a tloušťky 20 mm vyplněných betonem, které jsou rozepřeny ve 2 úrovních, a jsou založeny na železobetonové základové desce, která je podepírána pilotami. Na obou stranách je mostovka zavěšena na 14 závěsů, celkem tedy správnou polohu mostovky zajišťuje 28 závěsů o průměru 30 mm. Celková délka mostovky je 72,86 metrů, celková délka lávky je 78,86 metrů.

Konstrukce lávky je v této variantě symetrická, zatížení pylonu vlastní tíhou konstrukce je tedy rovněž symetrické a pylon proto není zapotřebí nijak kotvit proti překlopení způsobené zatížením vlastní tíhou konstrukce lávky. Reakce v pylonu vyvolané stálým zatížením prostřednictvím ocelových závěsů jsou vyrovnané a pylon je tedy v rovnováze.



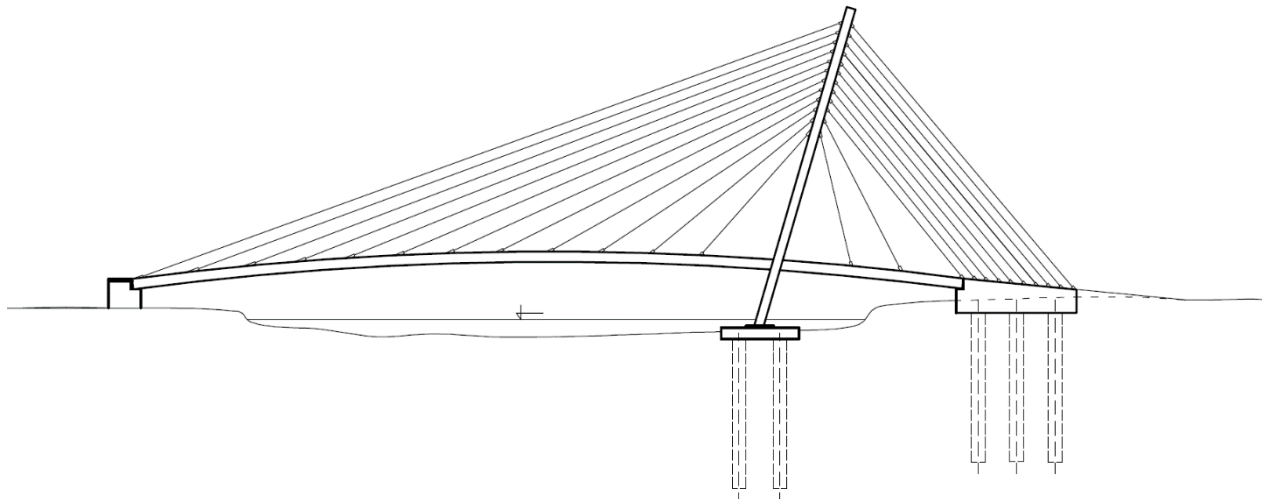
Obrázek 4: Schéma nosné konstrukce varianty 1

1.3.3. Varianta 2: Zavěšená lávka se šikmými pylony a betonovou mostovkou

Druhou možností pak byla lávka obdobného statického řešení jako v předchozí variantě, rozdíl spočívá v místě založení a směru pylonu. Ten je v tomto případě šikmého

tvaru, sklon od vodorovné roviny v podélném směru je 74° , a založen je ve vzdálenosti v 17,00 metrů od opěry na jižním břehu na železobetonové základové desce podepírané pilotami. Pylon je v této variantě délky 29,00 metrů, příčný řez pylonem lze charakterizovat opět jako dvojici dřívků obdélníkového profilu o rozměrech 800 x 600 mm a tloušťky 40 mm vyplněných betonovou směsí a rozepřených ve 3 úrovních. Mostovka o 2 polích má obdobně jako v první variantě tvar dvojtrámu a její polohu zajišťuje na obou stranách 16 ocelových závěsů průměru 65 mm, celkem tedy 32 závěsů.

Vzhledem k uspořádání pylonu je zřejmé, že je značně nesymetricky zatížený a bylo tudíž nutné navrhnout opatření zabraňující nadměrným deformacím (v krajním případě až kolapsu) pylonu. Na jižním břehu řeky je proto navržen železobetonový kotevní blok, ke kterému jsou oba dřívky pylonu pnuty pomocí 10 závěsů. Kotevní blok je proti zvednutí zajištěn taženými pilotami. Celková délka lávky včetně kotevního bloku je 85,86 metrů.



Obrázek 5: Schéma nosné konstrukce varianty 2

1.3.4. Porovnání variant a výběr finálního návrhu

Již z charakteristik obou variant je zřejmé, že první z variant je, co se návrhu týče, jednodušší a z ekonomického hlediska také úspornější. Dalšími faktory ovlivňujícími výběr jsou však také ovlivnění okolí konstrukcí a její zásah do obrazu krajiny. Z architektonického hlediska je jednoznačně zajímavější varianta 2, konstrukce tohoto typu (především z materiálového hlediska) by byla na území Slovenské republiky jednoznačně ojedinělá a výjimečná. Zvýšila by atraktivitu a významnost obce a přilákala by odbornou i širokou veřejnost. Zároveň by pylon umístěný blíže k jižnímu břehu a ukloněný stejným směrem lépe splynul s okolím, které na tomto břehu tvoří lesní porost. Celkově by tedy krajinný obraz nebyl narušen pylonem stojícím uprostřed řeky, jak je

navrženo ve variantě 1, pylon by se naopak co nejvíce přizpůsoboval místním krajinným poměrům.

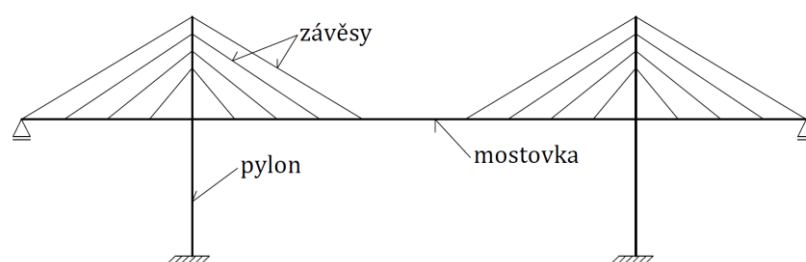
Z výše vypsanych důvodů byla tedy zvolena k dalšímu zpracování varianta 2, estetické a architektonické hledisko v tomto případě dle mého názoru značně převažuje nad hlediskem ekonomickým a byla tudíž odsouhlasena zmíněná varianta.

1.4. Charakteristika zavěšených mostních konstrukcí

1.4.1. Statické působení

Základem nosného systému zavěšených mostů jsou pylony, na kterých je pomocí šikmých závěsů zavěšena mostovka (viz [3]). Působení mostovky lze charakterizovat jako spojitý nosník na poddajných podporách. Mostovka je namáhána v první řadě ohybem, významné jsou však také vodorovné složky sil přenášené ze závěsů, které vytvářejí v mostovce tlakové napětí. Poddajnost podpor (resp. svislé poklesy v důsledku jejich tuhosti) je pro působení vlastní tíhy při výstavbě vyloučena nadvýšením nebo dopnutím závěsů, projeví se pouze při zatížení užitným zatížením.

Zavěšené mosty jsou vhodné pro dlouhá rozpětí, díky svému statickému působení dosahují dostačujících ohybových tuhostí i v případě subtilních a lehkých prvků nosného systému. Nutná je však dostatečná tuhost mostovky. V závislosti na uspořádání konstrukce se volí konstrukční tloušťka mostovky mezi $1/90$ a $1/200$ rozpětí pole, tato rozpětí jsou neekonomičtější, pokud spadají do oblasti mezi 150 a 500 metry. Při použití mostovky betonové jsou však výhodné i pro menší rozpětí, tj. okolo 100 metrů.



Obrázek 6: Schéma statického působení zavěšených mostů

1.4.2. Zavěšené mosty o 2 polích

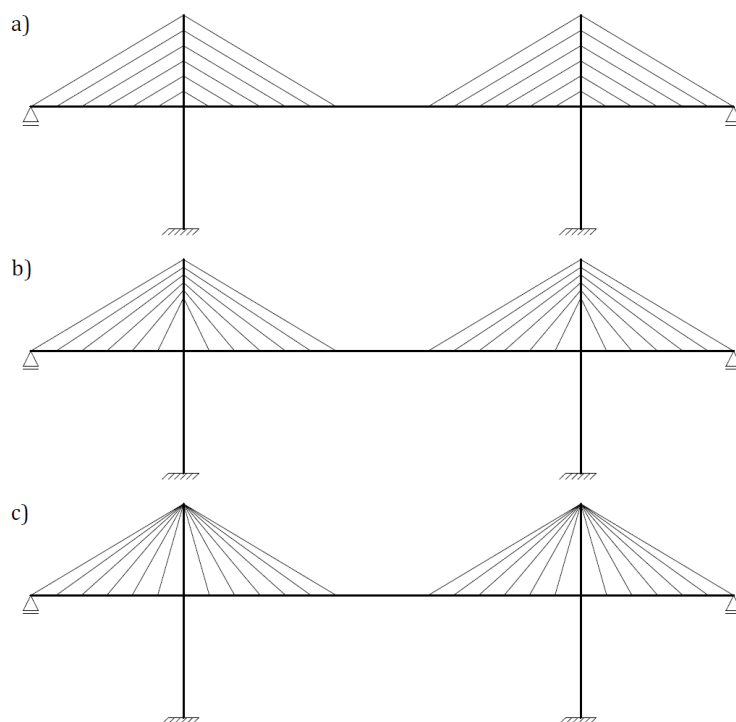
Konstrukce se 2 poli může být symetrická nebo antisymetrická (viz [3]). V případě antisymetrických mostních konstrukcí je zapotřebí vyrovnat nesouměrné stálé zatížení pylonu v kratším poli pomocným zatížením nebo kotvením do samostatných bloků. V případě této práce je tato nesouměrnost vyrovnána kotevním blokem, který zajišťuje stabilitu celé soustavy.

1.4.3. Uspořádání závěsů

Závěsy je možné uspořádat třemi obvyklými způsoby: *harfově*, *poloharfově* nebo *vějířově* (viz [3]). Nejefektivnější a nejehospodárnější soustavou závěsů je uspořádání vějířové, komplikace však představuje konstrukční detail vedení jednotlivých závěsů vrcholem pylonu.

Naopak nejméně efektivním řešením uspořádání soustavy závěsů je uspořádání harfové, a to díky velikému sklonu lan, který způsobuje v konečném důsledku růst poddajnosti konstrukce. Výhodou tohoto uspořádání je příznivý estetický vzhled, jsou proto často k nalezení v městském prostředí.

Kompromisem obou způsobů uspořádání je uspořádání poloharfové, které spojuje výhody obou typů uspořádání a zároveň eliminuje jejich nedostatky, v této práci je proto voleno toto uspořádání závěsů.



Obrázek 7: Schéma uspořádání soustavy závěsů – a) soustava harfová, b) soustava poloharfová, c) soustava vějířová

1.4.4. Výška pylonu

Výška pylonu je významný faktor, ovlivňující jak ekonomičnost návrhu, tak i celkové chování konstrukce. Vysoký pylon představuje menší sklon lan, tedy menší síly a tím i menší spotřebu materiálu na lanech, ale větší spotřebu materiálu na pylonech. Nízký pylon s sebou přináší jevy opačné, tedy vyšší spotřebu materiálu na závěsech a nižší na pylonu. Vyváženého poměru jednotlivých spotřeb lze dosáhnout, pokud poměr h/l spadá do rozmezí od 0,16 do 0,22 (viz [3]).

1.4.5. Odezvy zavěšených mostů na dynamické zatížení

Zvláštní problematiku při návrhu zavěšeného mostu představuje dynamické chování konstrukce mostu. Nejpříznivěji v tomto ohledu působí konstrukce s vějířovitým uspořádáním závěsů, neboť vysoký počet lan, které mají různý sklon a délku, lépe odolávají dynamickým účinkům zatížení než ostatní typy uspořádání závěsů. V každém případě je však nutné v rámci návrhu konstrukce provést dynamický výpočet a minimálně ověřit vlastní tvary a frekvence kmitání konstrukce ve vztahu k předpokládanému zatížení (pěší doprava). V případě lávek, které jsou obvykle tvořeny relativně lehkou konstrukcí, to může být rozhodujícím faktorem při návrhu dimenzí konstrukce, zejména pro větší rozpětí konstrukce.

1.5. Příklady obdobně řešených mostních konstrukcí

Zavěšené mosty s šikmým pylonem jsou k nalezení po celém světě, včetně území České i Slovenské republiky. Na následujících řádcích budou představeny některé významné zavěšené mosty, které doplní teoretické předpoklady o příklady z praxe.

1.5.1 Lerez River Bridge

Jako světového představitele bych ráda uvedla silniční most Lerez River Bridge, nacházející se ve Španělsku. Statické řešení mostu je podobné lávce navrhované v této bakalářské práci. Rozpětí pole je 125 metrů, pylon i mostovka jsou zhotoveny z železobetonu.



Obrázek 8: Lerez River Bridge – boční pohled [4]



Obrázek 9: Lerez River Bridge – letecký pohled [4]

1.5.2. Mariánský most

V České republice je zástupcem zavěšených mostů Mariánský most v Ústí nad Labem. Nosná konstrukce, včetně pylonu, je zhotovena z oceli, rozpětí hlavního pole je 123,3 metrů a výška pylonu 75 metrů.



Obrázek 10: Mariánský most – boční pohled [5]



Obrázek 11: Mariánský most – letecký pohled [5]

1.5.3. Most SNP

Nejvýznamnějším zavěšeným mostem na území Slovenské republiky pak je bratislavský most SNP (most Slovenského národného povstania). Nosná konstrukce je, obdobně jako u ústeckého mostu, ocelová, rozpětí hlavního pole činí 303 metrů a pylon je vysoký 95 metrů.



Obrázek 12: Most SNP – boční pohled [6]



Obrázek 13: Most SNP – pohled na pylon [7]

2. Statický výpočet

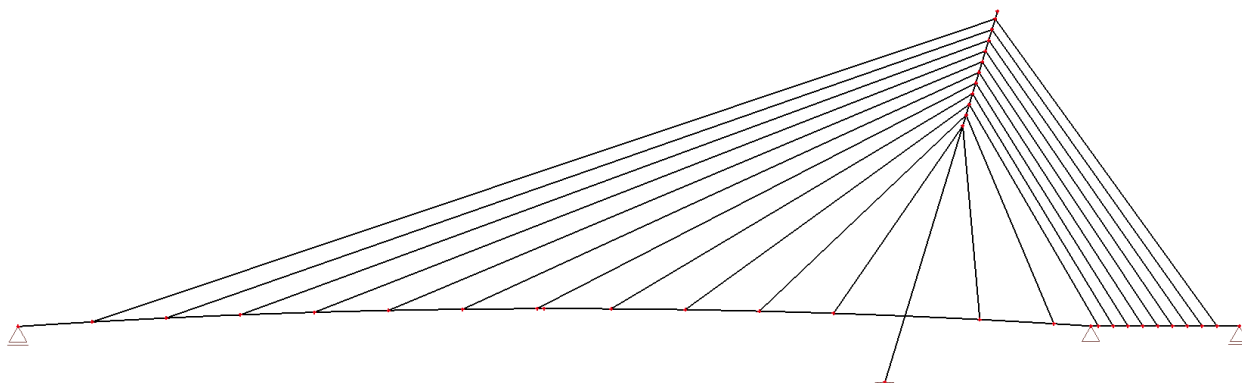
2.1. Úvod

V následujícím statickém výpočtu bude navržena a předběžně posouzena nosná konstrukce zavěšené lávky s podélně předpjatou betonovou mostovkou.

Součástí výpočtu je popis výpočtového modelu, stanovení základních dimenzí jednotlivých nosných prvků, stanovení zatížení dle platných norem a předběžné posouzení rozhodujících prvků konstrukce.

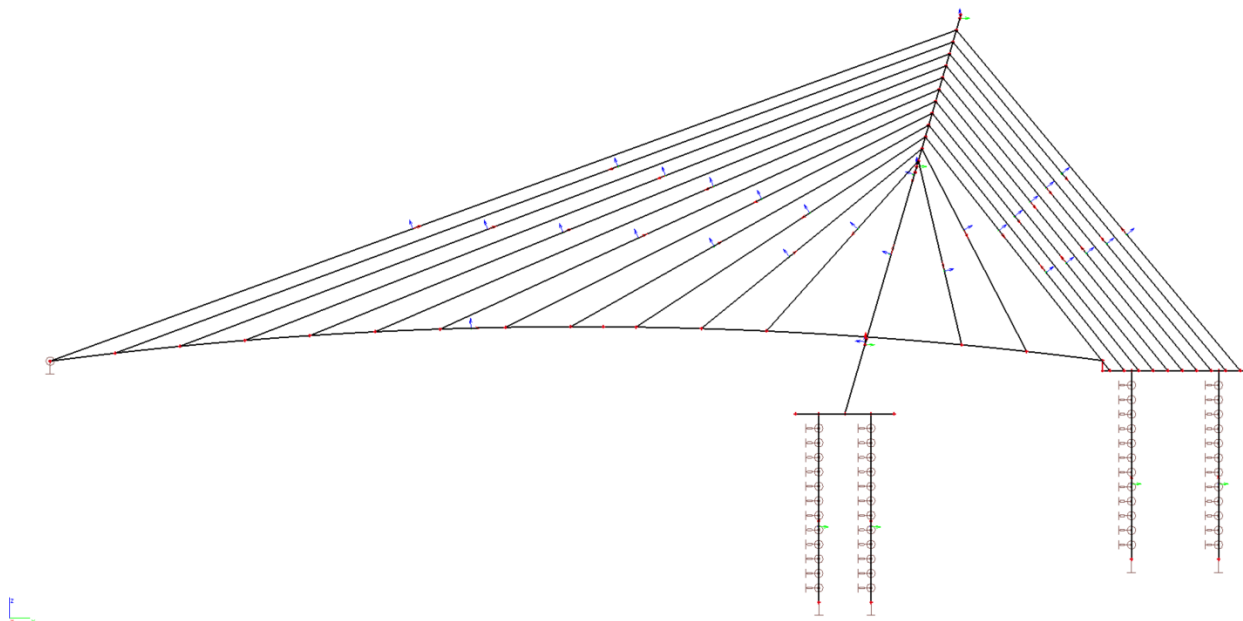
2.2. Výpočtový model

Model konstrukce byl vytvořen v programu SCIA ENGINEER, v programu byla rovněž vnesena na konstrukci jednotlivá zatížení, sestaveny jejich kombinace a posléze zjištěny hodnoty deformací a průběhy vnitřních sil. V prvotních fázích vytváření modelu byl uvažován 2D prutový model, který sloužil k přibližnému návrhu tvaru a rozměrů jednotlivých prvků konstrukce.

