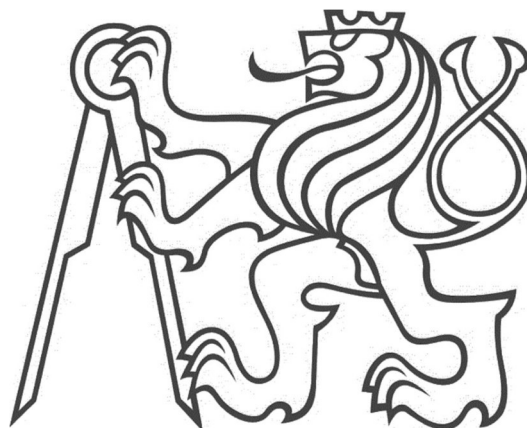


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
Fakulta stavební  
Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE  
Lávka pro pěší v Topolčanech přes řeku Nitrú

Studijní program:	Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce:	Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
Autor práce:	Bc. Max Hornof
Rok:	2021



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hornof Jméno: Max Osobní číslo: 423650  
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Lávka pro pěší v Topolčanech přes řeku Nitru

Název diplomové práce anglicky: Design of footbridge over Nitra in Topolčany

Pokyny pro vypracování:

Podrobný návrh nosné konstrukce a spodní stavby lávky pro pěší a cyklisty, včetně zohlednění vlivu postupu výstavby.

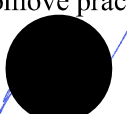
Seznam doporučené literatury:

Soubor platných technických norem

Jméno vedoucího diplomové práce: ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 19/02/2021 Termín odevzdání diplomové práce: 16/05/2021

*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 diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.*

19.2.2021

Datum převzetí zadání

  
Podpis studenta(ky)

# Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma *lávka pro pěší v Topolčanech přes řeku Nitru* vypracoval samostatně pod odborným dohledem Ing. Michala Drahoráda, Ph.D.

V Praze 21.5.2021

.....

Bc. Max Hornof

# Poděkování

Děkuji vedoucímu diplomové práce panu Ing. Michalovi Drahorádovi Ph.D. za odborné rady, věcné připomínky a věnovaný čas.

# Abstrakt

Diplomová práce se zabývá návrhem a předběžným posouzením lávky pro pěší a cyklisty. V první části je zpracována rešerše na téma zavěšených mostů. V rešerši je popsána historie, vývoj, charakteristika a technologie výstavby zavěšených mostů. V druhé části je zpracován návrh lávky, posouzení hlavních konstrukčních částí a ověření tlakové rezervy v mostovce při výstavbě. Lávka leží ve městě Topolčany na Slovensku a přemostuje řeku Nitru. Jedná se o novostavbu. Lávky je navržena jako zavěšená o dvou polích 32,5+57,5 m. Mostovka je betonová, dodatečně předepnutá a je tvořena z prefabrikovaných segmentů. Pylon je dutý, ocelový ve tvaru *H*. Závěsy jsou navrženy ve dvou rovinách z táhel Macalloy.

# Abstract

Master's thesis is discussing draft and tentative assessment of cable-stayed footbridge. The first part is focusing on the research of cable-stayed bridges. It describes the history, evolution, characteristics and technology of constructing cable-stayed bridges. The second part consists of a cable-stayed footbridge model, assessment of the main structural parts and verification of the pressure reserve in the bridge deck during construction. The footbridge is a recently built construction exceeding Nitra river located in Topolčany, Slovakia. The footbridge is designed as a suspension with two spans, 32.5 + 57.5 m. The bridge deck is made of concrete, additionally prestressed and consists of several prefabricated segments. Pylon is a hollow steel frame in the shape of letter *H*. Stay cables are designed in two vertical levels and made of Macalloy rods.

## Klíčová slova

zavěšený most, zavěšená lávka, pylon, mostovka, závěs, samosvorné lano, paralelní drátové kabely, paralelní lanové kabely, tyčové závěsy, kotvení závěsů, radiální uspořádání, harfové uspořádání, poloharfové uspořádání

## Keywords

cable-stayed bridge, cable-stayed footbridge, pylon, bridge deck, stay cable, locked coil rope, parallel wire cable, parallel strand cable, bars suspension, cable anchorage, radial system, harp system, fan system

# Obsah

1. Úvod	10
2. Zavěšené mosty a lávky	11
2.1 Počátky a vývoj lanových mostů	11
2.2 Charakteristika zavěšených mostů	18
2.2.1 Pylon	22
2.2.2 Mostovka	25
2.2.3 Závěsy	28
2.3 Technologie výstavby zavěšených mostů	33
2.3.1 Výstavba na skruži	33
2.3.2 Podélný výsuv	35
2.3.3 Letmá montáž	37
2.4 Stávající zavěšené lávky	39
2.4.1 Lávka v Lužci nad Vltavou přes Labe	39
2.4.2 Lávka v Uherském Brodě	42
2.4.3 Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně	44
3. Návrh lávky	47
3.1 Identifikační údaje o lávce	47
3.2 Základní údaje o lávce	48
3.3 Zdůvodnění lávky a její umístění	49
3.4 Návrh lávky a konstrukční řešení	50
3.5 Příslušenství lávky	52
3.5.1 Pochozí vrstva	52
3.5.2 Zábradlí	52

3.5.3	Povrchové úpravy kovových částí	52
3.5.4	Osvětlení	52
3.5.5	Ostatní	52
4.	Statický výpočet	53
4.1	Výpočtový model	53
4.2	Průřezové charakteristiky	55
4.2.1	Průřezy prutového modelu s časově závislou analýzou (TDA)	55
4.2.2	Prutový 3D model pro nelineární výpočet pylonu	58
4.2.3	Deskostěnový model	60
4.3	Materiály	61
4.3.1	Beton	61
4.3.2	Betonářská výztuž	63
4.3.3	Předpínací výztuž	65
4.3.4	Závěsy	67
4.3.5	Pylon	67
4.4	Zatížení	68
4.4.1	Stálé zatížení	68
4.4.2	Proměnná zatížení	68
4.5	Kombinace	75
4.5.1	Mezní stav únosnosti	75
4.5.2	Mezní stav použitelnosti	76
4.6	Návrh závěsů	77
4.7	Rektifikace	79
4.8	Návrh předpětí	82
4.8.1	Předběžný návrh předpětí	82
4.8.2	Ztráty předpětí	85



4.9	Posouzení mostovky MSP	86
4.9.1	Mezní stav omezení napětí	86
4.9.2	Mezní stav přetvoření mostovky	91
4.10	Posouzení mostovky MSÚ	92
4.10.1	Ohybový moment a normálová síla	92
4.10.2	Smyk	97
4.10.3	Návrh a posouzení betonářské výztuže segmentu	101
4.11	Posouzení závěsů MSP	106
4.12	Posouzení závěsů MSÚ	107
4.13	Posouzení pylonu MSÚ	108
4.14	Návrh a posouzení založení pylonu	112
4.14.1	Předběžný návrh založení	112
4.14.2	Posouzení založení	114
4.15	Technologie výstavby	116
4.15.1	Výpočetní model	117
4.15.2	Fáze výstavby	118
4.15.3	Předpětí ve fázích výstavby	120
4.15.4	Mezní stav omezení napětí v mostovce	120
4.15.5	Mezní stav omezení napětí v závěsech	123
4.15.6	Posouzení pylonu MSÚ	124
5.	Závěr	126
6.	Použité programy	127
7.	Seznam tabulek	128
8.	Seznam obrázků	129
9.	Seznam citací	134

# 1. Úvod

Účelem diplomové práce je návrh a posouzení hlavních konstrukčních částí lávky pro pěší a cyklisty se zohledněním technologie výstavby. Pro návrh jsem vybral lávku ve městě Topolčany v Nitranském kraji na Slovensku, která je realizována v rámci projektu: *Podpora budování cyklistické infrastruktury ve městě Topolčany*.