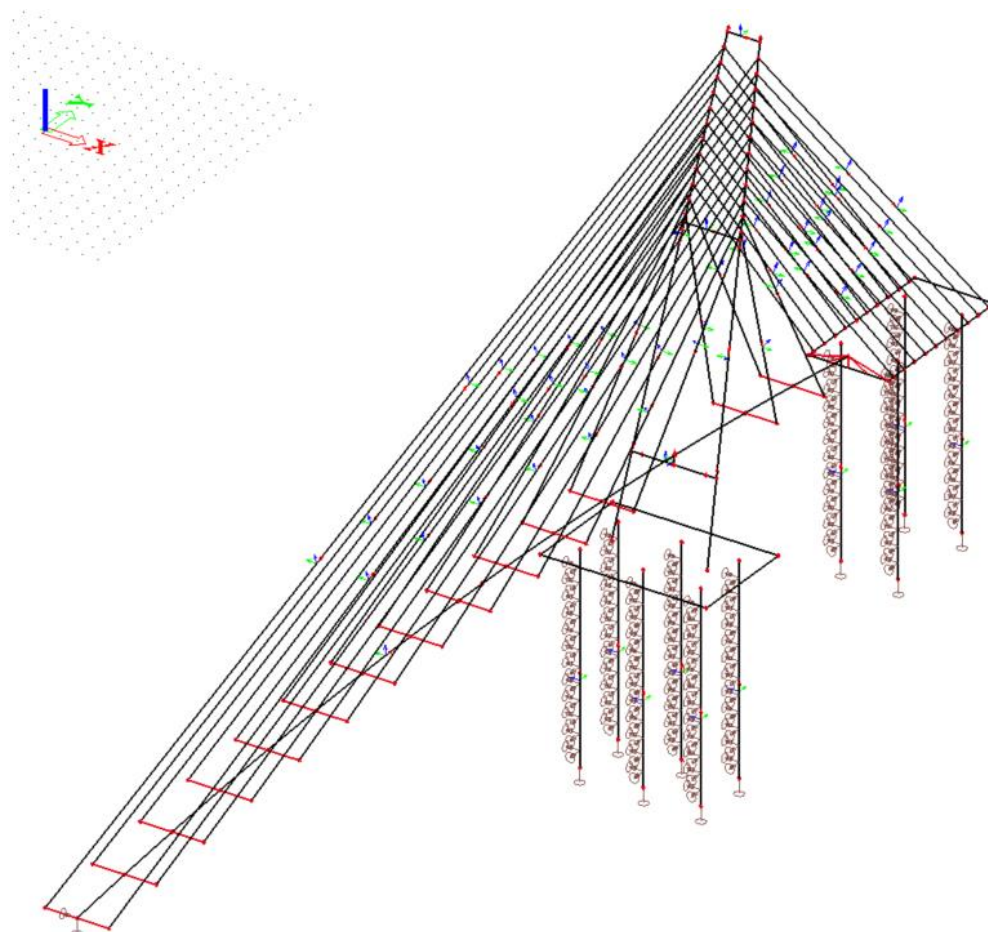


Obrázek 14: 2D pomocný model konstrukce

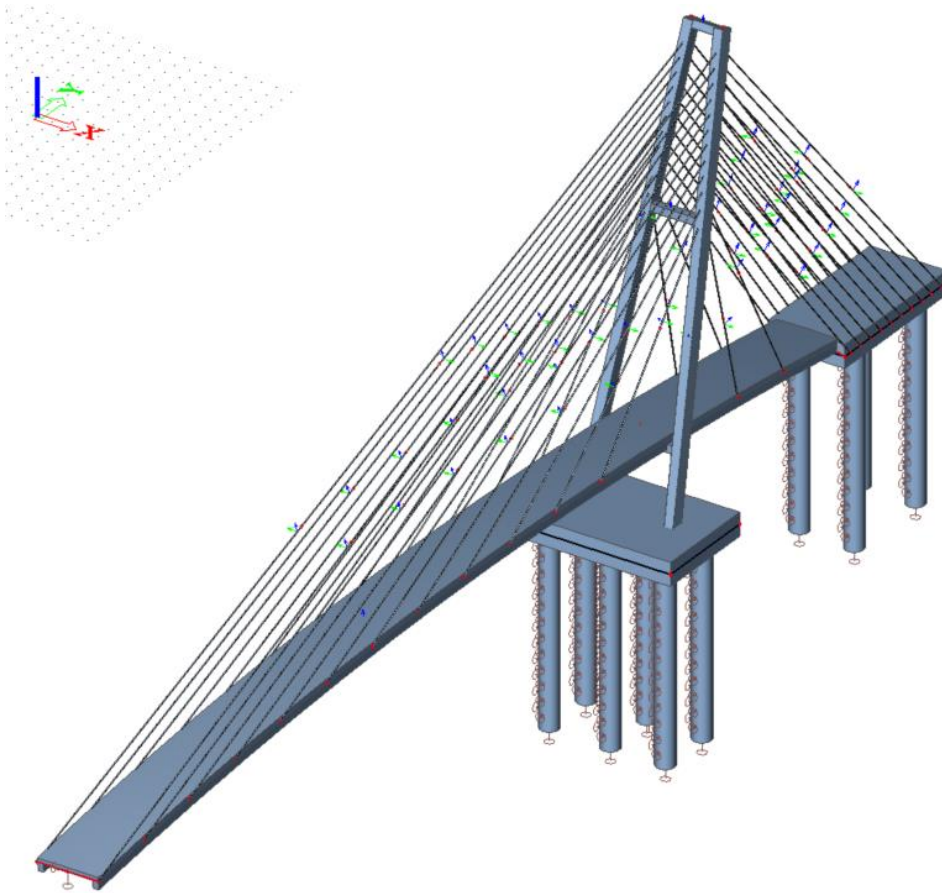
Po tomto návrhu byl model převeden do 3D podoby, čímž se dosáhlo reálnějších výsledků chování konstrukce. Do modelu se také vnesly skutečné podoby základových prvků, kterým byly nastaveny okrajové podmínky dle informací o základových poměrech.



Obrázek 15: Prutový 3D model konstrukce - boční pohled

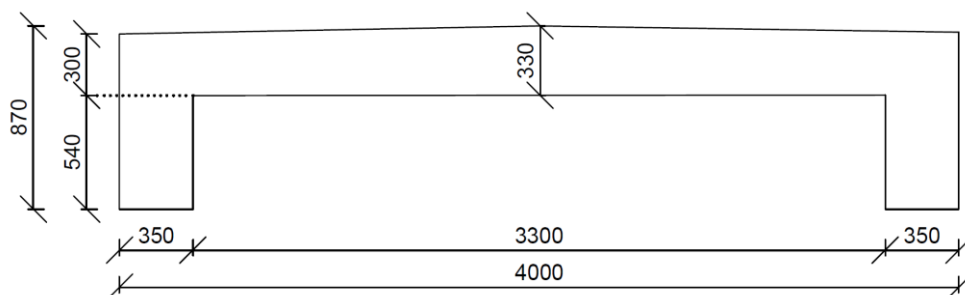


Obrázek 16: Prutový 3D model konstrukce - axonometrický pohled



Obrázek 17: Rendový 3D model – axonometrický pohled

Model je i ve 3D podobě uvažován jako prutový, plošnými prvky jsou pouze kotevní blok a základová deska pod pylonem. Mostovka má průřez tvaru dvojtrámu, svým tvarem opisuje část kružnice a je celkové výšky 870 mm a šířky 4000 mm. Přípoj na závěs je realizován vždy po 4500 mm. Vzepětí oblouku mostovky je 2380 mm a celková skutečná délka mostovky je 73 100 mm.

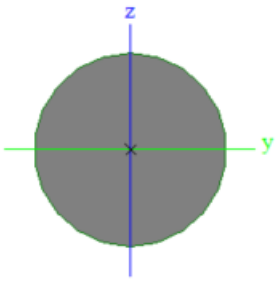


Obrázek 18: Příčný řez mostovkou

Jméno	Dvojtrám	
Typ	Dvojitě T 1	
Detailní	4000; 350; 30; 1; 540; 1; 299; 30; 0	
Materiál	C40/50	
Výroba	beton	
Použití 2D MKP výpočet	✓	
A [m ²]	1,6704e+00	
A _{y, z} [m ²]	1,1677e+00	8,6090e-01
I _{y, z} [m ⁴]	7,5160e-02	2,9658e+00
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	1,6402e-01	6,1437e-02
W _{el y, z} [m ³]	1,2647e-01	1,4829e+00
W _{pl y, z} [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
d _{y, z} [mm]	0	284
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	2000	594
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	1,0643e+01	1,0643e+01
M _{ply +, -} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M _{plz +, -} [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Tabulka 1: Průřezové charakteristiky mostovky

Závěsy jsou uvažovány jako předpínací ocelové tyče, v modelu jsou tedy rovněž charakterizovány ocelovou tyčí o průměru 65 mm. Délky jednotlivých závěsů jsou po délce mostovky různé, dle podélné osy mostovky jsou však symetrické. K mostovce i k pylonu jsou připojeny kloubově, kroucení okolo vlastní osy je z důvodu zajištění stability modelu zabráněno. Mezi střednicí mostovky a koncem lana, na který je mostovka zavěšena, vzniká díky prutové idealizaci konstrukce vzdálenost rovná 2000 mm. Tato nepřesnost způsobená zjednodušením modelu je opravena připojením závěsu k mostovce pomocí tuhého ramena, které je svými vlastnostmi velmi podobné reálnému chování konstrukce. Ve skutečnosti je přípoj závěsu na mostovku řešen za pomoci ocelové trubky TR 194x22, která svým tvarem opisuje tvar tuhých ramen v modelu konstrukce. Detail připojení závěsu na trubku je řešen v další kapitole práce.

Jméno			Závěs
Typ			RD65
Zdroj hodnot	Stahl im Hochbau / 14.Auflage Band I / Teil 1		
Materiál			S 460 Q (EN 10025-6)
Výroba			válcovaný
Posudek rovinného vzpěru y-y			c
Posudek rovinného vzpěru z-z			c
Klopení			Výchozí
Použit 2D MKP výpočet			✓
			
A [m ²]	3,3166e-03		
A _{y, z} [m ²]	2,9762e-03		2,9762e-03
I _{y, z} [m ⁴]	8,5788e-07		8,5788e-07
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	3,8660e-20		1,7566e-06
W _{el y, z} [m ³]	2,6396e-05		2,6396e-05
W _{pl y, z} [m ³]	4,5049e-05		4,5049e-05
d _{y, z} [mm]	0		0
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	32		33
α [deg]	0,00		
A _{L, D} [m ² /m]	2,0366e-01		2,0419e-01
M _{ply +, -} [Nm]	2,10e+04		2,10e+04
M _{plz +, -} [Nm]	2,10e+04		2,10e+04

Tabulka 2: Průřezové charakteristiky závěsu

Pylon je v modelu tvořen dvojicí spřažených ocelobetonových dříků s obdélníkovým profilem o rozměrech 800x600 mm a tloušťky 40 mm vyplněným betonem. Výška pylonu od paty založení po vrchol je 29,00 metrů.

Jméno	Pylon	
Typ	typ dw	
Detailní	600; 800; 40	
Materiál	S 460 Q (EN 10025-6) C40/50	
Výroba	beton	
Posudek rovinného vzpěru y-y	a	
Posudek rovinného vzpěru z-z	a	
Klopení	Výchozí	
Použití 2D MKP výpočet	✓	
A [m ²]	1,6836e-01	
A _{y, z} [m ²]	1,2428e-01	1,3403e-01
I _{y, z} [m ⁴]	1,2137e-02	7,3776e-03
I _w [m ⁶], I _t [m ⁴]	2,7092e-05	1,4828e-02
W _{el y, z} [m ³]	3,0343e-02	2,4592e-02
W _{pl y, z} [m ³]	3,0892e-02	2,4849e-02
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	300	400
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	2,8000e+00	2,8000e+00
M _{ply +, -} [Nm]	1,42e+07	1,42e+07
M _{plz +, -} [Nm]	1,14e+07	1,14e+07

Tabulka 3: Průřezové charakteristiky pylonu

V úrovni 4820 mm od paty pylonu je mezi dříky vložena rozpěra profilu ocelového obdélníku o rozměrech 500x500 mm a tloušťky 20 mm, na které je uložena mostovka. V místě uložení je povolen podélný a příčný posun. V modelu je v tomto místě vloženo křížení povolující právě nezávislý vzájemný vodorovný podélný i příčný posun, vzájemné pootočení, ale bránící nezávislému svislému posunu.

Jméno	Rozpěra	
Typ	typ dw	
Detailní	500; 500; 20	
Materiál	S 355	
	C45/55	
Výroba	beton	
Posudek rovinného vzpěru y-y	a	
Posudek rovinného vzpěru z-z	a	
Klopení	Výchozí	
Použití 2D MKP výpočet	✓	
A [m ²]	7,4977e-02	
A _{y, z} [m ²]	6,1415e-02	6,1415e-02
I _{y, z} [m ⁴]	2,1221e-03	2,1221e-03
I _w [m ⁶], I _t [m ⁴]	5,3752e-07	3,4777e-03
W _{el y, z} [m ³]	8,4883e-03	8,4883e-03
W _{pl y, z} [m ³]	7,8081e-03	7,8081e-03
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	250	250
α [deg]	0,00	
A _{L, D} [m ² /m]	2,0000e+00	2,0000e+00
M _{ply +, -} [Nm]	2,77e+06	2,77e+06
M _{plz +, -} [Nm]	2,77e+06	2,77e+06

Tabulka 4: Průřezové charakteristiky rozpěry

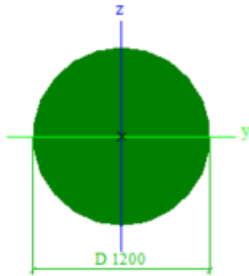
Dále jsou po výšce pylonu navrženy další dvě rozpěry totožného profilu jako výše zmíněný, tyto rozpěry jsou zde z důvodu ztužení konstrukce. Zabraňují rovněž dříkům se při zatížení vlastní tíhou deformovat v rovině kolmé na osu mostu.

Kotevní blok je modelován jako betonová deska výšky 1500 mm a půdorysného rozměru 10 000x5 000 mm. Tahové reakce způsobené lany, která zajišťují polohu pylonu, převyšují odpor betonového bloku proti jeho zvednutí, který je tvořen vlastní tíhou. Pokud by mělo být nadzvednutí bloku bráněno pouze vlastní tíhou betonového bloku, byla by konstrukce značně neekonomická, blok byl tedy z tohoto důvodu zajištěn dvěma páry tažených velkopřůměrových pilot.

Normálová síla v mostovce díky jednotlivým závěsům narůstá směrem ke kotevnímu bloku. Mostovka je proto na tomto konci opřena o blok a soustava je tedy uvedena do rovnováhy pomocí vlastní tíhy betonového bloku, tření v základové spáře, ohybové tuhosti pilot a pasivního odporu zeminy. Tato skutečnost je v modelu zohledněna pomocí

lineárních tuhých ramen, která propojují rozdílnou polohu konce střednice mostovky a hrany střednicové plochy kotevního bloku.

Založení pylonu je provedeno pomocí betonové základové desky tloušťky 1500 mm a půdorysných rozměrů 6800x10400 mm. Ta je zesponu podepřána třemi páry tlačných velkopřůměrových pilot.

Jméno			Pilota
Typ			Kruh
Detailní			1200
Materiál			C25/30
Výroba			beton
Použít 2D MKP výpočet			✓
			
A [m ²]	1,1310e+00		
A _{y, z} [m ²]	1,0168e+00		1,0168e+00
I _{y, z} [m ⁴]	1,0179e-01		1,0179e-01
I _w [m ⁶], t [m ⁴]	1,5306e-12		2,0405e-01
W _{el y, z} [m ³]	1,6965e-01		1,6965e-01
W _{pl y, z} [m ³]	2,8800e-01		2,8800e-01
d _{y, z} [mm]	0		0
c _{YUSS, ZUSS} [mm]	600		600
α [deg]	0,00		
A _{L, D} [m ² /m]	3,7697e+00		3,7697e+00
M _{ply +, -} [Nm]	0,00e+00		0,00e+00
M _{plz +, -} [Nm]	0,00e+00		0,00e+00

Tabulka 5: Průřezové charakteristiky piloty

Poslední poznámka se týká uložení konce mostu na opěře 1. To je řešeno pomocí posuvného kloubu v podélném směru, čímž se modelována okrajová podmínka odpovídající chování posuvného ložiska.

2.3. Materiály

2.3.1. Beton

Mostovka a pylon jsou navrženy z betonu C40/50 – XF2 + XD1 – XC4 (viz [8]).

f_{ck}	=	40	MPa
f_{cm}	=	48	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	=	24	MPa
$f_{ctk0,05}$	=	2,5	MPa
f_{ctd}	=	1,67	MPa
$f_{ctk0,95}$	=	4,6	MPa
f_{ctm}	=	3,5	MPa
E_{cm}	=	35	GPa
$E_c = 1,05 * E_c$	=	36,75	GPa
$\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3}$	=	3,5	‰
ν	=	0,2	-
α	=	0,000010	K ⁻¹

Základová deska pod pylonem a kotevní blok jsou navrženy z betonu C30/37 – XF3+XD2+XC4.

f_{ck}	=	30	MPa
f_{cm}	=	38	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	=	18	MPa
$f_{ctk0,05}$	=	2,0	MPa
$f_{ctk0,95}$	=	3,8	MPa
f_{ctm}	=	2,9	MPa
E_{cm}	=	35	GPa
$E_c = 1,05 * E_c$	=	36,75	GPa
$\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3}$	=	3,5	‰
ν	=	0,2	-
α	=	0,000010	K ⁻¹

Piloty jsou navrženy z betonu C25/30.

f_{ck}	=	25	MPa
f_{cm}	=	33	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	=	15	MPa
$f_{ctk0,05}$	=	1,8	MPa
$f_{ctk0,95}$	=	3,3	MPa
f_{ctm}	=	2,6	MPa
E_{cm}	=	31	GPa
$E_c = 1,05 * E_c$	=	32,55	GPa
$\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3}$	=	3,5	‰
ν	=	0,2	-
α	=	0,000010	K ⁻¹

2.3.2. Ocel

Pylon je navržen z oceli S460 J2+LN (viz [9]).

f_{yk}	=	460	MPa
f_{yd}	=	460	MPa
f_{uk}	=	530	MPa
E	=	210	GPa
G	=	81	GPa
ε_u	=	0,2	%
ν	=	0,3	-
α	=	0,000012	K ⁻¹

Ocelové závěsy jsou navrženy z oceli Freyssibar + HSA.

$f_{y0,2k}$	=	870	MPa
f_{yd}	=	870	MPa
f_{uk}	=	1070	MPa
E	=	200	GPa
G	=	81	GPa
ε_u	=	0,12	%
ν	=	0,3	-
α	=	0,000012	K ⁻¹

Betonářská výztuž je uvažována jako B500B.

f_{yk}	=	500	MPa
f_{yd}	=	434,78	MPa
E_s	=	200	MPa
α	=	0,000012	K ⁻¹

Předpínací výztuž je navržena z oceli Y1770S7-15,7.

d	=	15,7	mm
A_1	=	150	mm ²
f_{pk}	=	1770	MPa
$f_{p0,2k}$	=	1570	MPa
$f_{p0,1k}$	=	1491,5	MPa
E_p	=	200	GPa
$f_{p,d}$	=	1297	MPa

2.4. Zatížení

Zatížení bylo stanoveno dle ČSN EN 1991.

2.4.1 Zatížení stálá

2.4.1.1. Vlastní tíha konstrukce

Ve výpočtovém programu je vlastní tíha (viz [10]) jednotlivých prvků konstrukce generována automaticky. Vlastní tíha závěsů není uvažována.

2.4.1.2. Ostatní stálé zatížení

Název	A [m ²]	objem. tíha [kN/m ³]	Celkem [kN/m']
železobetonové římsy	2*0,17	25	8,5
stříkaná izolace tl. 10 mm	0,01*3,5	14,3	0,5
ocelové zábradlí	-	2*0,5	1
			10 kN/m'

Tabulka 6: Ostatní stálé zatížení (viz [10])

Vlastní tíha ocelové trubky reprezentované v modelu tuhými rameny je modelována jako svislá bodová síla umístěná vždy v místě připojení tuhých ramen na mostovku. Velikost této bodové síly je:

$$F_{\text{trub.}} = A_{\text{trub.}} * l_{\text{trub.}} * \gamma_{\text{ocel}} = 11\,888 * 10^{-6} * 4,8 * 78,5 = 4,48 \text{ kN}$$

2.4.1.3. Předpětí závěsů ochlazením

Při aktivaci závěsů zavěšením mostovky došlo ke značným deformacím způsobeným protažením závěsů. Z tohoto důvodu bylo pro každou dvojici závěsu po délce mostu stanoveno potřebné dopnutí (zkrácení), které zajišťuje správnou polohu mostovky. Přetvoření v závěsech se tímto vyrovná a pokles mostovky je zanedbatelný. Změna délky lan je do modelu vnesena pomocí náhradní změny teploty, tj. poměrným podélným přetvořením.