V první části diplomové práce je zpracována rešerše na téma zavěšených mostů a lávek. V rešerši jsou postupně popsány: historie a vývoj zavěšených mostů, základní charakteristiky, konstrukční části, dispozice a základní dimenze. Na konci rešeršní části jsou také pro ukázkou popsány některé z tuzemských zavěšených lávek.

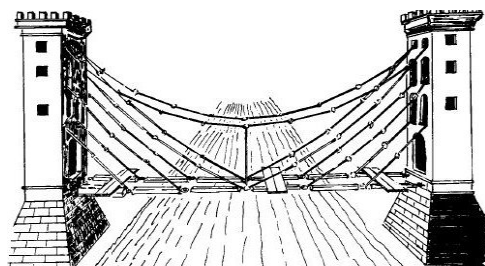
V praktické části je zpracován návrh zavěšené lávky a posouzení hlavních konstrukčních částí. Dále je navržena technologie výstavby. Návrh a posouzení je provedeno pro srozumitelnost komentovaným statickým výpočtem podle platných norem a předpisů.

## 2. Zavěšené mosty a lávky

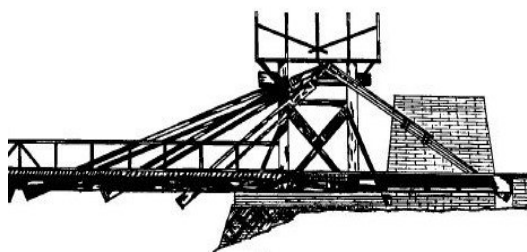
### 2.1 Počátky a vývoj lanových mostů

Základní princip byl využíván už ve starověku při stavbě plachetnic. Využíval se k příčnému zavěšení plachet. Hlavním materiálem pro nosník a pylon bylo dřevo. Pro závěsy se používaly provazy nebo liány.

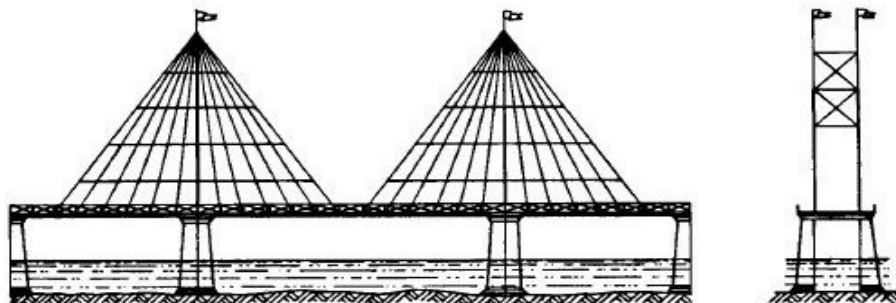
Jeden z prvních návrhů zavěšeného mostu byl od Fausta Veranzia (1551-1617). Tento italský renesanční učenec navrhnul most s prvky zavěšeného i visutého mostu. Most byl tvořen dvojicí hlavních nosníků, které byly v podélném směru rozděleny klouby. V kloubech byly přikotveny šikmé závěsy. Dále měl most i visutý prvek, na kterém byl uprostřed rozpětí kotven svislý závěs. V roce 1784 vypracoval návrh zavěšeného mostu německý vynálezce Carl Immanuel Löscher z Freiburgu. Navržený most byl celý včetně závěsů ze dřeva a jeho rozpětí bylo 44,3 m. Francouzský inženýr Poyet představil svůj návrh v roce 1787. Zavěsil dřevěné nosníky na železné tyče, které byly ve vějířovitém uspořádání. Všechny tyto návrhy ale nebyly realizovány. [1]



Obrázek 1 Faust Veranzio, 1617 [1]

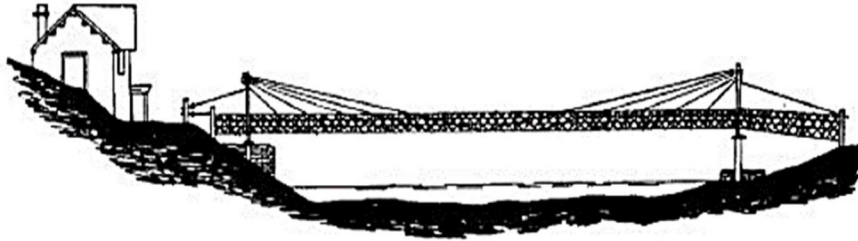


Obrázek 2 Carl Immanuel Löscher, 1784 [2]



Obrázek 3 Poyet, 1787 [2]

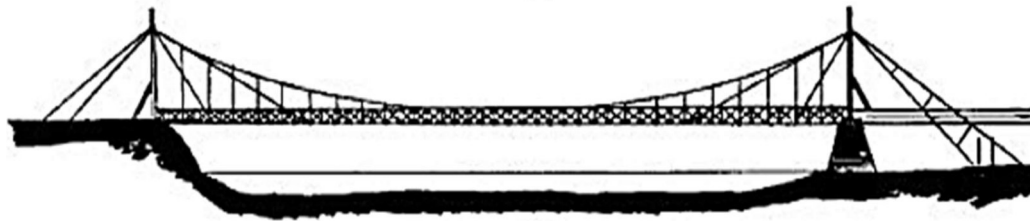
Za první postavený zavěšený most je považován Kings Meadow Bridge v Anglii. Most byl postaven roku 1817 podle návrhu dvou skotských železářů Jamese Redpatha a Johna Browna. Závěsy hlavního pole byly z drátů o průměru 8 mm. Jejich silové účinky na pylon byly vyrovnány zpětnými závěsy z tyčí o průměru 19 mm. Most byl částečně poškozen během zimy 1922/1923 a selhal při povodni v roce 1954.