Výpočet změny teploty vychází ze vzorce

$$l = l_0 * (1 + \alpha * \Delta T)$$

po úpravě tedy

$$\Delta T = \frac{1 + \frac{l}{l_0}}{\alpha}$$

kde původní délka l_0 byla známa z modelu ve výpočetním programu a přetvořená délka byla dopočítána ze znalosti svislého poklesu a úhlu svíraného prutem s vodorovnou rovinou.

Prut č.	Úhel vlevo [°]	Úhel vpravo [°]	Úhel [rad]	Původní délka prutu [m]	Svislý pokles [mm]	Vodorovný posun [mm]	Deformovaná délka [m]	ΔL [mm]	ΔT [°C]
1	20		1,919862	66,54	62,5	-	66,6065	66,5041	-45
2	20,2		1,923353	64,65	60,6	-	64,7146	64,6097	-52
3	20,8		1,933825	56,78	53,0	-	56,8367	56,7350	-66
4	21,4		1,944297	51,94	48,3	-	51,9919	51,9051	-56
5	22,1		1,956514	47,12	43,6	-	47,1671	47,0900	-53
6	23,2		1,975713	42,34	38,9	-	42,3823	42,3161	-47
7	24,6		2,000147	37,61	34,2	-	37,6476	37,5910	-42
8	26,6		2,035054	32,93	29,4	-	32,9629	32,9134	-42
9	26,9		2,04029	28,34	25,3	-	28,3683	28,3291	-32
10	33,4		2,153736	23,88	19,9	-	23,9039	23,8700	-35
11	39,4		2,258456	19,63	15,2	-	19,6496	19,6213	-37
12	48,3		2,41379	15,75	10,5	-	15,7657	15,7430	-37
13		76,8	1,340413	13,04	12,7	-	13,0530	13,0361	-25
14		62,7	1,094321	15,73	14,0	-	15,7457	15,7262	-20
15		50,0	0,872665	20,58	-	13,2	20,6006	20,5746	-22
16		50,0	0,872665	21,69	-	13,9	21,7117	21,6843	-22
17		50,0	0,872665	22,81	-	14,7	22,8328	22,8032	-25
18		50,0	0,872665	23,93	-	15,4	23,9539	23,9228	-25
19		50,0	0,872665	25,04	-	16,1	25,0650	25,0310	-30
20		50,0	0,872665	26,16	-	16,8	26,1862	26,1506	-30
21		50,0	0,872665	27,28	-	17,5	27,3073	27,2692	-33
22		50,0	0,872665	28,40	-	18,2	28,4284	28,3888	-33
23		50,0	0,872665	29,51	-	19,0	29,5395	29,4976	-35
24		50,0	0,872665	30,63	-	19,7	30,6606	30,6171	-35

Tabulka 7: Výpočet teplotního zatížení lan k vyrovnání deformací od vlastní tíhy

2.4.2. Zatížení proměnná

2.4.2.1. Zatížení větrem

Dle [11] bylo stanoveno zatížení větrem působícím na konstrukci z boku. Toto zatížení působí na mostovku, zábradlí (které je zde uvažováno jako plné) a pylony, odezva lan na dynamické účinky větru byla při předběžném výpočtu zanedbána, předpokládá se její řešení konstrukčními opatřeními.

Stanovení zatížení mostu větrem je provedeno podle kapitoly 8 normy. V podkapitole 8.3.2 je uvedena zjednodušená metoda výpočtu síly působící ve vodorovném směru kolmo na podélnou osu mostovky

$$F_w = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{x,ref}$$

kde ρ je měrná hodnota vzduchu rovna 1,25 kg/m³

v_b je základní rychlost větru

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 25 = \underline{25 \text{ m/s}}$$

c_{dir} součinitel směru větru roven 1,0

c_{season} součinitel ročního období roven 1,0

$v_{b,0}$ výchozí základní rychlost větru rovna

25 m/s (kategorie terénu II)

C je součinitel zatížení větrem $C = c_e * c_{f,x} = 2,3 * 1,3 = 2,99$

c_e součinitel expozice roven 2,3

$c_{f,x}$ součinitel síly pro zatížení konstrukce mostu ve vyšetřovaném směru roven $c_{f,x,0}$

$c_{f,x,0}$ je součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců roven pro běžné mosty 1,3

$A_{x,ref}$ je referenční plocha definovaná jako součet čelní plochy předního hlavního nosníku a čelní plochy neprodyšného zábradlí nad nosníkem, výška $A_{x,ref}$ je tedy

v případě mostovky rovna 2050 mm

v případě pylonu rovna 800 mm,

délka je uvažována jako 1 metr běžný

Po dosazení do rovnice pak získáme pro mostovku spojitě zatížení o velikosti

$$F_w = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 * 2,99 * 2,05 * 1 = \underline{\underline{2,39 \text{ kN/m}'}}$$

a pro pylon

$$F_w = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 * 2,99 * 0,8 * 1 = \underline{\underline{0,94 \text{ kN/m}'}}$$

2.4.2.2. Zatížení teplotou

Dle [12] je stanovena hodnota oteplení a ochlazení konstrukce v závislosti na ročním období.

Podle kapitoly 6 této normy jsou uvažovány hodnoty pro 3. typ konstrukce, tj. betonová nosná konstrukce. Dle mapy izoterm, která je národní přílohou normy, jsou maximální a minimální teploty stanoveny takto:

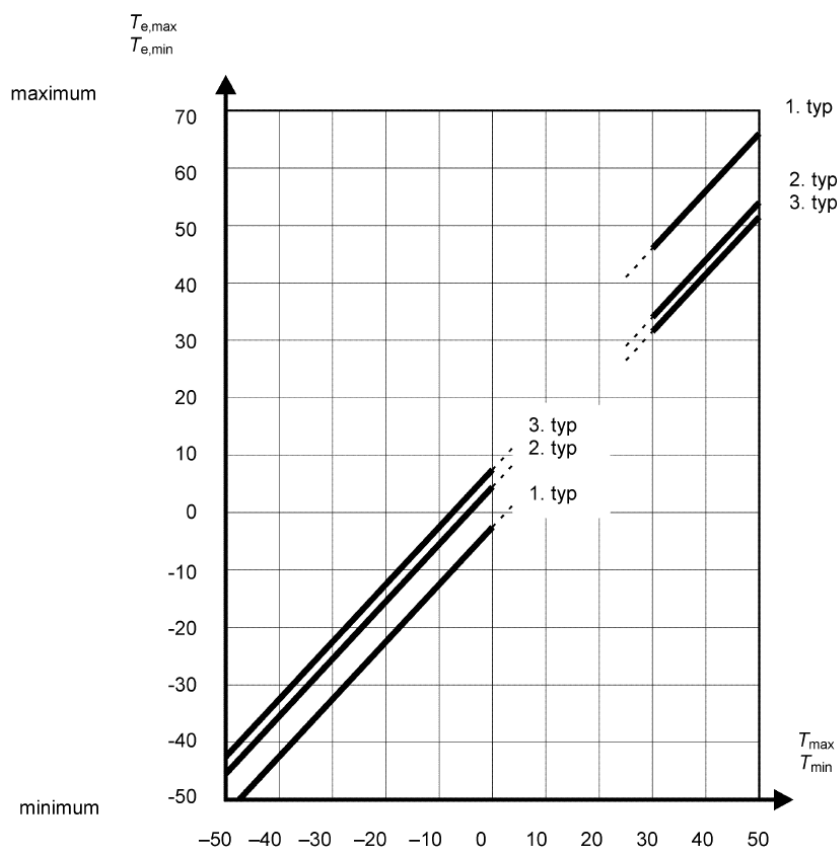
$$T_{\max} = +37,4 \text{ °C (průměrná hodnota)}$$

$$T_{\min} = -31,3 \text{ °C (průměrná hodnota)}.$$

Z těchto hodnot byly dle *Obrázku 19* zjištěny rovnoměrné složky teploty mostu:

$$T_{e,\max} = +40 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = -25 \text{ °C}.$$



Obrázek 19: Vztah mezi min./max. teplotou vzduchu ve stínu a min./max. rovnoměrnou složkou teplot [12]

Výchozí teplota mostu, tedy teplota, při které je konstrukce budována, byla brána hodnotou $T_0 = +15\text{ °C}$.

Maximální rozsah rovnoměrné složky teplot pro výpočet prodloužení konstrukce je

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = +40 - 15 = \underline{\underline{+25\text{ °C}}}.$$

Minimální rozsah rovnoměrné složky teplot pro výpočet zkrácení konstrukce je

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = +15 - (-25) = \underline{\underline{-40\text{ °C}}}.$$

Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky jsou brány jako doporučené hodnoty, tedy 10 °C pro světlé barvy. Znamená to, že absolutní hodnota teploty pylonu a závěsů je vždy o 10 °C větší než teplota mostovky.

2.4.2.3 Zatížení dopravou

V [13] kapitole 5 jsou určeny hodnoty doporučených zatížení od dopravy pro lávky. Jsou zde definovány 4 modely zatížení:

1) rovnoměrné zatížení

$$q_{fk} = 2,0 + 120 / (L+30) \text{ kN/m}^2 = 2,0 + 120 / (72,773 + 30) = \underline{\underline{3,17 \text{ kN/m}^2}}$$

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (podmínka splněna)}$$

zatěžovací šířka mostovky je 3 m , spojitě zatížení na prutu představujícím v modelu mostovku je $f_{rovn.} = 3,17 * 3 = \underline{\underline{9,51 \text{ kN/m}'}}$

Vodorovná síla související s rovnoměrným zatížením je rovna 10 % svislého zatížení, tedy **0,951 kN/m**.

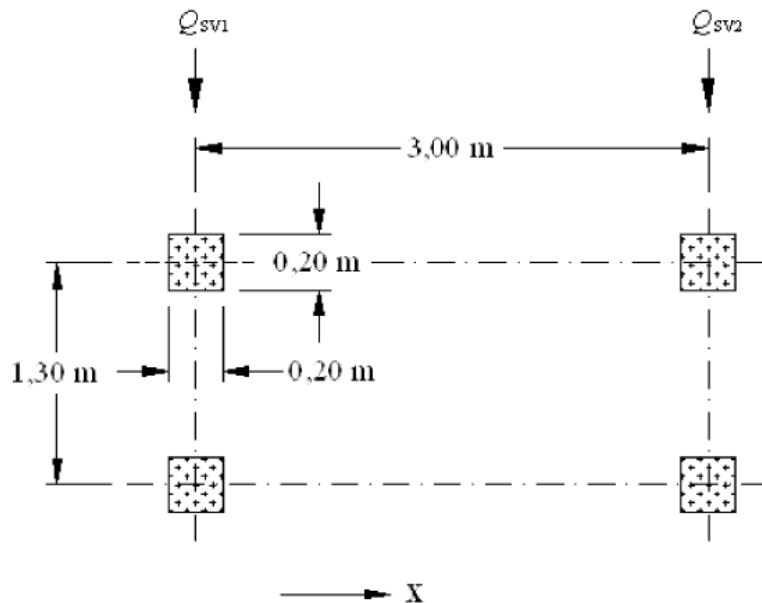
2) *soustředěné zatížení*

$Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$ a působí na čtvercové ploše o straně 0,10 m

Toto zatížení se **neuvažuje**, neboť je pro lávku stanoveno obslužné vozidlo.

3) *obslužné vozidlo jedoucí po lávce*

Podle doporučení normy se má v této situaci uvažovat následující model:



Legenda

x podélná osa mostu

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Obrázek 20: Model mimořádného zatížení vozidlem

Brzdná síla související s modelem zatížení má být 60 % svislého zatížení.

V našem případě tedy $(80+40) * 0,6 = \underline{\underline{72\text{kN}}}$.

4) *obslužné vozidlo couvající po lávce*

Toto vozidlo se shoduje s vozidlem z bodu 3), liší se pouze v orientaci vozidla vzhledem k lávce – ta je v tomto případě zrcadlově překlopená oproti bodu 3).

Všechny uvažované modely zatížení byly do programu vneseny jako pohyblivé zatížení a byly vyšetřovány nejhorší účinky zatížení dopravou.

Sestavy zatížení jsou určeny následovně:

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{fik}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fik}

Tabulka 8: Definice sestav zatížení pro lávky

2.5. Kombinace zatížení

Příloha A2 ČSN EN 1990 (viz [14]) stanovuje kombinační pravidla vztahující se na mosty, kapitola A2.2.3 pak stanovuje konkrétní kombinační pravidla pro lávky pro chodce. Pro náš případ lávky z toho vyplývá, že zatížení větrem a teplotou nebude uvažováno současně.

Příloha dále stanovuje doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce a to následovně:

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fw,k}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Tabulka 9: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce ([14])

2.5.1. Mezní stavy únosnosti

Vyšetřovaným mezním stavem únosnosti je v našem případě stav STR, tedy vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce.

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace je dle kapitoly 6.4.3.2 normy stanovena vzorcem (6.10):

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

Hodnoty součinitelů pro návrhové hodnoty zatížení jsou pro mezní stav STR definovány Souborem B takto:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35 \text{ (pro nepříznivá stálá zatížení)}$$

$$\gamma_Q = 1,35 \text{ (pro zatížení dopravou a chodci)}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (pro ostatní proměnná zatížení)}$$

Dle předchozích zásad byly vyšetřovány tyto kombinace zatížení MSÚ:

- 1) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr1	1,35	
oteplení konstrukce	1,5	0,6

- 2) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr1	1,35	
ochlazení konstrukce	1,5	0,6

- 3) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr1	1,35	
zatížení větrem	1,5	0,3

- 4) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
oteplení konstrukce	1,5	0,6

- 5) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	

ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
ochlazení konstrukce	1,5	0,6

- 6) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
zatížení větrem	1,5	0,3

- 7) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
oteplení konstrukce	1,5	0,6

- 8) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
ochlazení konstrukce	1,5	0,6

- 9) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
sestava gr2	1,35	
zatížení větrem	1,5	0,3

10) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + oteplení konstrukce
+ sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
oteplení konstrukce	1,50	
sestava gr1	1,35	0,4

11) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + ochlazení konstrukce+ sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
ochlazení konstrukce	1,50	
sestava gr1	1,35	0,4

12) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + zatížení větrem+ sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1,35	
ostat. stálé zatížení	1,35	
předpětí lan ochlazením	1,35	
zatížení větrem	1,50	
sestava gr1	1,35	0,4

2.5.2. Mezní stavy použitelnosti

Konstrukce byla posuzována podle kapitoly 6.5.3. normy na charakteristickou kombinaci zatížení. Na tyto účinky zatížení bylo také navrženo předpětí mostovky. Kombinace je definována výrazem (6.14b):

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

Hodnoty součinitelů pro charakteristickou kombinaci zatížení mezního stavu použitelnosti jsou definovány takto:

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,00 \text{ (pro nepříznivá stálá zatížení)}$$

$$\gamma_Q = 1,00 \text{ (pro zatížení dopravou a chodci)}$$

$$\gamma_Q = 1,00 \text{ (pro ostatní proměnná zatížení)}$$

Dle předchozích zásad byly vyšetřovány tyto kombinace zatížení na MSP:

- 1) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr1	1	
oteplení konstrukce	1	0,6

- 2) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr1	1	
ochlazení konstrukce	1	0,6

- 3) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr1	1	
zatížení větrem	1	0,3

- 4) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
oteplení konstrukce	1	0,6

- 5) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	

předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
ochlazení konstrukce	1	0,6

- 6) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo jedoucí po mostovce) + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
zatížení větrem	1	0,3

- 7) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + oteplení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
oteplení konstrukce	1	0,6

- 8) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + ochlazení konstrukce

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
ochlazení konstrukce	1	0,6

- 9) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + zatížení větrem

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
sestava gr2	1	
zatížení větrem	1	0,3

10) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + oteplení konstrukce
+ sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
oteplení konstrukce	1	
sestava gr1	1	0,4

11) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + ochlazení
konstrukce+ sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
ochlazení konstrukce	1	
sestava gr1	1	0,4

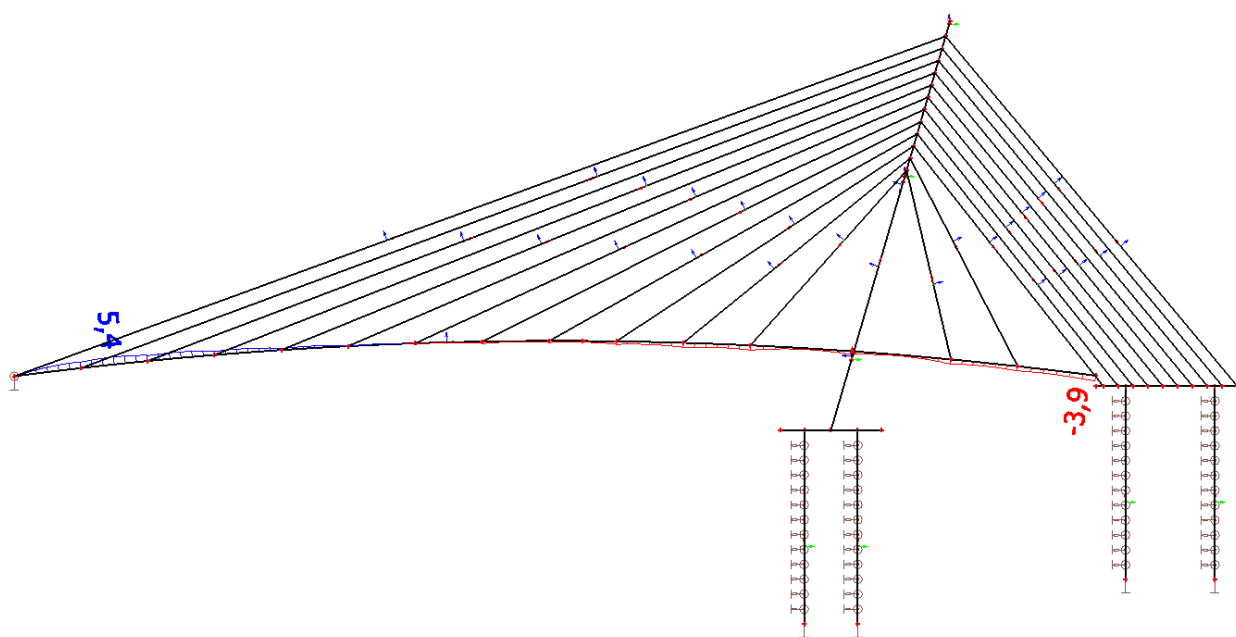
12) vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + zatížení větrem+
sestava gr1

	γ	ψ_0
vlastní tíha	1	
ostat. stálé zatížení	1	
předpětí lan ochlazením	1	
zatížení větrem	1	
sestava gr1	1	0,4

2.6. Návrh a posouzení výztuže mostovky

2.6.1. Předpětí mostovky v podélném směru

Předpětí bylo je v této práci navrženo na nejnepříznivější charakteristickou kombinaci MSP. Po vyšetření všech kombinací byla jako nejnepříznivější vyhodnocena kombinace číslo 7) (vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr2 (vozidlo couvající po mostovce) + oteplení konstrukce). V této kombinaci vznikala ve spodních vláknech průřezu mostovky tahová napětí převyšující charakteristickou pevnost betonu v tahu, je zde proto požadováno předpětí mostovky minimálně zamezující vzniku větších tahových napětí, než je charakteristická pevnost betonu v tahu. Vzhledem ke kategorii konstrukce a vlivu prostředí, kterému je vystavena, nejsou z důvodu zajištění delší trvanlivosti konstrukce žádoucí žádné trhliny vystavující výztuž korozi. Návrh předpínací výztuže je proto dle [15] proveden na plnou hodnotu tahového napětí vznikajícího ve spodních vláknech mostovky, v betonu tedy v podélném směru nebudou vznikat žádná tahová napětí.



Obrázek 21: Tahová napětí ve spodních vláknech vznikající při působení nejnepříznivější kombinace zatížení MSP v MPa

Průřezové charakteristiky mostovky:

Plocha mostovky	$A_c =$	1,670	m ²
Poloha těžiště od spod. vláken	$e_d =$	0,594	m
Poloha těžiště od hor. vláken	$e_h =$	0,276	m
Moment setrvačnosti	$I_y =$	0,079	m ⁴

Betonová krycí vrstva

Kabel bude veden centricky těžištěm průřezu, není tudíž nutné počítat krycí betonovou vrstvu.