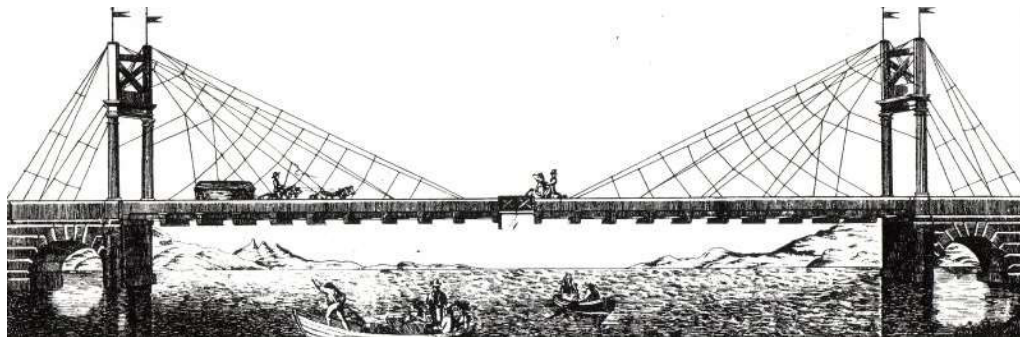
Obrázek 4 Kings Meadow Bridge, 1817 [1]

Další vývoj byl přibrzděn kolapsem mostů ve Skotsku v roce 1818 a v Německu v roce 1824. První most roce 1817 navrhli John a William Smithovi přes řeku Tweed. Most měl rozpětí 79,3 m a mostovka měla šířku pouze 1,22 m. Mostovka při větru i při chůzi chodců vykazovala vibrace. Pouhých 6 měsíců po uvedení do provozu se při bouři zhroutila. Na jeho místě byl zanedlouho postaven druhý most, který byl visutý s kombinací diagonálních výztuh na pylon. Další most byl postaven v srpnu roku 1824 v Nienburgu přes řeku Saale a navrhl ho Gottfried Bandhauer. Hlavní pole bylo 82 m dlouhé a mostovka byla široká 7,6 m. Mostovka byla zavěšena pěti páry hlavních a třemi páry zpětných závěsů. Kotvení bylo na tu dobu sofistikované, ale z dnešního hlediska zcela nepřijatelné. Závěsy byly kotveny do příčného nosníku, který byl pod nosnou konstrukcí. Kovaný pásek obejmul příčník a jeho konce byly přiloženy k závěsu. Závěs byl tvořený kovanou tyčí a spolu s páskem měl v místě styku ozuby. Tento styk se stáhnul železnými oky. Další zajímavostí byla na mostě střední část, která byla dlouhá 3,5 m a byla zvedací. Zvedání sloužilo pro průchod lodí s vysokým stožárem. Přemostění bylo tedy tvořeno dvěma samostatnými zavěšenými mosty. Tomuto mostu přísluší hned několik prvenství: nejdelší rozpětí, nejširší mostovka, neobvyklé uspořádání závěsů, zvedací část nosné konstrukce a první zatížení dopravou od koňských povozů. Na druhou stranu měl most velké technické nedostatky v kotevních detailech. Kolaps mostu nastal zanedlouho po otevření při slavnostním průvodu, který rozkmital most. [1]

Kotvení zpětných závěsů selhalo a most se zhroutil do řeky. Tato nehoda pozastavila v Německu vývoj zavěšených mostů na téměř 120 let.



Obrázek 5 Second Dryburgh Abbey Bridge, 1818 [3]



Obrázek 6 Nienburg Bridge, 1824 [4]

K výraznému pokroku přispěl až John Roebling v USA. Vyvinul nejdříve svinovací lana a poté i paralelní drátové kabely včetně výrobních strojů. Na své technologii prezentoval velký rozdíl pevnosti a pružnosti oproti řetězům z litiny, které se pro závěsy používaly. Po pár zdařilých realizacích menších mostů přišel zlom. V roce 1851 navrhl lanový most Niagara Falls Bridge s rozpětím hlavního pole 251,5 m. Úlohu mu komplikovalo zatížení od železniční dopravy. K zajištění vyšší tuhosti nosné konstrukce navrhl 6 m vysoký dřevěný vazník a k visutému lanu přidal i šikmé závěsy, které byly kotveny do věží. Jeho největším úspěchem se stal návrh Brooklyn Bridge v New Yorku s tehdy rekordním rozpětím 486 m.

Jedním příkladem předchůdců lanových mostů se může pyšnit i Praha. Roku 1868 byl dokončen řetězový most císaře Františka Josefa přes Vltavu. Byl dlouhý 250 m a mostovka byla široká 10 m. Kamenné věže, které budily největší obdiv, doplňovala soustava závěsných řetězů. Řetězy však staticky nevyhovovaly pro vzrůstající zatížení

dopravou a byly nahrazeny roku 1898 soustavou ocelových lan. Po rekonstrukci vedla po mostě tramvajová trať. Most byl demontován roku 1941. [1]



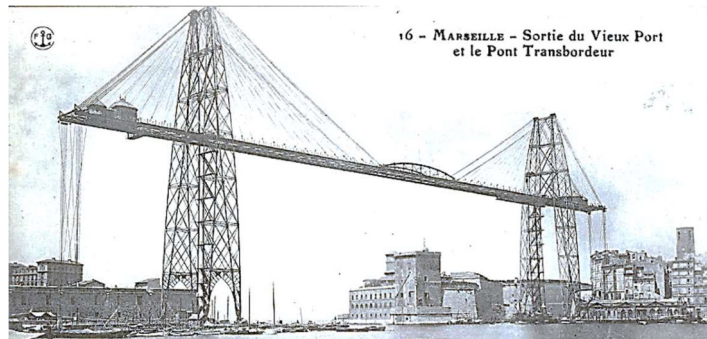
*Obrázek 7 Most císaře Františka Josefa, stav roku 1890-1895 [5]*

Modernější mosty byly navrhnuty na počátku 20. století. Jejich zdařilejší návrh i realizace stály na lepším pochopení silového toku celou konstrukcí. V důsledku toho byly vyvinuty lepší detaily kotvení a lepší využití materiálu. Dimenze mostů pomalu směřovaly k dnešní podobě. První most v modernějším pojetí navrhnul francouzský inženýr Albert Gislard. Železniční most Cassagne je veden přes hluboké údolí ve výšce 80 m. Hlavní pole má rozpětí 156 m. Ocelová nosná konstrukce je uložena na kamenných pilířích, které jsou nastaveny ocelovými pylony. Reverzní závěs je kotven mimo most do podloží. Systém mostu je tvořen šikmými a vodorovnými kabely, které tvoří geometricky stabilní nosník. Vzájemné kloubové vazby kabelů způsobují, že vodorovné složky od šikmých závěsů se nepřenášejí do mostovky, ale rovnou do druhého pylonu. Zjednodušeně se tedy jedná o tříkloubový systém zavěšení. Před otevřením mostu v roce 1909 probíhaly zkušební průjezdy železniční soupravou. Vlak při jedné ze zkoušek vykolejil a usmrtil 6 lidí. Mezi nimi byl i Gislard. [1] [2]



*Obrázek 8 Cassagne Bridge, 1909 [6]*

Významnou roli měly ve vývoji i mosty transportní neboli gondolové. Tyto mosty slouží k přepravě lidí a nákladu přes vodní hladinu. Byly navrhovány zejména do přístavů, kde měly velkou výhodu, pro nezávislost na přílivu a odlivu na rozdíl od ramp založených na pevnině. Mosty byly velmi subtilní a dosahovaly rozpětí bezmála 200 m. Těchto mostů bylo do roku 1920 postaveno celkem 18.



*Obrázek 9 Transporter bridge Marseille, 1905 [6]*



*Obrázek 10 Akvadukt Tempul, 1864 [7]*



*Obrázek 11 Strömsund Bridge, 1956 [8]*

Dalším důležitým pokrokem bylo první použití vysokopevnostních předpínacích tyčí. Ty navrhl španělský inženýr Euduro Torroja na akvaduktu Tempul. Předpínací tyče

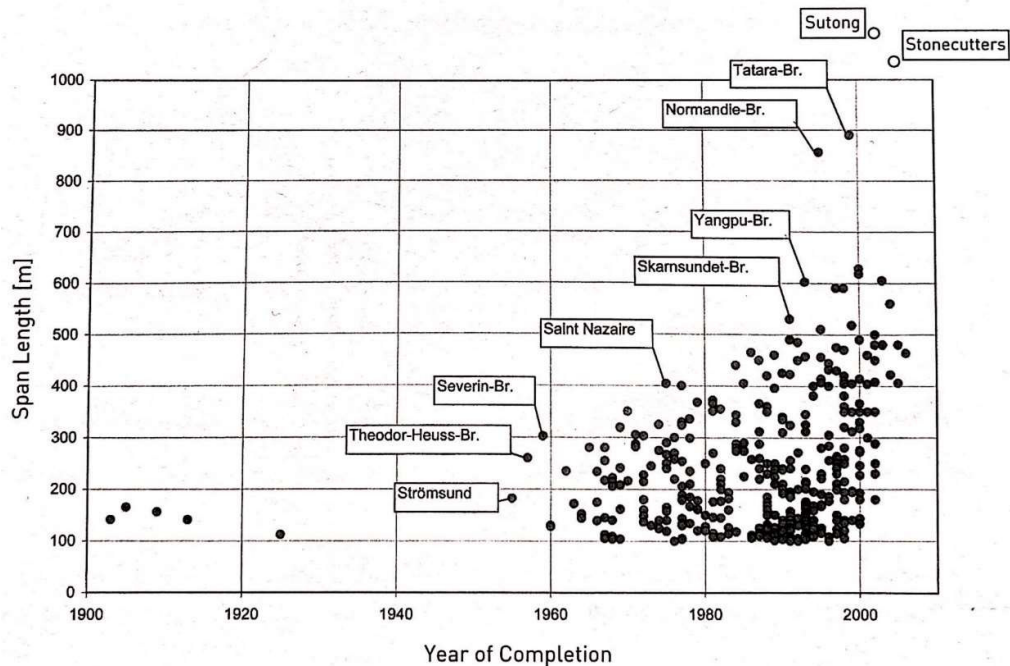
měly průměr 63 mm. Na pylonu bylo navrženo sedlo a konce tyčí byly zabetonovány v mostovce. Tyče byly nakonec obetonovány z důvodu protikorozní ochrany.

Mosty, které můžeme nazvat moderními, byly navrhovány od druhé poloviny 20 století. První komplexně navržený zavěšený most s využitím moderních materiálů, technologií a kvalitních detailů byl postaven ve švédském městě Strömsundu. Nejdelším zavěšeným mostem je v současnosti Ruský most přes průliv Východní Bospor v Japonském moři. Jeho hlavní pole má délku 1107 m a spojuje město Vladivostok a Ruský ostrov. [1] [8]



Obrázek 12 Ruský most, 2002

Zavěšené mosty jsou nedílnou součástí mostního stavitelství. Jsou navrhovány pro překonávání nejdelších přemostění v rovinatém terénu, přes hluboká údolí nebo tam, kde mají architektonický význam.



Obrázek 13 Časový vývoj délky hlavních rozpětí zavěšených mostů [1]

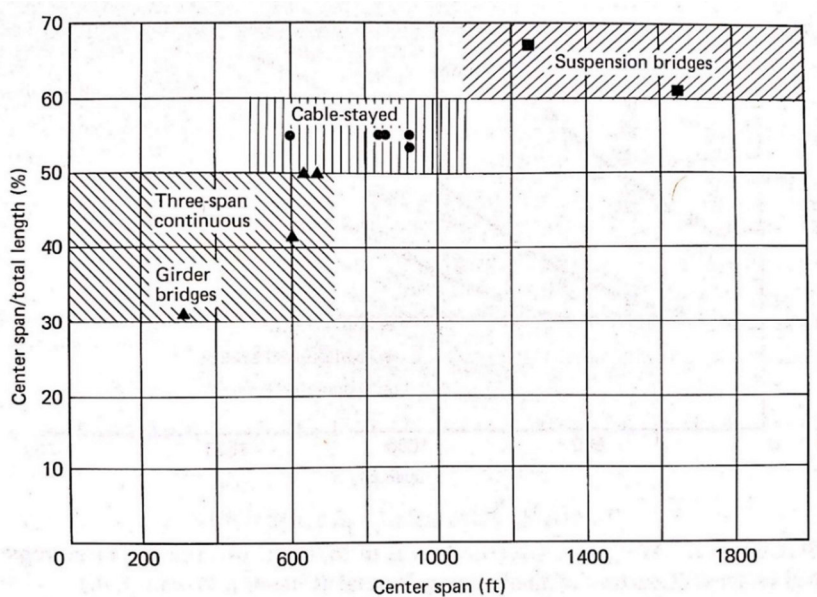


Pořadí	Název	Rozpětí [m]	Rok otevření	Místo
1	Ruský most	1104	212	Vladivostok - Rusko
2	Su-tchung	1088	2008	Nan-tchung - Čína
3	Stonecutters	1018	2009	Hongkong
4	E'dong	926	2011	Chuang-š' - Čína
5	Tatara	890	1999	Hirošima - Japonsko
6	Normanský most	856	1995	Le Havre - Francie
7	Jiujiang Fuyin Expressway Bridge	818	2013	Ťiou-ťiang - Čína
8	Jingyue	816	2010	Ťiou-čou - Čína
9	Incheon	800	2009	Inčchon - Jižní korea
10	Xiamen Zhangzhou	780	2013	Čang-čou - Čína
11	Zlatý most	737	2011	Vladivostok - Rusko
12	Shanghai Yangtze River Brifge	730	2009	Šanghaj - Čína
13	Minpu	708	2009	Šanghaj - Čína
14	Xiangshan Harbor Bridge	688	2012	Ning-po - Čína
15	Langqi Min River Bridge	680	2013	Fu-čou - Čína

Tabulka 1 Pořadí zavěšených mostů podle délky rozpětí hlavního pole [9]