Napětí na průřezu mostovky (z programu SCIA)

Napětí v horních vláknech	$\sigma_{ck,h} =$	-1,4	MPa
Napětí ve spodních vláknech	$\sigma_{ck,d} =$	5,4	MPa

Návrh předpětí

Max. napětí při předpínání

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p,0,1,k}) = \min(1416; 1342) = 1342,350 \text{ MPa}$$

Max. napětí po vnesení předpětí

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p,0,1,k}) = \min(1327,5; 1267,8) = 1267,775 \text{ MPa}$$

Návrh předpínací síly

$$P_{K,\infty} = P_{p,\infty} = \sigma_{ck,d} \cdot A_c = 9,018 \text{ MN}$$

Odhad dlouhodobých ztrát

$$z = 25,000 \%$$

Napětí v předpínací výztuži na konci životnosti

$$\sigma_{p,\infty,est} = (1 - 25\%) \cdot \sigma_{p,max} = 1006,763 \text{ MPa}$$

Nutná plocha předpínacích lan

$$A_{p,req} = P_{K,\infty} / \sigma_{p,\infty,est} = 0,009 \text{ m}^2$$

Nutný počet předpínacích lan

$$n = A_{p,req} / A_{p,s,1} = 60 \text{ lan}$$

Výpočet ztrát předpětí

Krátkodobé ztráty

Ztráta pokluzem v kot. bloku

Uvažovaný pokluz

$$s_l = 2,500 \text{ mm}$$

Ztráta předpětí

$$\Delta\sigma_{p,s,l} = -s_l \cdot E_p / L_v = -6,871 \text{ MPa}$$

Ztráta krátkodobou relaxací

Doba vnesení předpětí do betonu $t = 3,0$ dny

Třída předpínací výztuže $tř. = 2$

Ztráta předpětí

$$\Delta\sigma_{p,r,t=3} = -0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * 10^{-5} * \sigma_{pi} = -13,662 \text{ MPa}$$

Ztráta pružným přetvořením betonu

Stáří betonu $t = 3,0$ dny

Změna normálové síly v předpětí

$$\Delta N_{cc} = (N_p * A_p * E_p) / (E_c * E_c(t) + A_p * E_p) = 0,528 \text{ MN}$$

Ztráta předpětí $\Delta\sigma_{p,cc} = -N_{cc} / A_p = -58,672 \text{ MPa}$

Ověření max. napětí po vnesení předpětí

Napětí ve výztuži

$$\sigma_{p,0} = \sigma_{p,max} + \Delta\sigma_{p,sl} + \Delta\sigma_{p,r,t=3} + \Delta\sigma_{p,cc} = 1263,146 \text{ MPa}$$

Max. napětí po vnesení předpětí $\sigma_{pm0} = 1267,775 \text{ MPa}$

$$\sigma_{p,0} \leq \sigma_{pm0} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

Dlouhodobé ztráty

Ztráta dlouhodobou relaxací předpínací výztuže

Ztráta předpětí

$$\Delta\sigma_{p,r,t=\infty} = -0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} * 10^{-5} * \sigma_{pi} = -67,864 \text{ MPa}$$

Ztráta dotvarováním betonu

Doba vnesení předpětí do betonu $t = 3,0$ dny

Konec životnosti prvku $t = 100,0$ let

Náhradní tloušťka $h_0 = 0,3$ m

Součinitel dotvarování $\varphi(t,t_0) = 1,850$ -

Moment od stálých zatížení $M_{g,k} = 191,81$ kNm

Napětí v betonu v težišti předp. výztuže

$$\sigma_{cp}^{g+p} = P_0 / A_c = -6,807 \text{ MPa}$$

Ztráta předpětí

$$\Delta\sigma_{p,c} = E_p * \frac{\Delta\sigma_{cp}^{g+p}}{E_c(3)} * \varphi(365000,3) = -108,542 \text{ MPa}$$

Ztráta smršťováním betonu

Doba ošetřování prvku po betonáži	t =	5,0	dnů
Konec životnosti prvku	t =	100,0	let
	t =	36500,0	dnů
Náhradní tloušťka	$h_0 =$	0,3	m
Součinitel tvaru	$k_h =$	0,850	m
Čsový vývoj smršťování	$\beta_{ds}(36500,5) =$	1,000	-
Neomezené poměrné smršťování	$\epsilon_{cd,0} =$	0,0004	-
Poměrné smršťování vysycháním	$\epsilon_{cd}(36500) =$	0,00036	-
Poměrné autogenní smršťování	$\epsilon_{ca}(36500) =$	7,5E-05	-
Celkové poměrné smršťování	$\epsilon_c^s =$	-4,320E-04	-
Ztráta předpětí	$\Delta\sigma_{p,s} = E_p * \epsilon_c^s(t) =$	-86,400	MPa

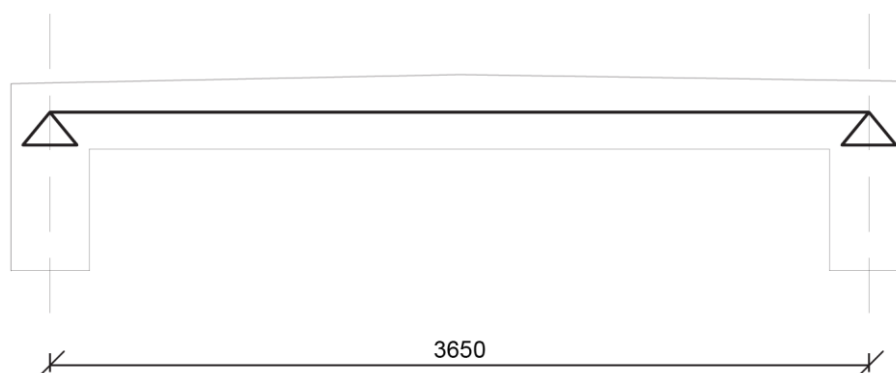
Napětí v předpínací výztuži na konci životnosti

$$\sigma_{p,\infty} = \sigma_{p,\max} + \Delta\sigma_{p,sl} + \Delta\sigma_{p,t=\infty} + \Delta\sigma_{p,cc} + \Delta\sigma_{p,c} + \Delta\sigma_{p,s} = 1014,001 \text{ MPa}$$

2.6.2. Návrh betonářské výztuže

V příčném směru byl proveden návrh betonářské výztuže na nejnepříznivější kombinaci zatížení MSÚ. Výpočet ohybového momentu byl proveden ručně, uvažována byla pouze zatížení od vlastní tíhy a od dopravy, klimatická zatížení byla v tomto případě zanedbána.

Příčný řez mostovky byl pro návrh idealizován jako prostý nosník a ten byl zatížen dvěma kombinacemi zatížení, ze kterých byly dopočítány návrhové ohybové momenty v příčném směru.



Obrázek 22: Idealizace příčného řezu mostovky pro návrh betonářské výztuže

První vyšetřovaná kombinace sestává ze zatížení vlastní tíhou mostovky a zatížení rovnoměrným plošným zatížením mostovky dopravou.

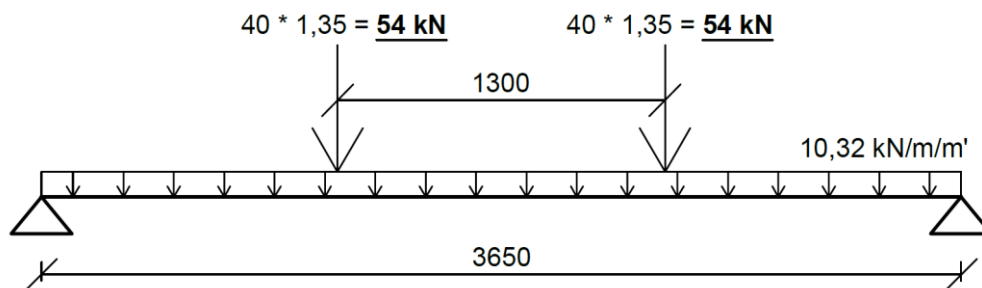
Název	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	plošná tíha [kN/m ²]	γ_G/γ_Q	f_{Ed} [kN/m/m']
betonová deska	0,3	25	7,5	1,35	10,125
stříkaná izolace	0,01	14,3	0,143	1,35	0,193
doprava	-	-	3,17	1,35	4,28
CELKEM					<u>14,60 kN/m/m'</u>

Ohybový moment vyvozující tato zatížení se dopočte jako:

$$M_{Ed,1} = \frac{1}{8} * f * l^2 = \frac{1}{8} * 14,60 * 3,65^2 = \mathbf{24,31 \text{ kNm/m'}}$$

Druhá vyšetřovaná kombinace sestává se zatížení vlastní tíhou mostovky a zatížení zadní nápravou vozidla.

Název	tl. [m]	objem. tíha [kN/m ³]	plošná tíha [kN/m ²]	γ_G/γ_Q	f_{Ed} [kN/m/m']
betonová deska	0,3	25	7,5	1,35	10,125
stříkaná izolace	0,01	14,3	0,143	1,35	0,193
CELKEM					<u>10,32 kN/m/m'</u>



Obrázek 23: Schéma kombinace zatížení pro návrh betonářské výztuže

Ohybový moment vyvozený touto kombinací se dopočte jako:

$$M_{Ed,2} = \frac{1}{8} * f * l^2 + F * \left(\frac{l_{náprava}}{2} - \frac{l}{2} \right) = \frac{1}{8} * 10,32 * 3,65^2 + 54 * \left(\frac{1300}{2} - \frac{3650}{2} \right)$$

$$= \mathbf{80,64 \text{ kNm/m'}}$$

Pro návrh výztuže tedy bude počítáno s větším ohybovým momentem:

$$M_{Ed,max} = \max (M_{Ed,1}; M_{Ed,2}) = \max (24,31; 80,64) = \mathbf{80,64 \text{ kNm/m'}}$$

2.6.2.1. Návrh hlavní nosné výztuže

Odhad profilu hlavní nosné výztuže:

$$\varnothing_s = 14 \text{ mm}$$

Stanovení betonové krycí vrstvy (viz [8]):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = \mathbf{45 \text{ mm}}$$

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

$$c_{min} = \max (14 \text{ mm}; 35 \text{ mm} + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm}$$

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

$$c_{min,b} \geq \emptyset = 14 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,y} = 0$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0$$

Staticky účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\emptyset_S}{2} = 0,3 - 0,045 - \frac{0,014}{2} = 0,248 \text{ m}$$

Součinitel ζ (dle tabulek):

$$\Rightarrow \zeta = 0,9768$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$\zeta = \frac{z}{d} \rightarrow z = \zeta * d = 0,9768 * 0,255 = \mathbf{0,242 \text{ m}}$$

Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{\zeta d f_{yd}} = \frac{80\,640}{0,9768 * 0,248 * 434,78 * 10^6} = 765,64 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Plocha jednoho profilu:

$$a_{s,1} = \pi * \left(\frac{\emptyset_S}{2}\right)^2 = \pi * \left(\frac{14}{2}\right)^2 = 153,94 \text{ mm}^2$$

Minimální nutný počet profilů hlavní nosné výztuže:

$$n = \frac{a_{s,req}}{a_{s,1}} = \frac{765,64}{153,94} = 4,97 \text{ kusů}$$

NÁVRH: $\emptyset 14$ á 200 mm ($a_{s,prov} = 769,7 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq a_{s,req} = 765,64 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

Ověření konstrukčních zásad:

1) Minimální plocha výztuže

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right) \\ &= \max\left(0,26 * \frac{3,5}{500} * 1 * 0,258; 0,0013 * 1 * 0,258\right) = \max(469,56; 335,4) \\ &= 469,56 \text{ mm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = 469,56 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq A_{s,prov} = 769,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

2) Maximální plocha výztuže

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,3 = 12\,000 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s,max} = 12\,000 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq A_{s,prov} = 769,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

3) Maximální vzdálenost výztuže

$$s_{max,slabs} = \min(2h; 300 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 300; 300) = \min(600; 300) = 300 \text{ mm}$$

$$s_{max,slabs} = 300 \text{ mm} \geq s_{a,prov} = 200 \text{ mm}$$

OK

4) Minimální vzdálenost výztuže

$$s_{l,min} = \max(20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \varnothing_s; D_{max} + 5 \text{ mm}) = \max(20; 17 \text{ mm}; 21 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$s_{l,min} = 21 \text{ mm} \leq s_{a,prov} = 200 \text{ mm}$$

OK

2.6.2.2. Návrh výztuže při horním povrchu

Při horním povrchu je uvažován ohybový moment rovný $\frac{1}{4}$ ohybového momentu při spodním povrchu, výztuž při horním povrchu je tedy rovněž přibližně $\frac{1}{4}$ plochy výztuže při spodním povrchu:

$$a_{s,h,req} = \frac{1}{4} \cdot a_{s,prov} = \frac{1}{4} \cdot 769,7 = 192,43 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Profil výztuže při horním povrchu:

$$\varnothing_{s,h} = 8 \text{ mm}$$

Plocha jednoho profilu:

$$a_{s,h,1} = \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s,h}}{2}\right)^2 = \pi \cdot \left(\frac{8}{2}\right)^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

Minimální nutný počet profilů výztuže při horním povrchu:

$$n = \frac{a_{s,h,req}}{a_{s,h,1}} = \frac{192,43}{50,27} = 3,82 \text{ kusů}$$

NÁVRH: $\varnothing 8 \text{ á } 250 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 201,08 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq a_{s,req} = 192,43 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

2.6.2.3. Návrh rozdělovací výztuže

Rozdělovací výztuž je navržena o ploše rovné $\frac{1}{5}$ plochy hlavní nosné výztuže:

$$a_{s,rozd.,req} = \frac{1}{5} \cdot a_{s,prov} = \frac{1}{5} \cdot 769,7 = 153,94 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Profil rozdělovací výztuže:

$$\varnothing_{s,h} = 8 \text{ mm}$$

Plocha jednoho profilu:

$$a_{s,h,1} = \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{s,h}}{2}\right)^2 = \pi \cdot \left(\frac{8}{2}\right)^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

Minimální nutný počet profilů rozdělovací výztuže:

$$n = \frac{a_{s,h,req}}{a_{s,h,1}} = \frac{153,94}{50,27} = 3,06 \text{ kusů}$$

NÁVRH: Ø8 á 250 mm ($a_{s,prov} = 201,08 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq a_{s,req} = 153,94 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

2.6.2.4. Návrh smykové výztuže

Smyková výztuž je v tomto kroku navržena jako konstrukční, navrženy jsou třmínky do trámů mostovky.

Pro beton 40/50 a betonářskou výztuž B500B je hodnota minimálního vyztužení smykovou výztuží rovna:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{40}}{500} = 0,001012$$

Maximální podélná vzdálenost třmínků:

$s_{max,s} = 0,75 * d = 0,75 * 805 = 604 \text{ mm} \doteq 600 \text{ mm} \rightarrow$ vzhledem k typu konstrukce je vzdálenost třmínku stanovena na **s = 200 mm**

Maximální vzdálenost větví třmínků:

$$s_{t,max} = 0,75 * d = 0,75 * 276 = 604 \text{ mm} \doteq 600 \text{ mm}$$

Šířka trámu mostovky bez krycí vrstvy:

$$b_1 = b - 2 * c = 350 - 2 * 35 = 280 \text{ mm} < s_{t,max} \doteq 600 \text{ mm} \rightarrow \text{třmínek dvoustřížný (n = 2)}$$

Vyztužení je dáno jako:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w * s} \geq \rho_{w,min}$$

Minimální plocha třmínku je tedy:

$$A_{sw,min} = \rho_{sw} * b_w * s = 0,001012 * 350 * 200 = 70,84 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Průměr profilu třmínku je dopočten z celkové plochy třmínku:

$$A_{sw} = n * \frac{\pi * d_{sw}^2}{4} \Rightarrow d_{sw} = \sqrt{\frac{A_{sw} * 4}{n * \pi}} = \sqrt{\frac{70,84 * 4}{2 * \pi}} = 6,7 \text{ mm}$$

$d_{sw} = 10 \text{ mm}$ (vzhledem k typu konstrukce a zatížení)

NÁVRH: třmínek dvoustřížný Ø10 mm á 200 mm ($a_{s,prov} = 628,32 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq a_{s,req} = 70,84 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

2.6.3. Posouzení návrhu výztuže mostovky na MSP

2.6.3.1. Mezní stav omezení napětí

Vzhledem k okolnímu prostředí konstrukce (XD, XF) je vhodné omezit tlakové napětí v betonu následovně (viz [8]):

$$|\sigma_c| \leq 0,6 f_{ck}$$

kde σ_c je napětí betonu při charakteristické kombinaci

Aby bylo možné uvažovat lineární dotvarování betonu, je zapotřebí aby byla splněna následující podmínka:

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck}$$

kde σ_c je napětí betonu při kvazistálé kombinaci

Na tyto podmínky bylo posouzeno podélné předpětí mostovky:

Posouzení v čase uvedení do provozu

Doba vnesení předpětí do betonu $t = 3,0$ dny

Extrémní hodnoty napětí

Maximální tlakové napětí vznikající v horních vláknech mostovky

$$\sigma_{ck,h,max} = -4,3 \text{ MPa}$$

$$P_0 = N_{p,0} = A_p * \sigma_{p,0} = 11,368 \text{ MN}$$

$$\sigma_h = \sigma_{ck,h,max} - N_{p,0} / A_c = -11,107 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_d| < 0,45 * f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

$$|\sigma_d| < 0,6 * f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

Maximální tlakové napětí vznikající ve spodních vláknech mostovky

$$\sigma_{ck,d,max} = -7,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \sigma_{ck,d,max} - N_{p,0} / A_c = -14,007 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_d| < 0,45 * f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

$$|\sigma_d| < 0,6 * f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

Maximální tahové napětí vznikající ve spodních vláknech mostovky

$$\sigma_{ctk,d,max} = 5,400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = - N_{p,0} / A_c + \sigma_{ctk,d,max} = -1,407 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d < 0 \quad \textbf{VYHOVUJE}$$

(V horních vláknech nevzniká tahové napětí.)

Posouzení na konci životnosti

Extrémní hodnoty napětí

Maximální tlakové napětí vznikající v
horních vláknech mostovky

$$\begin{aligned}\sigma_{ck,h,max} &= -4,3 \text{ MPa} \\ P_{\infty} = N_{p,\infty} = A_p * \sigma_{p,\infty} &= 9,126 \text{ MN} \\ \sigma_h = \sigma_{ck,h,max} - N_{p,\infty} / A_c &= -9,765 \text{ MPa} \\ |\sigma_h| < 0,45 * f_{ck} = 18 \text{ MPa} & \quad \mathbf{VYHOVUJE} \\ |\sigma_h| < 0,6 * f_{ck} = 24 \text{ MPa} & \quad \mathbf{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

Maximální tlakové napětí vznikající ve
spodních vláknech mostovky

$$\begin{aligned}\sigma_{ck,d,max} &= -7,2 \text{ MPa} \\ \sigma_d = \sigma_{ck,d,max} - N_{p,\infty} / A_c &= -11,265 \text{ MPa} \\ |\sigma_d| < 0,45 * f_{ck} = 18 \text{ MPa} & \quad \mathbf{VYHOVUJE} \\ |\sigma_d| < 0,6 * f_{ck} = 24 \text{ MPa} & \quad \mathbf{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

Maximální tahové napětí vznikající ve
spodních vláknech mostovky

$$\begin{aligned}\sigma_{ctk,d,max} &= 5,400 \text{ MPa} \\ \sigma_d = - N_{p,0} / A_c + \sigma_{ctk,d,max} &= -0,065 \text{ MPa} \\ \sigma_d < 0 & \quad \mathbf{VYHOVUJE}\end{aligned}$$

(V horních vláknech nevzniká tahové napětí.)