## 2.2 Charakteristika zavěšených mostů

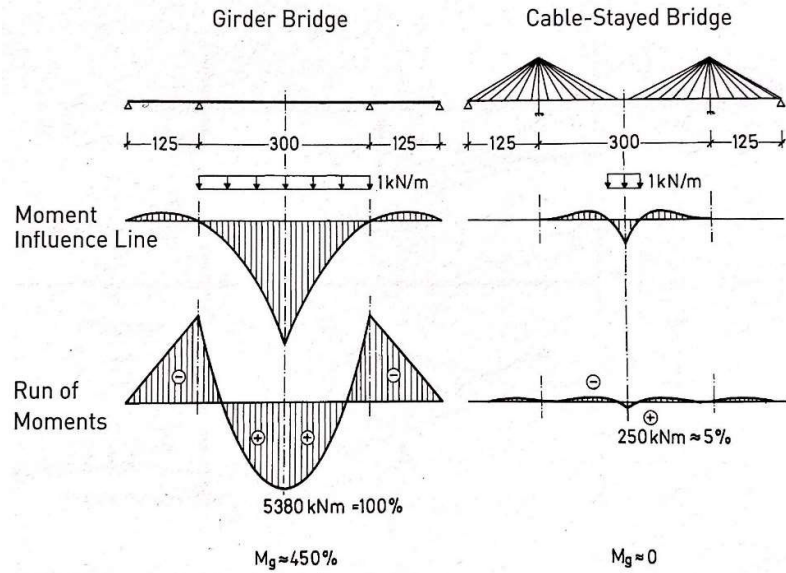
Rozpětí zavěšených mostů se pohybuje přibližně od 50 do 1100 m. Svým rozpětím navazují na mosty obloukové a překonávají je pouze mosty visuté. Délka rozpětí ale není jediné kritérium pro návrh zavěšené konstrukce. Důležitá je také estetika. Svým uspořádáním se zavěšené mosty nejvíce hodí pro rovinné území například k překonání vodních toků. Existují však příklady, kdy zavěšené mosty překonávají i hluboká údolí. U těchto návrhů vzrůstá ekonomická náročnost na spodní stavbu a na pylony.



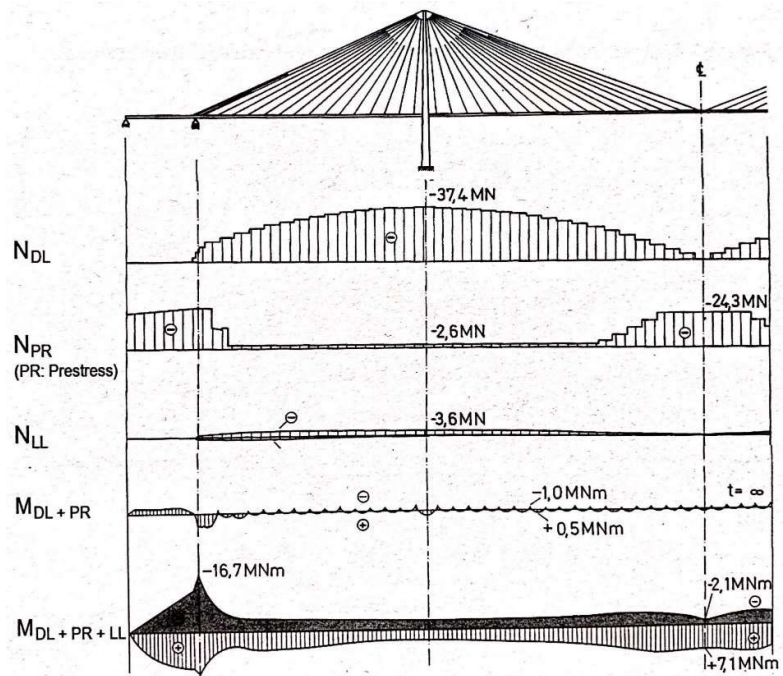
Obrázek 14 Rozdělení mostů podle jejich rozpětí, 1976 [2]

Zavěšené mosty se skládají ze tří hlavních částí: pylonů, šikmých závěsů a mostovky. Na mostovku působí svislé zatížení. Principem je toto zatížení přenést pomocí šikmých závěsů na pylon a následně do podloží. Jednou z výhod zavěšených mostů je malá stavební výška mostovky, která plyne ze snížení ohybového namáhání. Toho je docíleno správným návrhem tažených závěsů. Svislé složky závěsů v místě kotvení musí pro stálé zatížení působit jako tuhé podpory. Pro užitné zatížení pak působí jako podpory poddajné, resp. umožňují svislý posun v důsledku jejich tuhostí. Vodorovné složky závěsů vnášejí do mostovky tlakové namáhání. Tlaková normálová síla narůstá skokově vždy v místě kotvení od nejvzdálenějšího závěsu směrem k pylonu, kde dosahuje svého maxima. U třípolového systému se dvěma pylony může dojít k tahu ve středu hlavního pole. Tento problém řešíme dodatečným předpětím mostovky. Pylon je namáhán

kombinací ohybu a tlaku. Tlaková síla v pylonu skokově narůstá přičtením svislé složky v místě kotvení každého závěsu a je přenášena pylonem do podloží. Momentové namáhání pylonu je způsobené nevyrovnanými vodorovnými složkami v místě kotvení závěsů a zatížením od větru v podélném i příčném směru. [1] [2] [8]

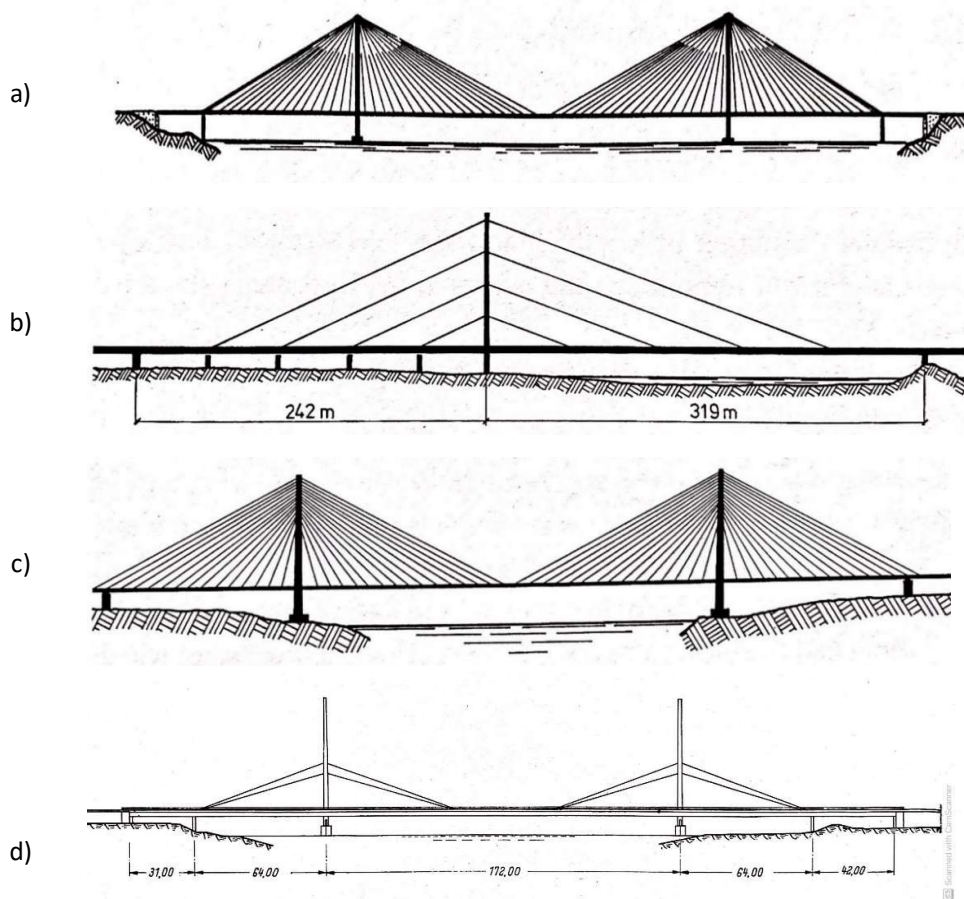


Obrázek 15 Srovnání ohybového namáhání trémového a zavěšeného mostu [1]



Obrázek 16 Průběh vnitřních síl: a) Normálová síla od stálého zatížení, b) Normálová síla od předpětí, c) Normálová síla od proměnného zatížení, d) Moment od stálého zatížení a předpětí, e) Výsledná obálka ohybového momentu včetně proměnného zatížení [1]

Z hlediska podélného uspořádání jsou zavěšené mosty nejčastěji navrhovány jako dvoupolové s jedním pylonem, nebo třípolové s dvěma pylony. Rozpětí krajního pole ku hlavnímu se pohybuje okolo  $0,3-0,45 L$ . Základní uspořádání kabelů zavěšených mostů jsou: vějířovité (radiální), harfové, poloharfové a hvězdicové. Nejvíce ekonomická je varianta uspořádání do vějíře. Protože se stýkají závěsy v jednom bodě, přenášejí zatížení ze zatíženého závěsu všechny závěsy. Z toho důvodu je momentové namáhání pylonu menší než u harfového systému, kde se zatížení do dalších závěsů přenáší ohybem pylonu. Vějířovité uspořádání má nevýhodu v případě nutnosti výměny poškozeného kabelu. Dále je komplikované navrhnout detail kotvení závěsů v jednom bodě, proto navrhujeme uspořádání poloharfové. U poloharfového uspořádání se snažíme co nejvíce zmenšit vzdálenosti mezi kotvením závěsů do pylonu a zároveň ho umístit co nejvíce k vrcholu. Hvězdicové uspořádání je neekonomickou variantou, má pouze estetický význam a dnes se již nenavrhuje. [1] [10]



Obrázek 17 Kabelové uspořádání v podélném směru: a) radiální, b) harfové, c) poloharfové, d) hvězdicové [1]

Vzdálenost mezi kotvením závěsů do mostovky je nejčastěji v rozmezí 4-16 m. Historicky se kotvily závěsy ve vzdálenostech i přes 20 m. Z důvodu větší tuhosti celého systému a vývoje technologií výstavby se však vzdálenost mezi závěsy postupně zkracovala. Uspořádání závěsů také ovlivňuje rozpětí krajních polí. Pokud je krajní pole výrazně kratší než hlavní, může být zavěšeno na menším počtu závěsů i v jiném uspořádání. U takových konstrukcí může být zpětný (reverzní) závěs dokonce kotven mimo mostovku do opěry nebo kotevního bloku tak, aby vyrovnal silové působení hlavního pole. Zvláštním případem jsou mosty, které nemají zpětné závěsy krajního pole. Jedná se většinou o mosty dvoupolové s jedním šikmým pylonem. Pylon vyrovnává namáhání od závěsů hlavního pole pomocí svého sklonu a své velké ohybové tuhosti.



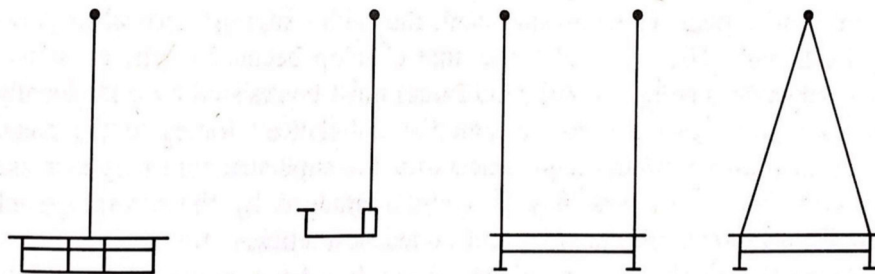
*Obrázek 18 Mariánský most v Ústí nad Labem [11]*

Příčné uspořádání je definováno počtem rovin zavěšení. Závěsy mohou být v jedné, ve dvou nebo ve třech rovinách. Roviny mohou být svislé nebo šikmé. Nejvíce estetický je systém s jednou rovinou závěsů, protože nedochází k optickému průniku s dalšími závěsy. Jedna rovina závěsů je ekonomicky výhodná u lávek pro pěší, kde zatížení od chodců není veliké a na rozdíl od dopravy nevyvozuje veliké torzní namáhání. U přímých lávek jsou závěsy vedeny osou mostu. Mostovka je tvořena hlavním nosníkem, do kterého jsou závěsy kotveny. Z hlavního nosníku jsou pak vykonzolované chodníky. U mírně směrově zakřivených lávek lze vést závěsy stejným způsobem. Vhodné je navrhnout vylehčení vnitřní konzoly a tím snížit účinek kroucení od vlastní tíhy. U extrémně směrově zakřivených lávek je běžné, že pylon leží půdorysně mimo mostovku a závěsy jsou kotveny zpravidla k vnitřnímu kraji nosné konstrukce. U

silničních mostů navrhujeme jednu rovinu závěsů v kombinaci s komorovým nosníkem, který je torzně tužší. Komorový nosník zvyšuje ekonomické náklady mostu, a proto je vhodné porovnat s variantou se dvěma rovinami závěsů.

Dvě roviny závěsů jsou výhodné z hlediska kroucení. Jsou vedeny svisle nebo šikmo podle tvaru pylonu. Závěsy mohou být kotveny k okraji povrchu mostovky nebo z boku mostovky. Kotvení z boku je výhodné, protože snižuje náklady na šířku mostovky. Roviny závěsů lze vést také tak, aby přerozdělovaly dopravní pruhy. Automobilová doprava je zpravidla situována mezi závěsy a chodníky pro pěší vně. Tato dispozice je vhodná k převedení železniční dopravy, kdy koleje jsou vedeny mezi závěsy a pruhy pro automobilovou dopravu vně.

Pro extrémní zatížení je možné navrhnout i tři roviny závěsů. Takový případ vzniká například při požadavku na více dopravních pruhů vyhrazených pro městskou dopravu nebo mosty převádějící kolejovou dopravu. Tato varianta významně zvyšuje náklady celého mostu. [1] [8]



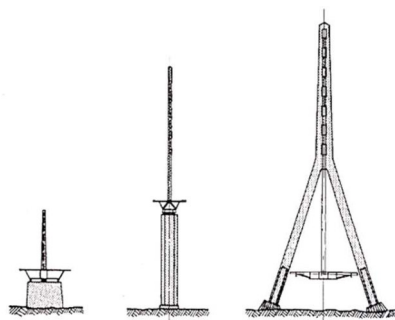
Obrázek 19 Příčné uspořádání kabelů [2]

### 2.2.1 Pylon

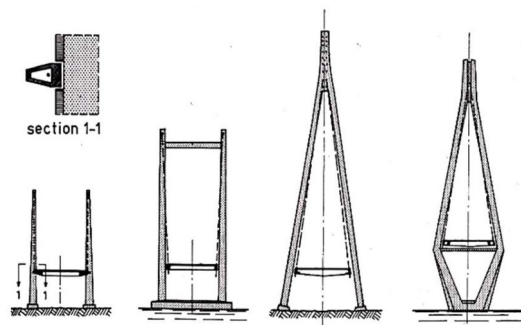
Pylon je dominantou zavěšeného mostu. Jeho tvar ovlivňují konstrukční požadavky, počet rovin závěsů, okolní terén, ekonomika a estetika. Výška pylonu je významná pro ekonomiku celého mostu. V případě vysokého pylonu jsou závěsy pod menším sklonem a tahové síly v nich jsou menší. To vede k nižší spotřebě materiálu závěsů a k vyšší spotřebě materiálu na pylon. U příliš nízkého pylonu se zase zvyšují náklady na závěsy a jejich kotvení, které musí být dostatečně únosné. Z těchto důvodů je potřeba navrhnout optimální výšku pylonu  $H$ , kterou lze určit empirickým vztahem  $L/H = 4 \div 5$ , kde  $L$  je rozpětí hlavního pole. Tento vztah platí pro symetrickou konstrukci.