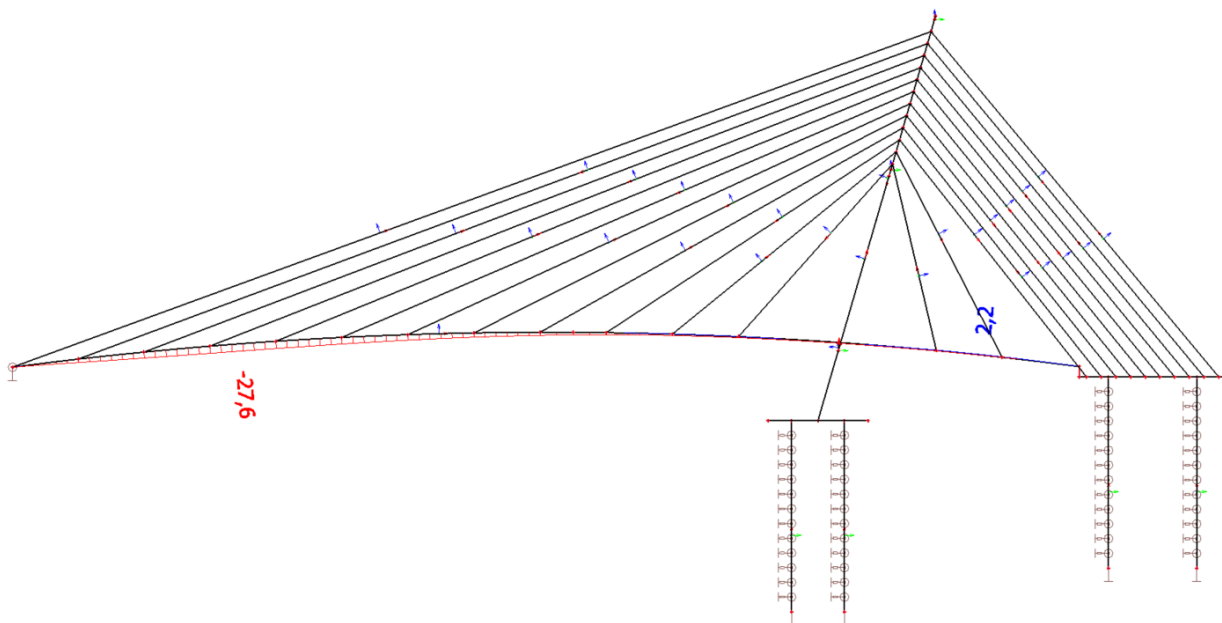
Podmínku omezení napětí z hlediska lineárního dotvarování splňuje konstrukce i při charakteristické kombinaci zatížení, kvazistálou kombinaci proto není třeba posuzovat.

V průřezu zároveň **nevzniká žádné tahové napětí**, je tedy splněna podmínka vyloučení tahových napětí a vytvoření tlakové rezervy v betonu.

2.6.3.2. Mezní stav přetvoření

Limitní průhyb při časté kombinaci zatížení je uvažován jako $f_{g,lim} = l/400 = 56\ 170 / 400 = 140 \text{ mm}$.

V programu byla vyhodnocena nejnepříznivější kombinace zatížení a posléze byly vykresleny deformace vznikající na jednotlivých nosných prvcích. Nejnepříznivější kombinací pro tento mezní stav je kombinace MSP č. 1) (vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce).



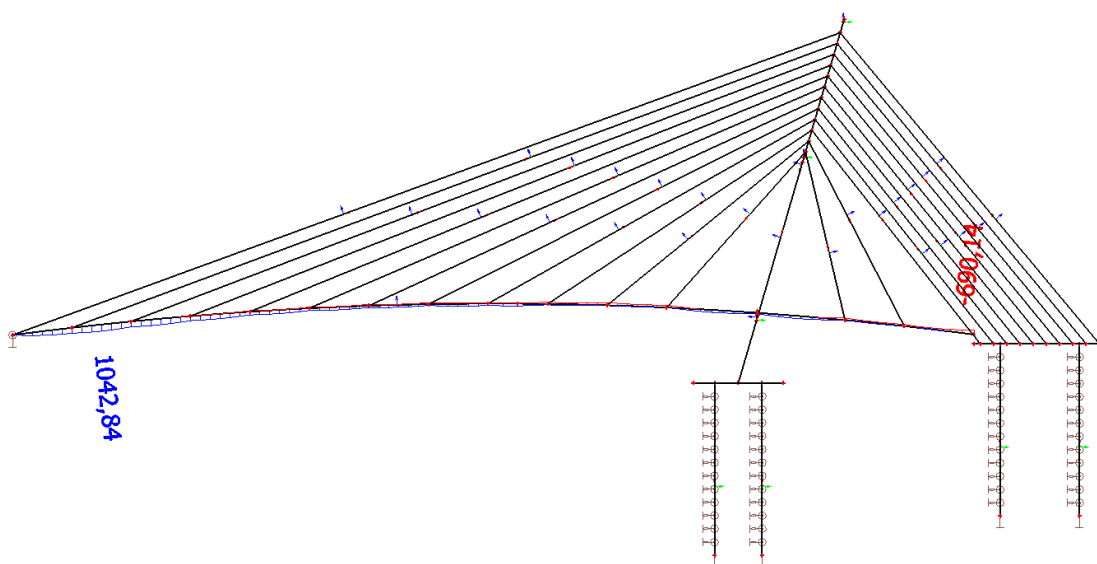
Obrázek 24: Svislá deformace mostovky v mm

Z vykreslených deformací je zřejmé, že žádná hodnota nepřekračuje stanovenou limitní deformaci a mostovka tedy z hlediska mezního stavu přetvoření **vyhovuje**.

2.6.4. Posouzení návrhu výztuže mostovky na MSÚ

2.6.4.1. Předpínací výztuž

Předpínací výztuž je posouzena na nejnepříznivější ohybový účinek, který vyvozuje kombinace MSÚ č. 7).



Obrázek 25: Ohybový moment vznikající na mostovce při nejnepříznivější kombinaci MSÚ v kNm

Ohyb a normálová síla

Ohybový moment $M_{Ed,max} = 1042,840 \text{ kNm}$

Tahová síla ve výztuži $N_{p,d} = n * A_{p,s,1} * f_{pd} = 11\,672,609 \text{ kN}$

Výška tlačené oblasti $F_{cd} = b * x * \eta * f_{cd} = N_{pd}$
 $x = \frac{N_{pd}}{b_p * \eta * f_{cd}} = 0,109 \text{ m}$

Rameno vnitřních sil $z = e_h - x/2 = 0,221 \text{ m}$

Ohybový moment únosnosti $M_{Rd} = 2582,969 \text{ kN}$

Posouzení $M_{Rd} > M_{Ed,max}$ **VYHOVUJE**

Deformace potřebná ke zplastizování $\varepsilon = f_{pd}/E_p = 6,48 \text{ ‰}$

Normálová síla od předpínací výztuže (na konci životnosti)

$$N_{p-} = A_p * \sigma_{p-} = 9\,126,009 \text{ kN}$$

Napětí v betonu v místě předpínací výztuže (na konci životnosti)

$$\sigma_c^p = -\frac{N_{p-}}{A_c} = -5,465 \text{ MPa}$$

Přetvoření betonu v místě předpínací výztuže

$$\varepsilon_c^p = \frac{\sigma_c^p}{E_{cm}} = -0,156 \text{ ‰}$$

Přetvoření předpínací výztuže

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p-}}{E_p} = 5,070 \text{ ‰}$$

Přírůstek poměrného přetvoření předpínací výztuže

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{cu}}{\lambda * x} * (d_p - x) = 6,659 \text{ ‰}$$

Výsledné přetvoření v předpínací výztuži

$$\sum \varepsilon_p = \varepsilon_c^p + \varepsilon_p + \Delta\varepsilon_p = 11,573 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 11,573 \text{ ‰} > \varepsilon = 6,48 \text{ ‰} \quad \textbf{VYHOVUJE:} \quad \textbf{VÝZTUŽ ZPLASTIZUJE}$$

Smyk

Posouvající síla $V_{Ed} = 301,42 \text{ kN}$

Napětí od předpětí (na konci životnosti)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{p-}}{A_c} = 5,465 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0,2 * f_{cd} = 5,333 \text{ MPa} \quad \textbf{neOK}$$

$$\sigma_{cp} = 5,333 \text{ MPa}$$

Smykové napětí (na konci životnosti)

$$\tau_{cp} = k * \frac{V_{Ed}}{A_c} = 0,334 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1,851 \quad -$$

$$k \leq 2,0 \quad \text{OK}$$

Limitní tlakové napětí v betonu

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 * \sqrt{f_{ctd} * (f_{ctd} + f_{cd})} = 12,923 \text{ MPa}$$

Únosnost betonu ve smyku

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd}} = 3,448 \text{ MPa}$$

Posouzení

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd} \quad \text{VYHOVUJE}$$

V prvku postačí návrh konstrukční smykové výztuže.

2.6.4.2. Betonářská výztuž

Předmětem tohoto posudku je hlavní nosná betonářská výztuž. Ostatní betonářská výztuž (při horním povrchu, rozdělovací a smyková) je uvažována jako konstrukční neboli minimální a není proto potřeba jejich posouzení.

Pro idealizovaný průběh napětí na průřezu platí:

$$F_c = F_s$$

$$\lambda * x * \eta * f_{cd} = a_{s,prov} * f_{yd}$$

$$\eta = 1,0 \text{ (pro beton nižší C50/60)}$$

$$\lambda = 0,8 \text{ (pro beton nižší C50/60)}$$

Výšku tlačené oblasti lze tedy získat z úpravy vzorce:

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{\lambda * \eta * f_{cd}} = \frac{769,7 * 10^{-6} * 434,78 * 10^6}{1,0 * 0,8 * 26,67 * 10^6} = 0,0157 \text{ m} = 15,7 \text{ mm}$$

Ze znalosti výšky tlačené oblasti lze dopočítat rameno vnitřních sil:

$$z = d - \frac{\lambda * x}{2} = 0,258 - \frac{0,8 * 0,0157}{2} = 0,252 \text{ m} = 252 \text{ mm}$$

Moment únosnosti průřezu je tedy:

$$m_{Rd} = a_{s,prov} * f_{yd} * z = 769,7 * 10^{-6} * 434,78 * 10^6 * 0,252 = 84,332 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$m_{Ed} = 80,640 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 84,332 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Výpočet je založen na předpokladu, že v mezním stavu únosnosti je ocel za mezí kluzu. V případě kolapsu se tedy nejprve výztuž výrazně deformuje, díky čemuž vznikají ve spodních vláknech trhliny a konstrukce před samotným kolapsem varuje.

Nástrojem pro ověření této podmínky je výpočet poměrné výšky tlačené oblasti průřezu:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0157}{0,258} = 0,061$$

Pro deskové konstrukce je vhodná hodnota poměrné výšky tlačené oblasti rovna přibližně:

$$\xi_{\max} = 0,1$$

Závěrem je tedy posouzeno splnění podmínky:

$$\xi = 0,061 \leq \xi_{\max} = 0,1$$

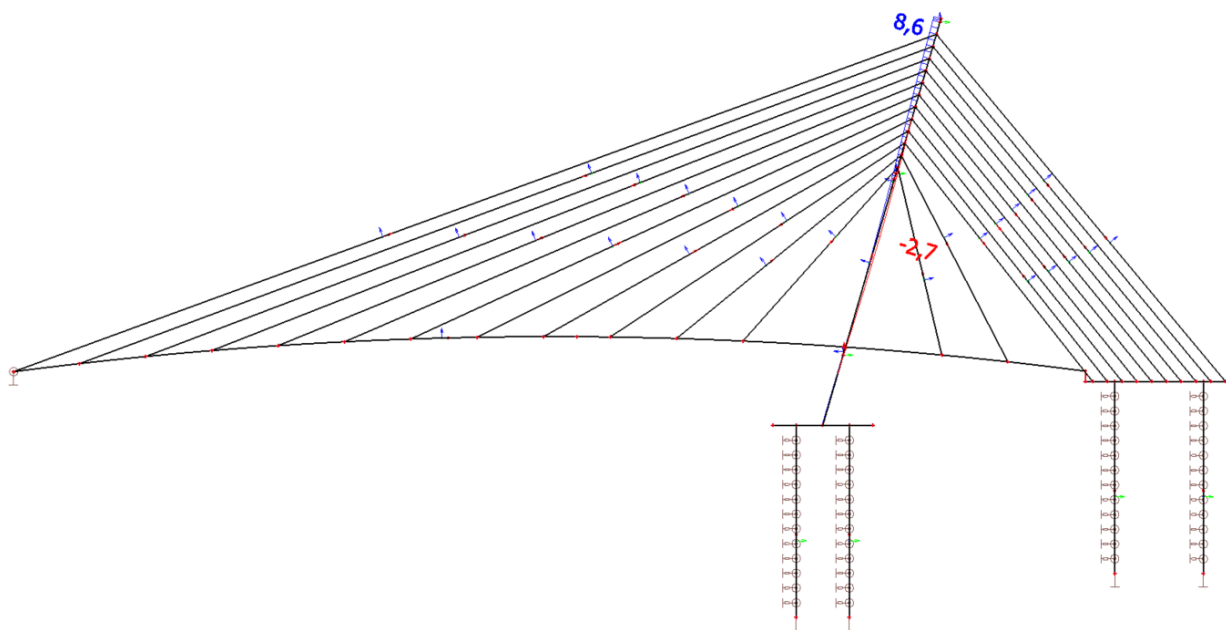
VYHOVUJE

2.7. Posouzení pylonu

2.7.1. Posouzení pylonu na MSP

2.7.1.1. Mezní stav přetvoření

Limitní hodnota přetvoření pro lávky je uvažována jako $f_{g,\text{lim}} = l/400$, pro dřík pylonu tedy platí $f_{g,\text{lim}} = 28\,710/400 = 71,78$ mm. Nejnepříznivější kombinací byla kombinace MSP č. 7).



Obrázek 26: Deformace pylonu v rovině souměrnosti konstrukce v mm

Z vykreslených deformací je zřejmé, že žádná hodnota nepřekračuje stanovenou limitní deformaci a pylon tedy z hlediska mezního stavu přetvoření **vyhovuje**.

2.7.2. Posouzení pylonu na MSÚ

K posouzení pylonu na MSÚ byl vytvořen zjednodušený interakční diagram, při jehož tvorbě byl průřez dříku pylonu zjednodušen tak, že nebylo uvažováno s působením betonu. Průřez tedy tvořil pouze dutý ocelový profil o rozměrech 800x600 mm tloušťky 40 mm.

Mezní únosnost dříku pylonu v tahu se spočítá jako:

$$N_{Rd,pl} = \frac{f_{yk} * A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{460 * 10^6 * (0,8 * 0,6 - 0,72 * 0,52)}{1,0} = 48,58 \text{ MN}$$

Mezní vzpěrná únosnost dříku pylonu v prostém tlaku se spočítá jako (viz [16]):

$$N_{b,Rd} = \chi * \frac{f_{yk} * A_s}{\gamma_{M1}} = 0,523 * \frac{460 * 10^6 * 0,1056}{1,0} = 25,405 \text{ MN}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,2295 + \sqrt{1,2295^2 - 1,0266^2}} = 0,523$$

$$\phi = 0,5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 * [1 + 0,49 * (1,0266 - 0,2) + 1,0266^2] = 1,2295$$

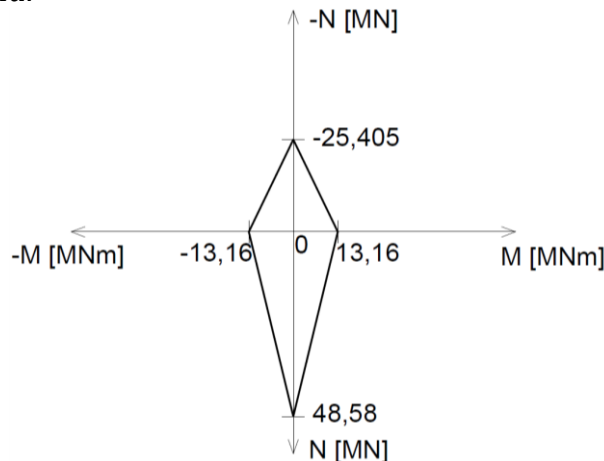
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,1056 * 460}{46,087}} = 1,0266$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 210 * 9,43 * 10^{-3}}{(0,7 * 29)^2} = 46,087 \text{ MN}$$

Mezní plastická ohybová únosnost dříku pylonu se spočítá jako:

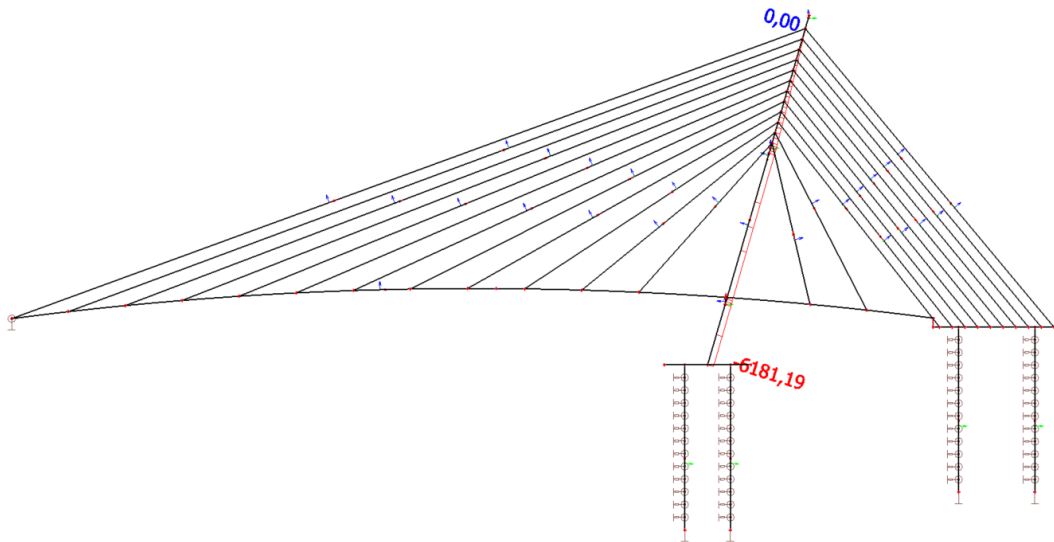
$$|M_{Rd,pl}| = \frac{f_{yd} * W_{pl}}{\gamma_{M0}} = \frac{f_{yd} * b * h^2}{\gamma_{M0} * 4} = 460 * 10^6 * \left(\frac{0,6 * 0,8^2}{4} - \frac{0,52 * 0,72^2}{4} \right) = 13,16 \text{ MNm}$$

Z těchto hodnot pak byl vykreslen zjednodušený interakční diagram pro posouzení únosnosti dříku pylonu:

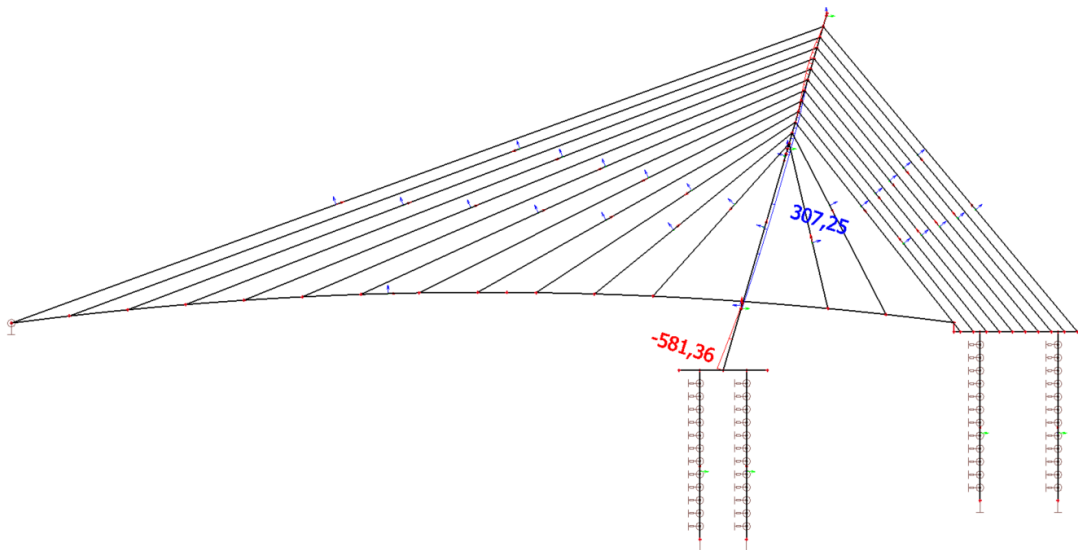


Obrázek 27: Interakční diagram zjednodušeného průřezu dříku pylonu

Za pomoci výpočtového modelu se zjistily nejhorší účinky zatížení na pylon. Rozhodující kombinací byla kombinace MSÚ č. 1) (vlastní tíha + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce), ve které vznikaly následující předmětné vnitřní síly:



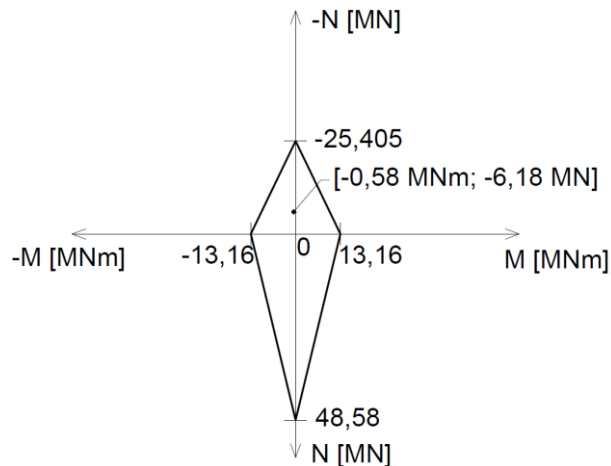
Obrázek 28: Normálové síly v dříku pylonu v kN



Obrázek 29: Ohybové momenty v dříku pylonu v kNm

Kritickým průřezem je pro MSÚ průřez v patě uložení dříku pylonu na základovou desku, kde vzniká kombinace návrhové normálové síly o velikosti $N_{E,d} = - 6,18$ MN a návrhového ohybového momentu $M_{E,d} = - 0,58$ MNm.

Vynesením této kombinace do interakčního diagramu a vyhodnocením polohy bodu reprezentujícího kombinaci vnitřních sil je posouzen dřík pylonu:



Obrázek 30: Posouzení průřezu dřívku pylonu

Bod reprezentující rozhodující vnitřní síly v kritickém průřezu leží v oblasti vymezující únosnou oblast dřívku pylonu. Znamená to tedy, že **pylon s dostatečnou rezervou vyhoví** na nejnepříznivější kombinaci zatížení MSÚ.

2.8. Posouzení závěsu

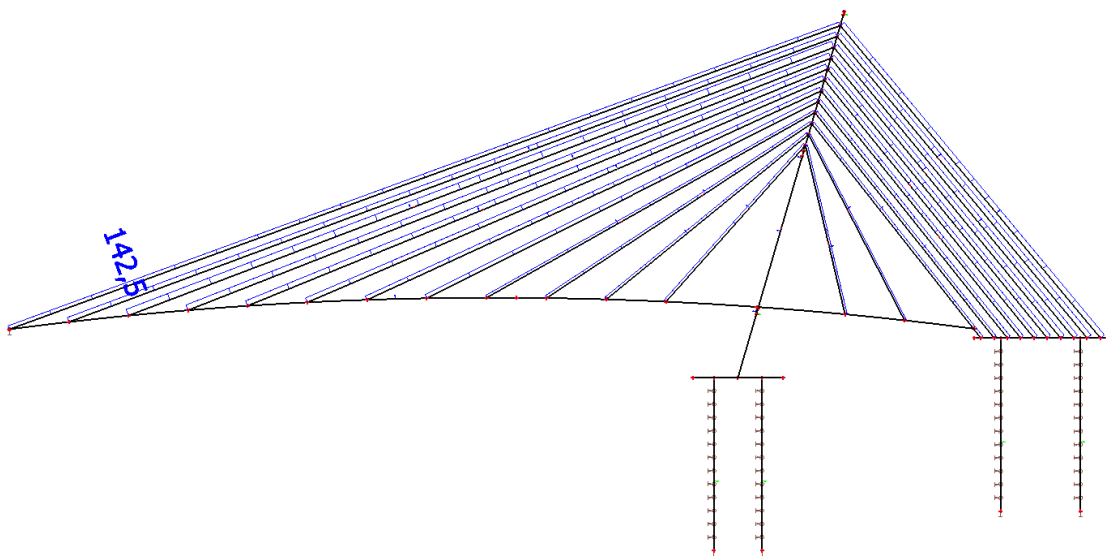
2.8.1. Posouzení závěsu na MSP

Posouzení závěsu na MSP je provedeno dle [17] kapitoly 7.2. Hodnota omezeného napětí f_{SLS} je dle tabulky 7.2 této normy stanovena pro provozní podmínky a pruty bez zatížení ohybovým momentem takto:

$$f_{SLS} = 0,45 * \sigma_{uk} = 0,45 * 1070 = 481,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk} = f_{uk} = 1070 \text{ MPa}$$

Největší tahová napětí vyvolala kombinace MSP č. 1) (vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce) a to na třetí dvojici závěsů od opěry č. 1.



Obrázek 31: Extrémní charakteristická hodnota napětí na prutu v MSP v MPa

Deformace závěsu od vlastní tíhy ve výpočtovém modelu eliminována za pomoci ochlazení závěsů, které jsou ve skutečnosti dopnuty, aby byla zajištěna správná poloha mostovky. Hodnota napětí v závěsu získaná z výpočtového modelu je tedy o toto napětí vzniklé ochlazením (resp. deformací) prutu menší a je k napětí přičtena ručně.

Nejvíce zatížené lano je zároveň ochlazené nejvíce, na základě tabulky č. 7 je změna teploty závěsu $\Delta T = -66 \text{ }^\circ\text{C}$. Napětí vzniklé zkrácením lana je dopočítáno na základě Hookova zákona:

$$\sigma_k = \varepsilon * E = - 7,92 * 10^{-4} * 210 * 10^3 = - 166,32 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon = \Delta T * \alpha = -66 * 12 * 10^{-6} = - 7,92 * 10^{-4}$$

K hodnotě napětí z výpočtového modelu tedy přičteme absolutní hodnotu vypočítaného napětí vzniklého díky ochlazení závěsu v modelu a získáme tak skutečné tahové napětí v závěsu:

$$\sigma_{E,k} = 142,5 + 166,32 = 308,82 \text{ MPa}$$

Posouzení:

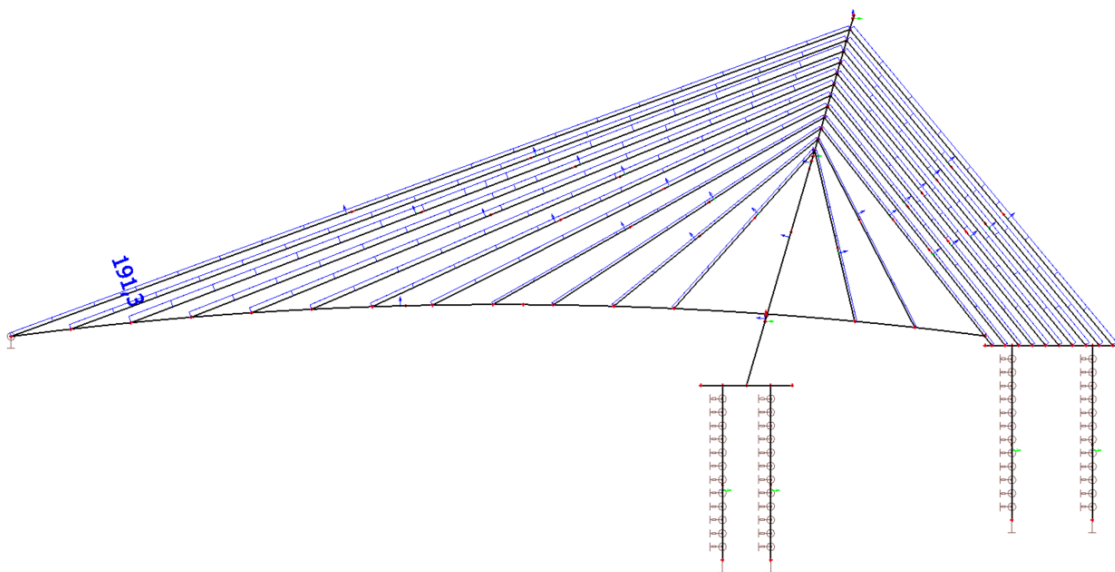
$$\sigma_{E,k} = 308,82 \text{ MPa} \leq f_{SLS} = 481,5 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

2.8.2. Posouzení závěsu na MSÚ

Postup stanovení výsledného takového namáhání je obdobný jako v MSP, k hodnotě získané z výpočtového modelu je tedy přičteno napětí vzniklé ochlazením lana v modelu.

Největší tahová návrhová napětí vyvolala kombinace MSÚ č. 1) (vlastní tíha + ostatní stálé zatížení + předpětí lan ochlazením + sestava gr1 + oteplení konstrukce) a to na třetí dvojici závěsů od opěry č. 1.



Obrázek 32: Extrémní návrhová hodnota napětí na prutu v MSÚ v MPa

Toto lano je zároveň ochlazeno nejvíce, na základě tabulky č. 7 je změna teploty závěsu $\Delta T = -66 \text{ }^\circ\text{C}$. Návrhové napětí vzniklé zkrácením lana je dopočítáno na základě Hookova zákona:

$$\sigma_k = \varepsilon * E = - 7,92 * 10^{-4} * 210 * 10^3 = - 166,32 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon = \Delta T * \alpha = -66 * 12 * 10^{-6} = - 7,92 * 10^{-4}$$

$$\sigma_d = (1,5 * F_k) / A_s = 1,5 * \sigma_k = 1,5 * (-166,32) = - 249,48 \text{ MPa}$$

K hodnotě napětí z výpočtového modelu tedy přičteme absolutní hodnotu vypočítaného návrhového napětí vzniklého díky ochlazení závěsu v modelu a získáme tak skutečné tahové napětí v závěsu:

$$\sigma_{E,d} = 191,3 + 249,48 = 440,78 \text{ MPa}$$

Návrhová mez kluzu oceli je:

$$f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{870}{1,0} = 870 \text{ MPa}$$

Aby konstrukce vyhověla, musí platit:

$$\sigma_{E,d} = 440,78 \text{ MPa} \leq f_{y,d} = 870 \text{ MPa}$$

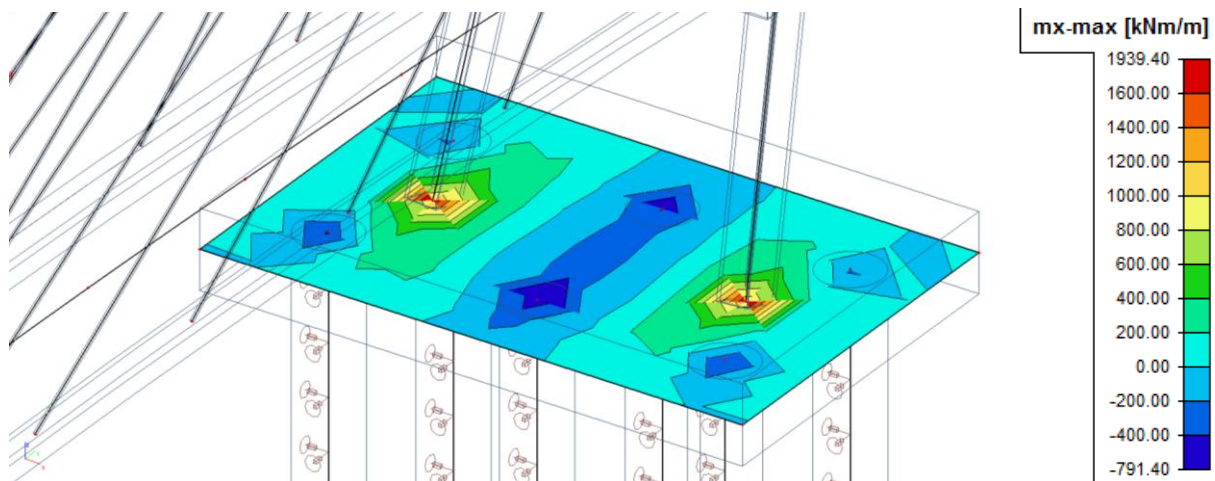
VYHOVUJE

2.9. Návrh a posouzení založení konstrukce

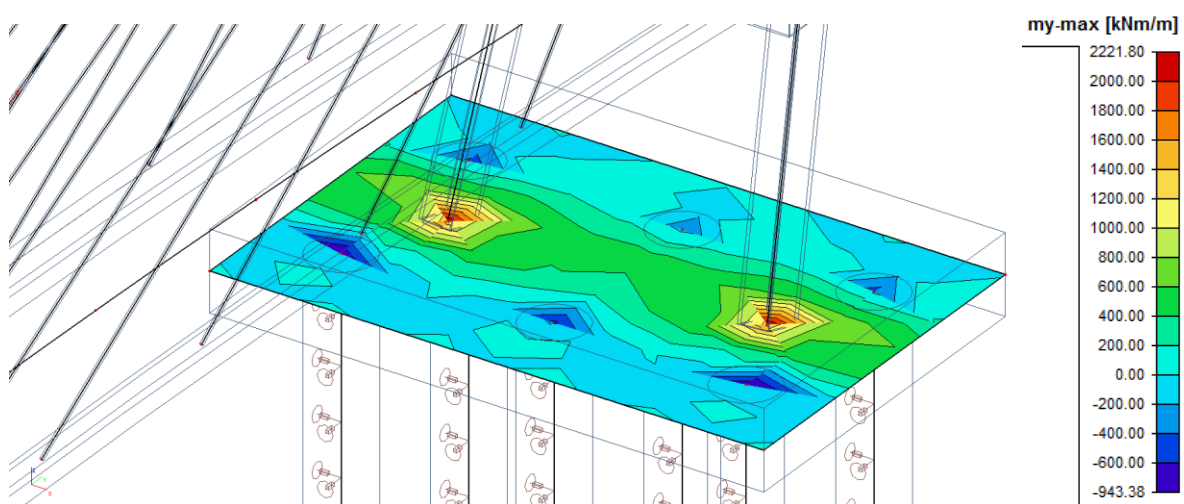
2.9.1. Založení pylonu

2.9.1.1. Základová deska

Pylon je založen na železobetonové desce o půdorysných rozměrech 6,8 x 10,4 m a výšky 1,5 m. Pomocí výpočetního modelu byly vyšetřeny kombinace zatížení a posléze navržena výztuž na nejnepříznivější z nich. Rozhodující kombinací MSÚ, která vyvodila největší ohybové momenty na desce, je kombinace č. 7).



Obrázek 33: Maximální návrhové ohybové momenty m_x na základové desce



Obrázek 34: Maximální návrhové ohybové momenty m_y na základové desce

Rozdíly minimálních hodnot maximálních a minimálních záporných momentů jsou v řádu jednotek, není proto nutné vykreslovat minimální ohybové momenty na desce.

Následující část práce je věnována zjednodušenému návrhu hlavní ohybové výztuže základové desky. V prvním kroku je provedena redukce momentů nad pilotami a pod patami dříků pylonu. Uvažuje se zde tuhé spojení desky jak s pilotami, tak s dříky, povolená redukce momentů tedy činí:

$$M_{Ed,red.} = |M_{Ed}| - |V_{Ed}| * \frac{b_p}{2} \geq 0,65 * |M_{Ed}|$$

kde V_{Ed} je hodnota extrémní posouvající síly v místě připojení střednice piloty (resp. osy paty dříku) na desku vyvolaná normálovou silou v hlavě piloty (resp. patě dříku)

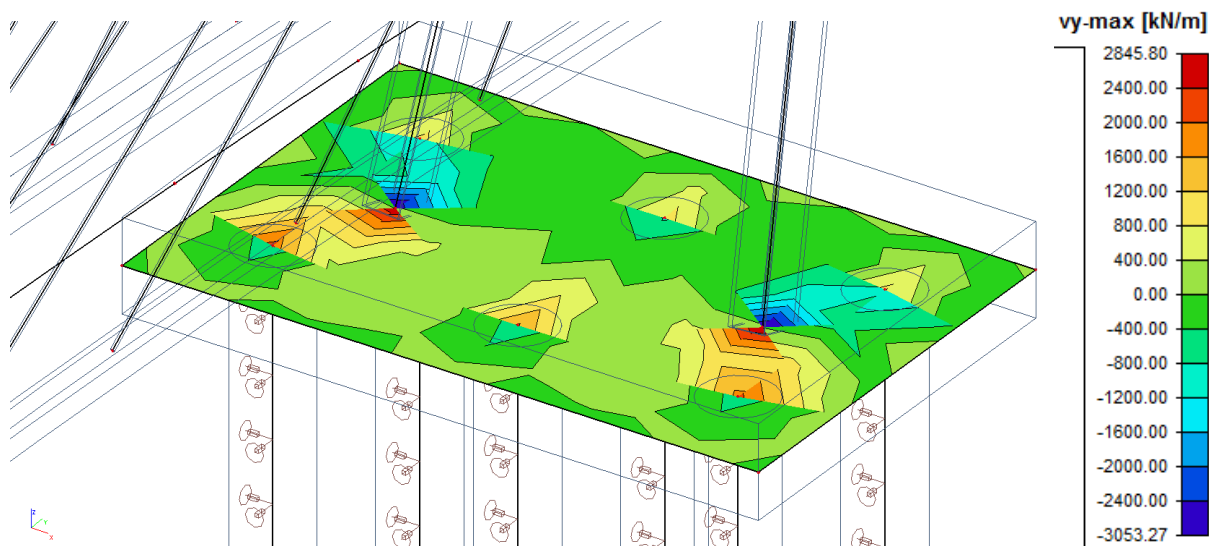
b_p je šířka piloty

Ohybová výztuž ve směru x:

Ohybové momenty a posouvající síly jsou ve směru x menší než ve směru y, pro tento zjednodušený návrh však bude spočítána výztuž pro horší z obou směrů (tedy směr y) a stejná nutná plocha výztuže bude navržena i ve druhém směru (tedy ve směru x).

Ohybová výztuž ve směru y:

Z vykreslení posouvajících sil lze vyčíst extrémní hodnotu reakce v teoretické podpoře, v našem případě tedy extrémní hodnotu reakce v ose hlavě piloty.



Obrázek 35: Maximální návrhové posouvající síly vy na základové desce

Rozdíl mezi maximálními a minimálními hodnotami v_y je opět zanedbatelný, jsou zde proto vykresleny pouze posouvající síly maximální.

Nejzatíženější pilota tedy vyvolá posouvající sílu o velikosti přibližně:

$$V_{Ed} \approx 2400 \text{ kN}$$

Redukovaný moment nad pilotami je pak roven:

$$M_{Ed,red.,pilota} = |M_{Ed}| - |V_{Ed}| * \frac{b_p}{2} = 943,38 - 2400 * \frac{1,2}{2} = -496,62 \text{ kNm/m'}$$

$$> 0,65 * 943,38 = 613,20 \text{ kNm/m'}$$

Není dodržena podmínka minimálního procenta redukce, **redukovaný moment nad hlavou piloty** je proto roven minimální redukované hodnotě podporového momentu rovné 65 %:

$$M_{Ed,red.,pilota} = 613,20 \text{ kNm/m'}$$

Obdobně je spočítán i redukovaný moment pod patami dříků pylonu. Hodnota extrémní posouvající síly pod pylonem je rovna přibližně:

$$V_{Ed} \approx -3053,27 \text{ kN}$$

Redukovaný moment pod dříky je pak roven:

$$M_{Ed,red.,pylon} = |M_{Ed}| - |V_{Ed}| * \frac{b_p}{2} = 2221,80 - 3053,27 * \frac{0,8}{2} = 1000,49 \text{ kNm/m'}$$

$$> 0,65 * 2221,80 = 1444,17 \text{ kNm/m'}$$

Není dodržena podmínka minimálního procenta redukce, **redukovaný moment pod dříkem pylonu** je proto roven minimální redukované hodnotě podporového momentu rovné 65 %:

$$M_{Ed,red.,pylon} = 1444,17 \text{ kNm/m'}$$

Hodnoty ohybových momentů jsou v oblasti okolo prostřední dvojice pilot výrazně menší, tyto hodnoty ohybových momentů platí pro nejméně zatížené oblasti v okolí uložení pat dřívků na desku a pilot, které jsou bezprostřední blízko tomuto uložení. V prostřední části desky by bylo ekonomické navrhnout menší plochu výztuže, z důvodu jednoduchosti a přehlednosti je však v tomto případě bude navržena stejná plocha výztuže na běžný metr po celé šířce desky.