U nesymetrických mostů se výška pylonu pohybuje v benevolentnějším poměru  $L/H = 3\div 5$ . Pylon může být betonový, ocelový nebo ocelobetonový. Betonový pylon je ekonomičtější, protože má výhodu velké únosnosti v tlaku a také je stabilnější ve fázích výstavby. Svou vlastní vahou ale mnohdy zvyšuje nároky na dimenze základových konstrukcí. Hmotnost betonového pylonu lze z části eliminovat návrhem komory. Komora je potom často využívána pro instalaci revizního schodiště, které slouží k obsluze kotev závěsů. V případě betonových pylonů, u kterých nelze uplatnit prefabrikace, se také prodlužuje doba výstavby mokřím procesem. Ocelový pylon má výhodu ve své nízké hmotnosti, díky které snižuje náklady na základové konstrukce. Jeho výstavba je většinou realizována svařením několika prefabrikátů na stavbě, tím je výrazně zkrácena doba výstavby. Každý materiál má své výhody, a proto se často u velkých mostů využívá jejich kombinace. Ocelový uzavřený profil potom tvoří obálku, která je vyplněna betonem. Ocelobetonové pylony se dají realizovat také jako komorové. K ocelovému průřezu jsou zevnitř navařené spřahovací trny. S pomocí takzvaného jednostranného šplhacího bednění se potom realizuje betonová část průřezu.

Nejjednodušší tvar pylonu je samostatný stožár pro jednu závěsnou rovinu a dva samostatné stožáry pro dvě závěsné roviny. Tyto pylony jsou vyhovující pro menší rozpětí. Pro větší mosty jsou vhodné pylony ve tvaru  $H$  a  $A$ . Tyto základní tvary zajišťují dostatečnou tuhost a stabilitu. Jsou často modifikovány z důvodu podmínek založení, požadavku na volný prostor pod mostovkou, ekonomiky a estetiky. [1] [2] [12]



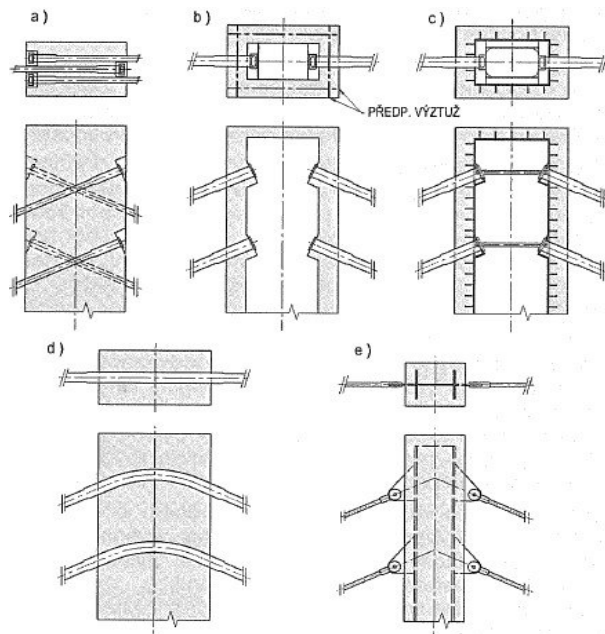
Obrázek 20 Tvary pylonů pro jednu závěsnou rovinu (1)



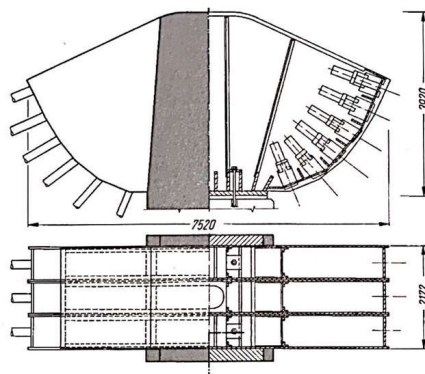
Obrázek 21 Tvary pylonů pro dvě závěsné roviny (1)

Kotvení závěsů k pylonům může být provedeno dvěma základními způsoby. Prvním způsobem je sedlo, které se využívá při použití kontinuálních kabelů. Sedlo je výhodné, protože není prostorově náročné narozdíl od kabelových kotev. Také se

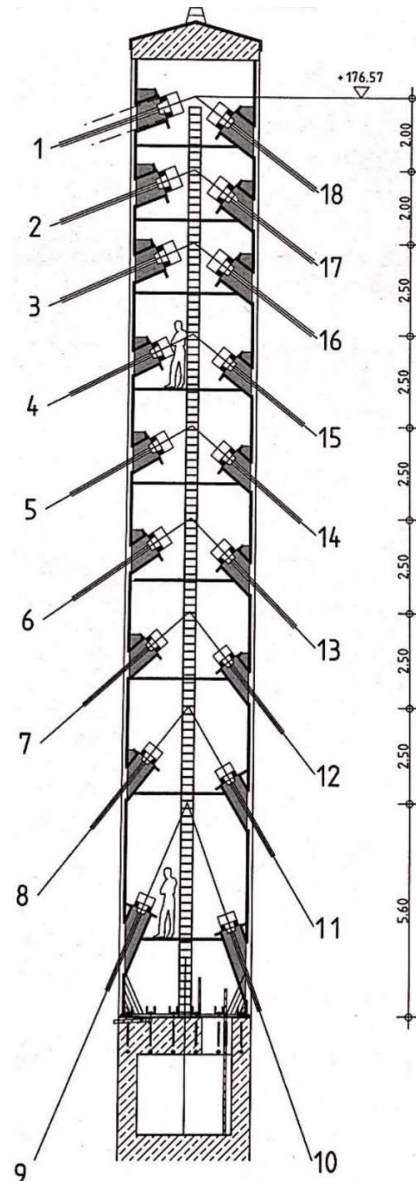
zmenšuje ohybové namáhání pylonu, protože v sedle působí radiální tlaková síla do pylonu s minimální excentricitou. Druhým způsobem je kotvení závěsů do pylonu s využitím kabelových kotev nebo kloubového zavěšení pomocí tzv. vidlice a čepu. Kabelové kotvy jsou prostorově náročné a v případě, že pylon není komorový, je třeba řešit jejich půdorysnou kolizi. Kloubové kotvení pomocí vidlice a čepu je velice elegantní, protože samotný kotevní detail není velký. Pokud detail nelze schovat do pylonu, vznikají excentricity, které zvětšují ohybové namáhání pylonu.