V návrhu jsou při spodním i horním povrchu pro zjednodušení uvažovány profily výztuže, jejichž celková plocha bude mít momentovou únosnost větší než maximální návrhový moment:

$$M_{Ed,red.,pylon} = 1444,17 \text{ kNm/m'}$$

Odhad profilu hlavní nosné výztuže:

$$\varnothing_s = 25 \text{ mm}$$

Betonová krycí vrstva je uvažována totožná s krycí vrstvou v desce mostovky:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

Statically účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \frac{\varnothing_s}{2} = 1,5 - 0,045 - \frac{0,025}{2} = 1,443 \text{ m}$$

Součinitel ζ (dle tabulek):

$$\Rightarrow \zeta = 0,983$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$\zeta = \frac{z}{d} \rightarrow z = \zeta * d = 0,983 * 1,443 = 1,418 \text{ m}$$

Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{\zeta d f_{yd}} = \frac{1\,444\,170}{0,983 * 1,443 * 434,78 * 10^6} = 2341,69 \text{ mm}^2/\text{m'}$$

Plocha jednoho profilu:

$$a_{s,1} = \pi * \left(\frac{\varnothing_s}{2}\right)^2 = \pi * \left(\frac{25}{2}\right)^2 = 490,87 \text{ mm}^2$$

Minimální nutný počet profilů hlavní nosné výztuže:

$$n = \frac{a_{s,req}}{a_{s,1}} = \frac{2341,69}{490,87} = 4,77 \text{ kusů}$$

NÁVRH: $\varnothing 25$ á 200 mm ($a_{s,prov} = 2454,40 \text{ mm}^2/\text{m'}$ $\geq a_{s,req} = 2341,69 \text{ mm}^2/\text{m'}$)

Tato výztuž je uvažována v obou směrech a při obou površích základové desky.

Ověření konstrukčních zásad:

1) Minimální plocha výztuže

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd\right) \\ &= \max\left(0,26 * \frac{2,9}{500} * 1 * 1,443; 0,0013 * 1 * 1,443\right) \\ &= \max(2176,044; 1875,9) = 2176,04 \text{ mm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

$$A_{s,\min} = 2176,04 \text{ mm}^2/\text{m}' \leq A_{s,\text{prov}} = 2454,40 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

2) Maximální plocha výztuže

$$A_{s,\max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 1 * 1,443 = 57\,720 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s,\max} = 57\,720 \text{ mm}^2/\text{m}' \geq A_{s,\text{prov}} = 2454,40 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

OK

3) Maximální vzdálenost výztuže

$$S_{\max,\text{slabs}} = \min(2h; 300 \text{ mm}) = \min(2 * 1500; 300) = \min(3000; 300) = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max,\text{slabs}} = 300 \text{ mm} \geq S_{a,\text{prov}} = 200 \text{ mm}$$

OK

4) Minimální vzdálenost výztuže

$$S_{l,\min} = \max(20 \text{ mm}; 1,2 * \emptyset_s; D_{\max} + 5 \text{ mm}) = \max(20; 17 \text{ mm}; 21 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$S_{l,\min} = 21 \text{ mm} \leq S_{a,\text{prov}} = 200 \text{ mm}$$

OK

Posouzení únosnosti výztuže MSÚ

Pro idealizovaný průběh napětí na průřezu platí:

$$F_c = F_s$$

$$\lambda * x * \eta * f_{cd} = a_{s,\text{prov}} * f_{yd}$$

$$\eta = 1,0 \text{ (pro beton nižší C50/60)}$$

$$\lambda = 0,8 \text{ (pro beton nižší C50/60)}$$

Výšku tlačené oblasti lze tedy získat z úpravy vzorce:

$$x = \frac{a_{s,\text{prov}} * f_{yd}}{\lambda * \eta * f_{cd}} = \frac{2454,40 * 10^{-6} * 434,78 * 10^6}{1,0 * 0,8 * 20 * 10^6} = 0,0667 \text{ m} = 66,70 \text{ mm}$$

Ze znalosti výšky tlačené oblasti lze dopočítat rameno vnitřních sil:

$$z = d - \frac{\lambda * x}{2} = 1,443 - \frac{0,8 * 0,0667}{2} = 1,416 \text{ m} = 1\,416 \text{ mm}$$

Moment únosnosti průřezu je tedy:

$$m_{Rd} = a_{s,\text{prov}} * f_{yd} * z = 2454,40 * 10^{-6} * 434,78 * 10^6 * 1,416 = 1\,511,05 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$m_{Ed} = 1\,444,17 \text{ kNm} \leq m_{Rd} = 1\,511,05 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Poměrná výška tlačené oblasti průřezu:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0667}{1,443} = 0,046$$

Pro deskové konstrukce je vhodná hodnota poměrné výšky tlačené oblasti rovna přibližně:

$$\xi_{\max} = 0,1$$

Závěrem je tedy posouzeno splnění podmínky:

$$\xi = 0,046 \leq \xi_{\max} = 0,1$$

VYHOVUJE

2.9.1.2. Piloty

Základová deska je opřena o šest tlačných pilot, jejichž posudek byl proveden pomocí programu FINE GEO 5 – Pilota. Návrhové extrémy vnitřních sil v hlavě piloty vypadají takto:

$$N_{Ed} = 2370,00 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 765,00 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 35,00 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = -14,00 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 425,00 \text{ kN}$$

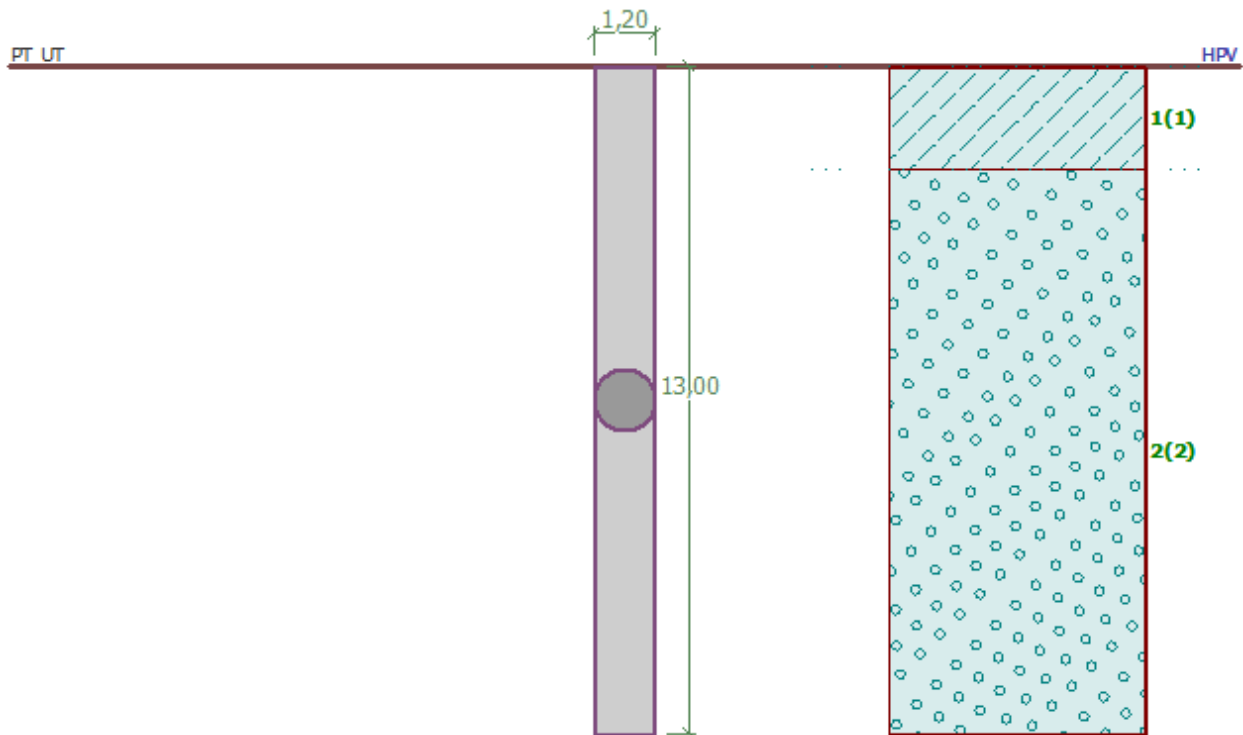
Délka pilot byla stanovena na **13 m**, jejich průměr je roven **1,2 m** a osová vzdálenost pilot je vždy minimálně $3 \cdot d = 3,6 \text{ m}$, čímž se vylučuje vzájemné ovlivnění pilot (skupina pilot).

Základové poměry jsou dle dostupných informací následující:

do hloubky cca 1 – 2 metry pod úroveň terénu: jíly (F5)

od hloubky cca 1 – 2 metry pod úrovní terénu: štěrky (G2)

Na základě těchto předpokladů byl proveden posudek nejzatíženější piloty:



Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.
Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 423,62 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 3675,66 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 4099,28 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 2370,00 \text{ kN}$

$$R_c = 4099,28 \text{ kN} > 2370,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obrázek 36: Posouzení nejvíce namáhané tlačené piloty pod základovou deskou nesoucí pylon

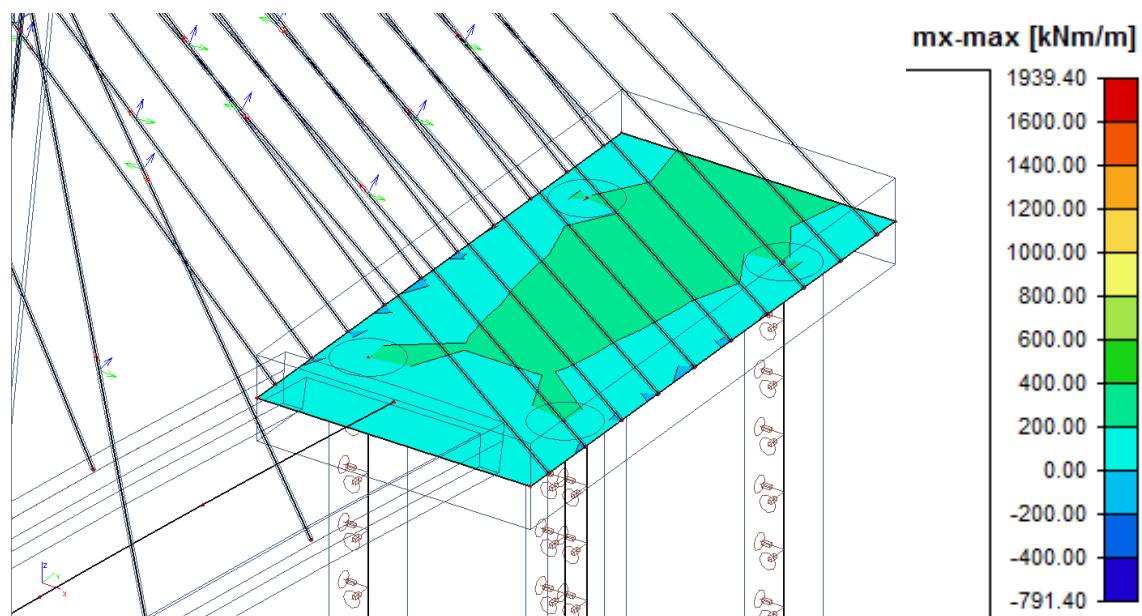
2.9.2. Založení kotevního bloku

Kotvením závěsů do betonového bloku je zamezeno nadměrné deformaci pylonu, snahou při návrhu bylo vyvážit tahové síly ze závěsů vlastní tíhou betonového bloku. Z prostorových a ekonomických důvodů však jsou rozměry bloku omezené, a proto je nerovnováha sil způsobená nižší vlastní tíhou bloku, než je potřeba, uvedena zpět do rovnováhy pomocí čtyř pilot totožných rozměrů jako piloty pod základovou deskou pylonu.

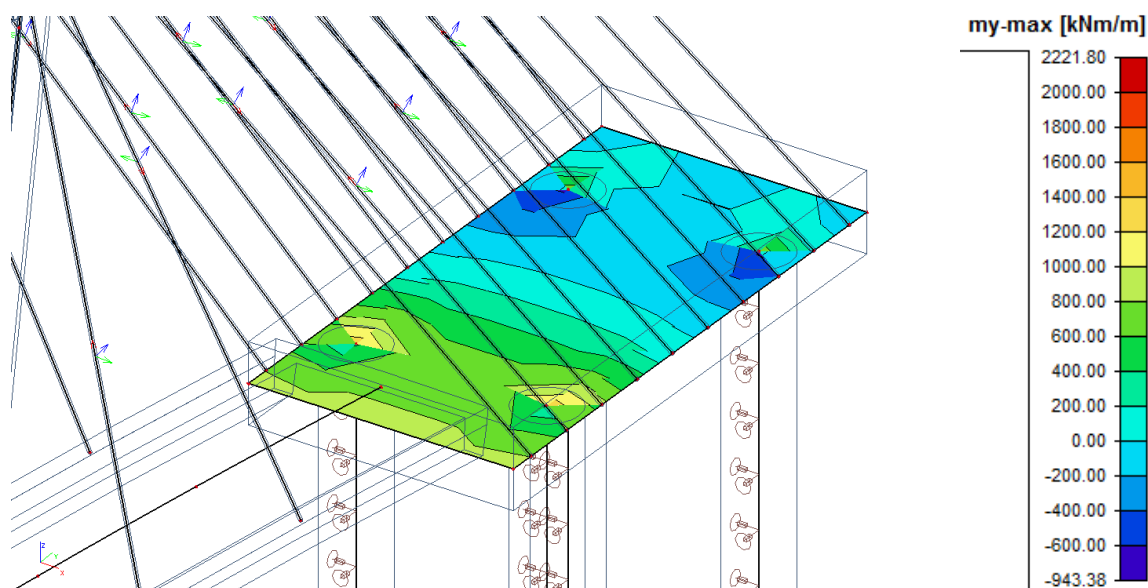
Kotevní blok má půdorysné rozměry 10 x 5 m a výšku 1,5 m, kotveno je do něj 10 párů závěsů zajišťujících správnou polohu pylonu a zajištěn je čtyřmi taženými pilotami.

2.9.2.1. Kotevní blok

Ohybové momenty vyvolané kombinací s nejhoršími účinky zatížení byly vykresleny s pomocí výpočetního modelu. Rozhodující kombinací MSÚ, která vyvodila největší ohybové momenty na desce, je kombinace č. 7). Návrh výztuže by byl proveden obdobným způsobem jako v případě základové desky, zvýšenou pozornost by bylo zapotřebí věnovat zejména místu uložení mostovky na blok. Ta má tendenci se zde zvedat z opěry a je proto nutné ji k bloku přikotvit, což má za následek vznik tahových sil na konci bloku a je zapotřebí zde výztuž tomuto faktu uzpůsobit.



Obrázek 37: Maximální návrhový ohybový moment m_x na kotevním bloku



Obrázek 38: Maximální ohybový moment m_y na kotevním bloku

2.9.2.2. Piloty

Kotevní blok je proti zvednutí jištěn čtyřmi taženými pilotami, jejichž posudek byl proveden pomocí programu FINE GEO 5 – Pilota. Návrhové extrémy vnitřních sil v hlavě piloty vypadají takto:

$$N_{Ed} = - 410 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = - 100 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = -1180 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Ed} = -700 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 30 \text{ kN}$$

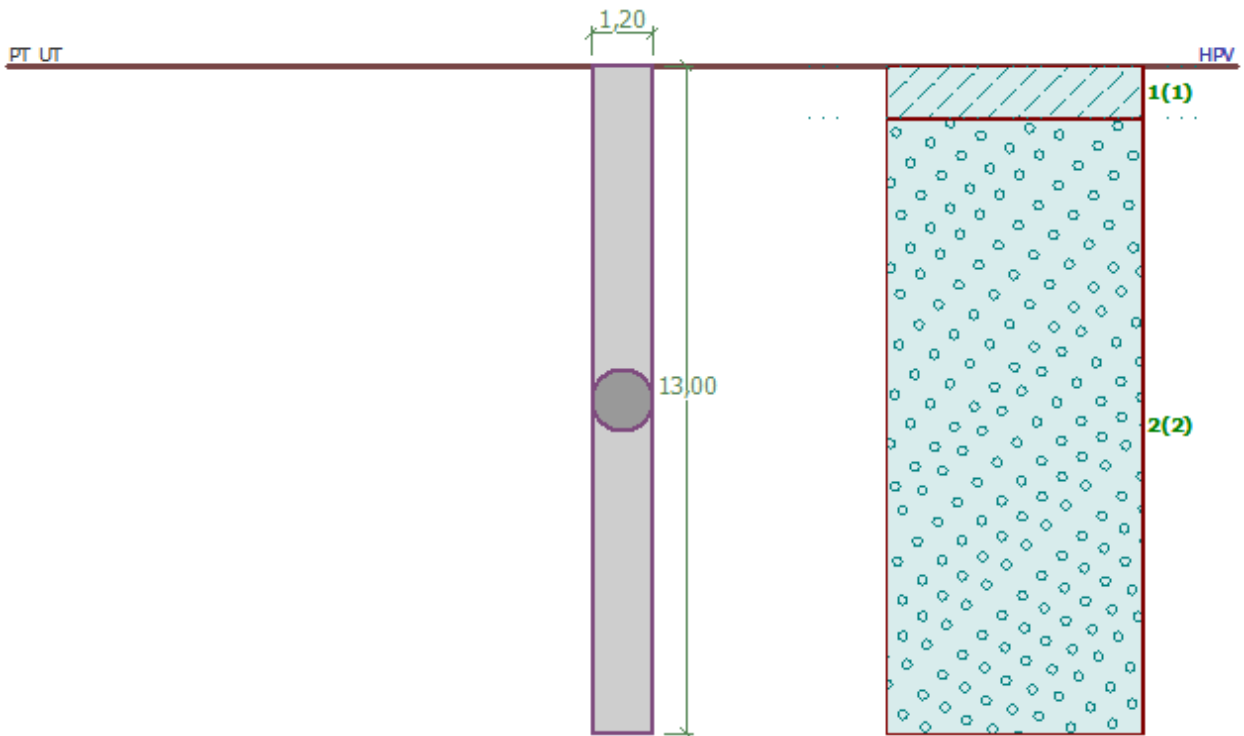
Délka pilot byla odhadnuta na **13 m**, jejich průměr je roven **1,2 m** a osová vzdálenost pilot je vždy minimálně $3 \cdot d = 3,6\text{m}$, čímž se vylučuje vzájemné ovlivnění pilot (skupina pilot). Délka pilot by v tomto případě mohla být kratší, při této délce není zcela využita tahová únosnost pilot, v návrhu je však uvažováno z konstrukčních důvodů se stejnými parametry všech realizovaných pilot. Návrh je, vzhledem k neznalosti přesných základových poměrů, na straně bezpečné, z hlediska realizace znamená sjednocení rozměrů všech pilot také jisté zjednodušení provádění.

Základové poměry jsou dle dostupných informací následující:

do hloubky cca 1 – 2 metry pod úroveň terénu: jíly (F5)

od hloubky cca 1 – 2 metry pod úrovní terénu: štěrky (G2)

Na základě těchto předpokladů byl proveden posudek nejzatíženější piloty:



Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.
 Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tažené piloty:

Nejnejpříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost tažené piloty $R_{sdt} = 414,31 \text{ kN}$

Vlastní hmotnost piloty $w_p = 191,13 \text{ kN}$

Extrémní tahová síla $V_d = 218,87 \text{ kN}$

$$R_c = 414,31 \text{ kN} > 218,87 \text{ kN} = V_d$$

Únosnost tažené piloty VYHOVUJE

Obrázek 39: Posouzení nejvíce namáhané tažené piloty pod kotevním blokem

3. Návrh kotvení závěsů k mostovce a k pylonu

Součástí této práce je i koncepční návrh detailu uchycení závěsu k mostovce a k dříku pylonu. Oba detaily jsou řešeny jako předběžné návrhy.

3.1. Kotvení závěsu k mostovce

V části práce věnované stanovení zatížení je v rámci ostatního stálého zatížení specifikována ocelová trubka, reprezentovaná v modelu tuhým ramenem. Podrobná specifikace charakteristik trubky je následující:

TR 194x22

$L_{\text{trub.}} = 4,8$ metrů

$A_{\text{trub.}} = 11\,888$ mm²

$A_v = 7\,568$ mm²

$W_{\text{pl.,trub.}} = 654,4 * 10^3$ mm³

Plastický moment na mezi únosnosti je tedy:

$$M_{R,d,pl.} = W_{pl} * \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 6,544 * 10^{-4} * \frac{460}{1,0} = \mathbf{301,024 \text{ kNm}}$$

Plastická smyková únosnost je pak rovna:

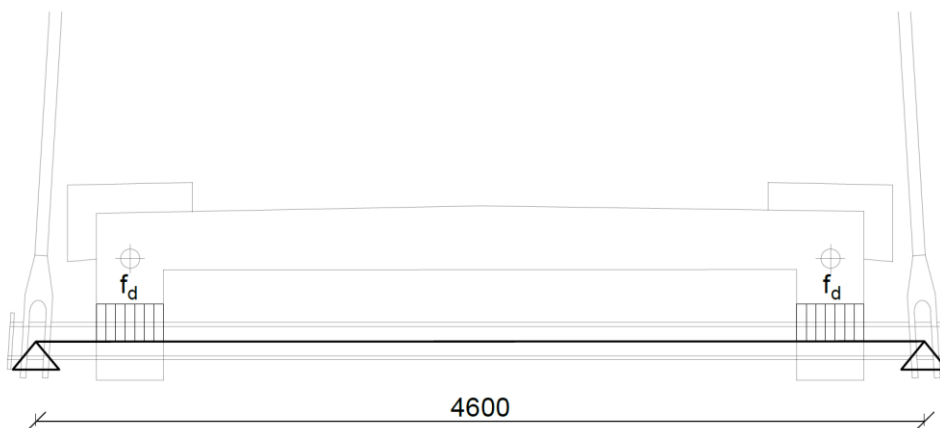
$$V_{R,d,pl.} = \frac{A_v * \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{7,568 * 10^{-3} * \frac{460}{\sqrt{3}}}{1,0} = \mathbf{2\,013,1 \text{ kNm}}$$

Zatěžovací šířka trubky je rovna 4,5 m, tedy podélné vzdálenosti uchycení závěsů.

Zatížení na trubku od stálého a proměnného zatížení je stanoveno takto:

Název	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
VL. tíha mostovky	$1,67 * 4,5 * 25 = \mathbf{187,88}$	1,35	253,64
Ostatní stálé zatížení	$10 * 4,5 = \mathbf{45}$	1,35	60,75
Obslužné vozidlo	80	1,35	108
		<u>CELKEM</u>	<u>422,39 kN</u>

Mostovka je trubkou podepírána ve 2 místech, zatížení na trubku od vlastní tíhy mostovky a proměnného zatížení je tedy zjednodušeně modelováno jako spojité zatížení o délce rovné šířce trámu mostovky.



Obrázek 40: Zjednodušený model trubky sloužící k posouzení únosnosti

Šířka trámu mostovky je 0,35 m, hodnota spojitého zatížení se tedy získá jako:

$$f_d = \frac{F_d}{l} = \frac{422,39}{2 * 0,35} = 603,41 \text{ kN/m'}$$

Předmětné vnitřní síly se poté dopočítají podle následujících vztahů:

$$M_{E,d,max} = f_d * 0,35 * 2,3 - f_d * 0,35 * \left(2 - \frac{0,35}{2}\right) = 79,20 \text{ kNm}$$

$$V_{E,d,max} = f_d * 0,35 = 211,19 \text{ kN}$$

Posouzení konstrukce:

$$M_{E,d,max} = 79,20 \text{ kNm} \leq M_{R,d,pl.} = 301,024 \text{ kNm}$$

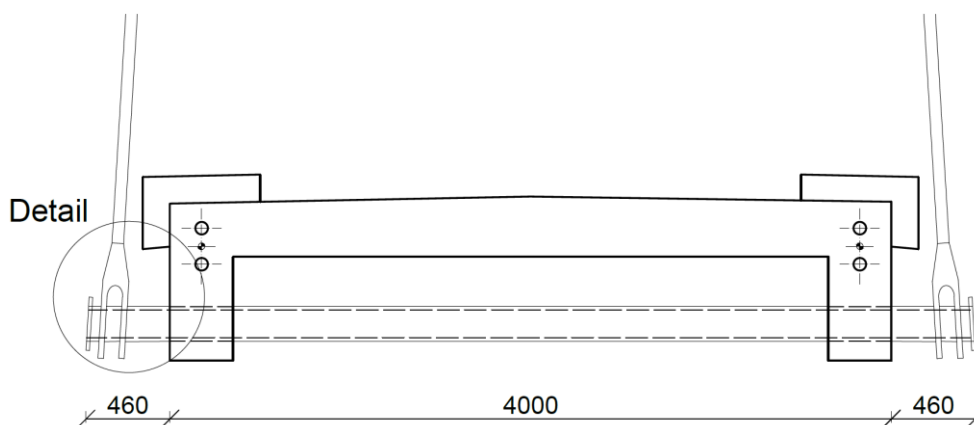
VYHOVUJE

$$V_{E,d,max} = 211,19 \text{ kNm} \leq M_{R,d,pl.} = 2013,1 \text{ kNm}$$

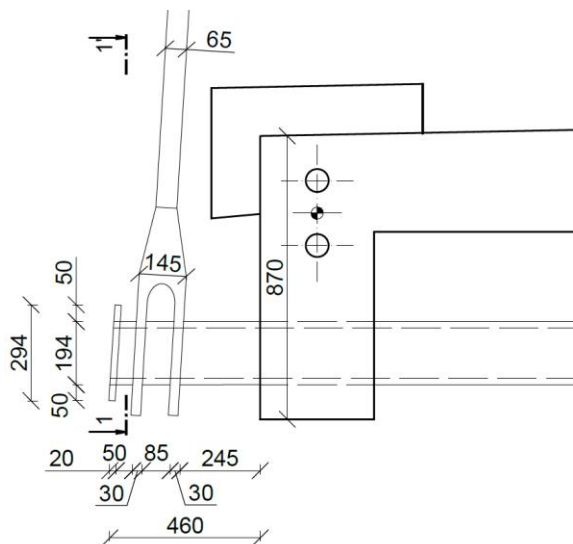
VYHOVUJE

Trubka na mezní plastickou únosnost bezpečně vyhoví, je tedy možné přistoupit k návrhu připojení lana na trubku.

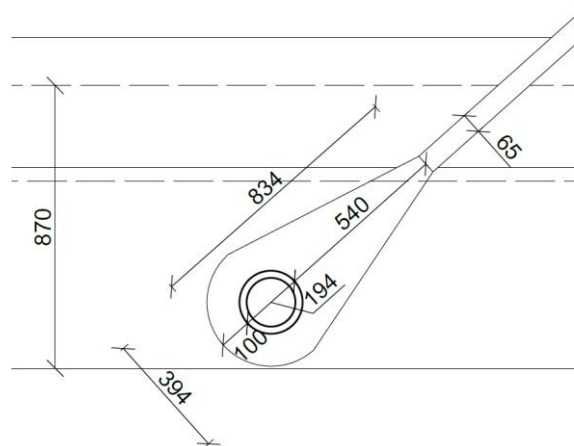
Rozhodujícím požadavkem v otázce konstrukčního řešení zachování kloubového připojení závěsu na mostovku. Z tohoto důvodu je v místě připojení předběžně navržen čepový spoj uložený na trubku, zajišťující volné otáčení závěsu okolo trubky v rovině kolmé na střednici trubky a zároveň zabraňující otáčení závěsu okolo své střednice.



Obrázek 41: Schéma připojení závěsu k trubce (resp. k mostovce)



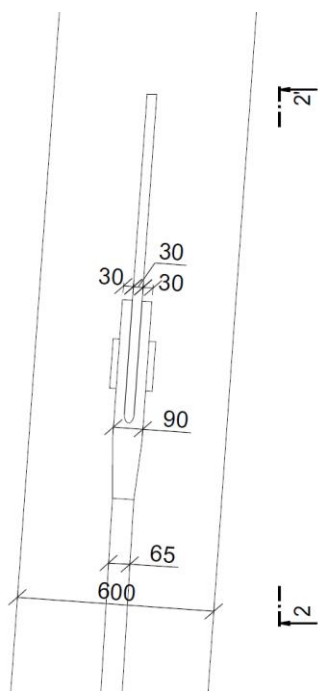
Obrázek 42: Detail připojení závěsu na trubku



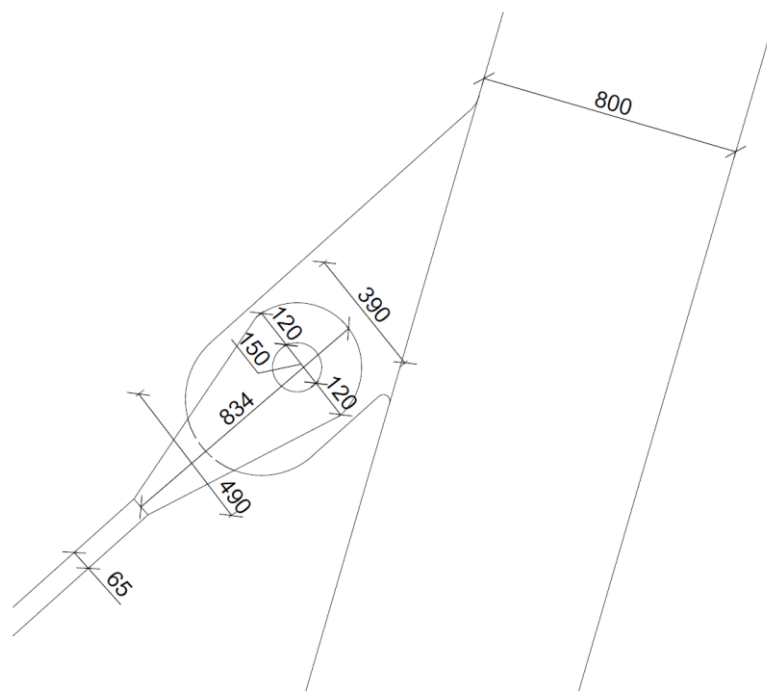
Obrázek 43: Pohled 1-1' na připojení závěsu na trubku

3.2. Kotvení závěsu k dříku pylonu

V místě kotvení závěsu na pylon jsou na přípoj kladeny obdobné požadavky, jaké jsou kladeny na přípoj závěsu k mostovce. Otáčení okolo střednice závěsu je zapotřebí bránit, naopak pootáčení v rovině rovnoběžné s rovinou symetrie lávky je nutné povolit. Proto je i v tomto místě navržen čep, tentokrát však uložený do styčnickového plechu.



Obrázek 44: Schéma připojení závěsu na dřík pylonu



Obrázek 45: Pohled 2-2' na připojení závěsu k dříku pylonu

4. Závěr

Cílem práce byla studie variant řešení, návrh a předběžné posouzení dimenzí stěžejních nosných prvků konstrukce zavěšené lávky.

V prvotních fázích proto byly uvažovány dvě varianty řešení lávky, a to se šikmým a svislým pylonem. Na základě porovnání obou modelů byla vyhodnocena varianta se šikmým pylonem jako vhodnější, v dalších částech práce byl pak zpracován návrh a předběžné posouzení hlavních nosných prvků, jmenovitě tedy mostovky, pylonu, závěsů a základových konstrukcí.

Předběžné posouzení nosných prvků na účinky stanovených zatížení je z větší části provedeno s uvážením jistých zjednodušení a idealizací, snahou bylo vždy držet se na straně bezpečné. Zvláštní problematikou zavěšených lávek je však odezva konstrukce na dynamické účinky zatížení, které jsou v této práci zanedbány, při takovémto rozpětí lávky však může být rozhodující při návrhu a posouzení dimenzí jednotlivých nosných prvků.

Pokud tedy budou uvažována pouze zatížení a jejich kombinace stanovené v předchozích částech práce a zároveň budou uvažovány materiály a materiálové charakteristiky popsané v příslušné kapitole, pak lze předběžně vyhodnotit konstrukci jako bezpečně vyhovující, kterou by však v dalším kroku bylo nezbytně nutné posoudit mimo jiné na účinky dynamických či montážních zatížení.

Seznam příloh

- Výkres č. 1) Zjednodušená koordinační situace
- Výkres č. 2) Přehledný podélný a příčný řez konstrukcí lávky
- Výkres č. 3) Výkres detailů a schéma výztuže mostovky

Použitá literatura

- [3] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Josef ZVARA. *Betonové mosty*. 1. Praha: Státní nakladatelství technické literatury (SNTL), 1988.
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [9] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 (73 1401): *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [10] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [11] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [12] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [13] ČSN EN 1991-2 (73 6203): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [14] ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [15] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. Praha: Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [16] MACHÁČEK, Josef. *Vzpěrná únosnost prutů*. Praha, 2015. Dostupné také z: <http://people.fsv.cvut.cz/~machacek/pomucky/Vzper-klopeni-kombinace-clenene-pruty-MSP.pdf>
- [17] ČSN EN 1993-1-11 (73 1401): *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2008.

Seznam obrázků

Obrázek 1: Mapa okolí navržené lávky spolu se stávající lávkou [1]	11
Obrázek 2: Letecká fotka okolí navržené lávky spolu se stávající lávkou [1]	11
Obrázek 3: Pohled na mostovku a zábradlí stávající lávky [2]	12
Obrázek 4: Schéma nosné konstrukce varianty 1	13
Obrázek 5: Schéma nosné konstrukce varianty 2	14
Obrázek 6: Schéma statického působení zavěšených mostů	15
Obrázek 7: Schéma uspořádání soustavy závěsů – a) soustava harfová, b) soustava poloharfová, c) soustava vějířová	16
Obrázek 8: Lerez River Bridge – boční pohled [4]	17
Obrázek 9: Lerez River Bridge – letecký pohled [4]	17
Obrázek 10: Mariánský most – boční pohled [5]	18
Obrázek 11: Mariánský most – letecký pohled [5]	18
Obrázek 12: Most SNP – boční pohled [6]	18
Obrázek 13: Most SNP – pohled na pylon [7]	18
Obrázek 14: 2D pomocný model konstrukce	19
Obrázek 15: Prutový 3D model konstrukce - boční pohled	20
Obrázek 16: Prutový 3D model konstrukce - axonometrický pohled	20
Obrázek 17: Rendrový 3D model – axonometrický pohled	21
Obrázek 18: Příčný řez mostovkou	22
Obrázek 19: Vztah mezi min./max. teplotou vzduchu ve stínu a min./max. rovnoměrnou složkou teplot [12]	32
Obrázek 20: Model mimořádného zatížení vozidlem	33
Obrázek 21: Tahová napětí ve spodních vláknech vznikající při působení nejnepříznivější kombinace zatížení MSP v MPa	41
Obrázek 22: Idealizace příčného řezu mostovky pro návrh betonářské výztuže	44
Obrázek 23: Schéma kombinace zatížení pro návrh betonářské výztuže	45
Obrázek 24: Svislá deformace mostovky v mm	51
Obrázek 25: Ohybový moment vznikající na mostovce při nejnepříznivější kombinaci MSÚ v kNm	51
Obrázek 26: Deformace pylonu v rovině souměrnosti konstrukce v mm	54
Obrázek 27: Interakční diagram zjednodušeného průřezu dřívku pylonu	55
Obrázek 28: Normálové síly v dřívku pylonu v kN	56

Obrázek 29: Ohybové momenty v dříku pylonu v kNm	56
Obrázek 30: Posouzení průřezu dříku pylonu	57
Obrázek 31: Extrémní charakteristická hodnota napětí na prutu v MSP v MPa	57
Obrázek 32: Extrémní návrhová hodnota napětí na prutu v MSÚ v MPa	58
Obrázek 33: Maximální návrhové ohybové momenty m_x na základové desce	59
Obrázek 34: Maximální návrhové ohybové momenty m_y na základové desce	60
Obrázek 35: Maximální návrhové posouvající síly v_y na základové desce	61
Obrázek 36: Posouzení nejvíce namáhané tlačené piloty pod základovou deskou nesoucí pylon	65
Obrázek 37: Maximální návrhový ohybový moment m_x na kotevním bloku	66
Obrázek 38: Maximální ohybový moment m_y na kotevním bloku	66
Obrázek 39: Posouzení nejvíce namáhané tažené piloty pod kotevním blokem	68
Obrázek 40: Zjednodušený model trubky sloužící k posouzení únosnosti	70
Obrázek 41: Schéma připojení závěsu k trubce (resp. k mostovce)	70
Obrázek 42: Detail připojení závěsu na trubku	71
Obrázek 43: Pohled 1-1' na připojení závěsu na trubku	71
Obrázek 44: Schéma připojení závěsu na dřík pylonu	71
Obrázek 45: Pohled 2-2' na připojení závěsu k dříku pylonu	71

Zdroje obrázků

- [1] Mapy. *Www.mapy.cz* [online]. 2017 [cit. 2017]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=17.7113698&y=48.0397976&z=17&source=muni&iid=18929>
- [2] Google Maps. *Www.google.com/maps* [online]. 2017 [cit. 2017]. Dostupné z: <https://www.google.cz/maps/place/930+21+Jahodn%C3%A1,+Slovensko/@48.0375277,17.7114283,3a,75y,180.23h,74.42t/data=!3m8!1e1!3m6!1s-cPwKhsLiEUA%2FV9f2MEB3W2I%2FAAAAAAAAAAnY%2Fd6uvGVQTAQAP3TVzhBnZATMoQfGilwGjgCLIB!2e4!3e11!6s%2F%2Flh3.googleusercontent.com%2F>
- [4] Structurae. *Structurae.net* [online]. 2016 [cit. 2017]. Dostupné z: <https://structurae.net/structures/lerez-river-bridge>
- [5] Portál pro volný čas Ústí nad Labem. *Www.usti-nad-labem.cz* [online]. 2017 [cit. 2017]. Dostupné z: <http://www.usti-nad-labem.cz/cz/volny-cas/turistum/turisticke-cile/technicke-zajimavosti/ustecke-mosty.html>
- [6] Turistika.cz. *Turistika.cz* [online]. 2013 [cit. 2017]. Dostupné z: <https://www.turistika.cz/mista/bratislava-most-snp/detail>
- [7] Turistika.cz. *Www.turistika.cz* [online]. 2010 [cit. 2017]. Dostupné z: <https://www.turistika.cz/cestopisy/bratislava-trencin-zilina/detail>

Seznam tabulek

Tabulka 1: Průřezové charakteristiky mostovky	22
Tabulka 2: Průřezové charakteristiky závěsu	23
Tabulka 3: Průřezové charakteristiky pylonu.....	24
Tabulka 4: Průřezové charakteristiky rozpěry.....	25
Tabulka 5: Průřezové charakteristiky piloty	26
Tabulka 6: Ostatní stálé zatížení (viz [10])	29
Tabulka 7: Výpočet teplotního zatížení lan k vyrovnání deformací od vlastní tíhy	30
Tabulka 8: Definice sestav zatížení pro lávky	34
Tabulka 9: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce ([14])	34