Obrázek 22 Kotvení závěsů do pylonu a) betonový pylon, b) betonový komorový pylon, c) ocelobetonový pylon, d) betonový pylon se sedlem, e) betonový pylon s tuhou výztuží a kotevními plechy [13]



Obrázek 24 Ocelová hlavice betonového pylonu pro radiální uspořádání závěsů [1]



Obrázek 23 Kotvy závěsů v komorovém pylonu s revizním schodištěm [1]

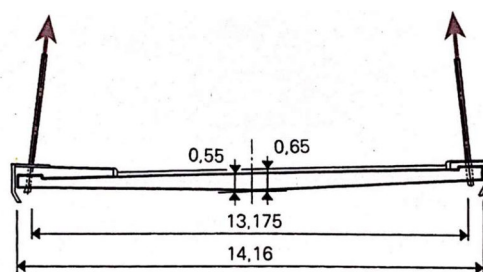


## 2.2.2 Mostovka

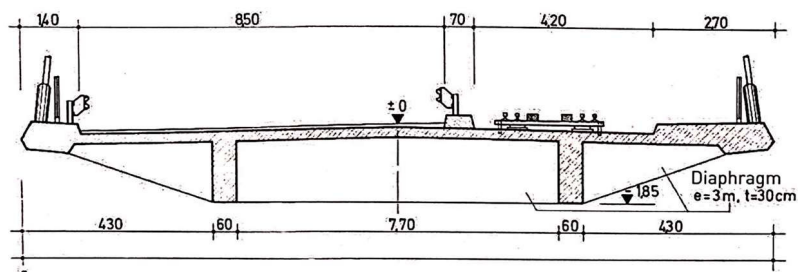
Mostovka je konstrukční prvek, který přenáší hlavní část vnějšího zatížení do závěsů. Tloušťka hlavního nosníku je dána empiricky  $1/90-1/200 L$ , kde  $L$  je rozpětí hlavního pole. Takový návrh je ekonomický pro rozpětí od 150 do 500 m.

V případě jedné roviny závěsů je mostovka nepříznivě namáhána kroucením, proto závisí veškerá torzní tuhost na zvoleném průřezu. U lávek pro pěší je dostačující hlavní nosník s vykonzolovanou deskou. U silničních mostů, které vzdorují větším zatížením, je vhodné navrhovat komorové nosníky. Komorové nosníky mají větší tuhost v kroucení a lépe přenášejí zatížení do závěsů. U dvou rovin závěsů není torzní tuhost pro mostovku zásadní. Mostovka může být tvořena dvojicí hlavních nosníků, mezi které jsou pnuté příčníky a deska. Taková mostovka je vhodná pro šířku přibližně do 15 m. Komorový nosník zavěšený dvěma rovinami závěsů je vhodný pro mosty s šířkou nad 15 m nebo pro mosty, které jsou zatížené kolejovou dopravou.

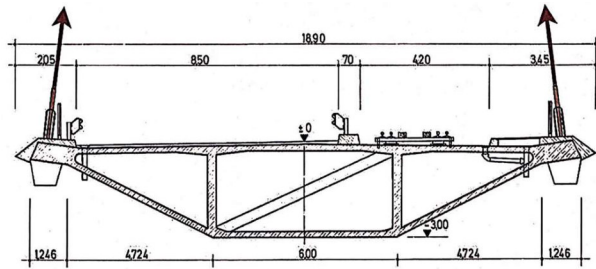
Pro kratší rozpětí jsou ekonomické betonové mostovky. Pro delší rozpětí jsou ekonomičtější ocelové mostovky, které mají nižší hmotnost. Ocelové mostovky je nutné dodatečně vyztužovat proti vzpěru od vodorovných složek závěsů. Naopak betonové mostovky je potřeba dodatečně předepnout, aby bylo v každém průřezu zajištěno tlakové namáhání a nedocházelo k tvorbě trhlin. [1] [8]



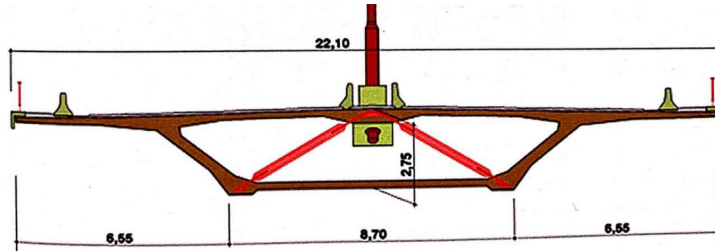
Obrázek 25 Betonová desková mostovka s dvěma rovinami závěsů [1]



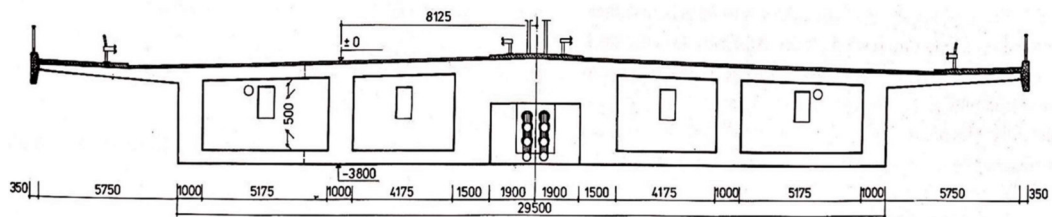
Obrázek 26 Betonová mostovka s dvěma rovinami závěsů, Posadas-Encarnación Bridge [1]



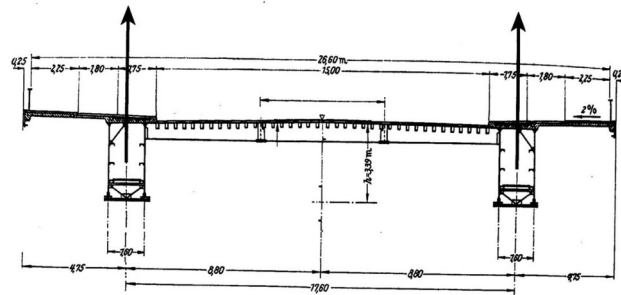
Obrázek 27 Betonová komorová mostovka s dvěma rovinami závěsů, Posadas-Encarnación Bridge [1]



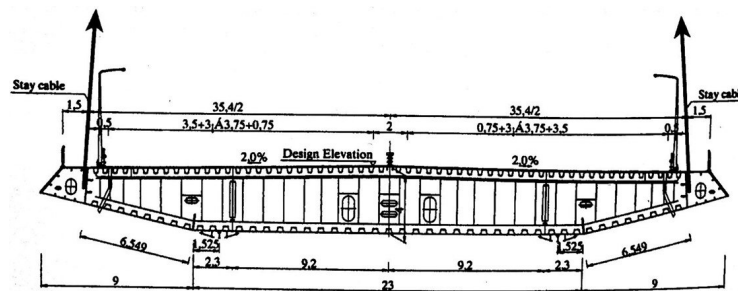
Obrázek 28 Betonová komorová mostovka s jednou rovinou závěsů, Ben-Ahin Bridge (1)



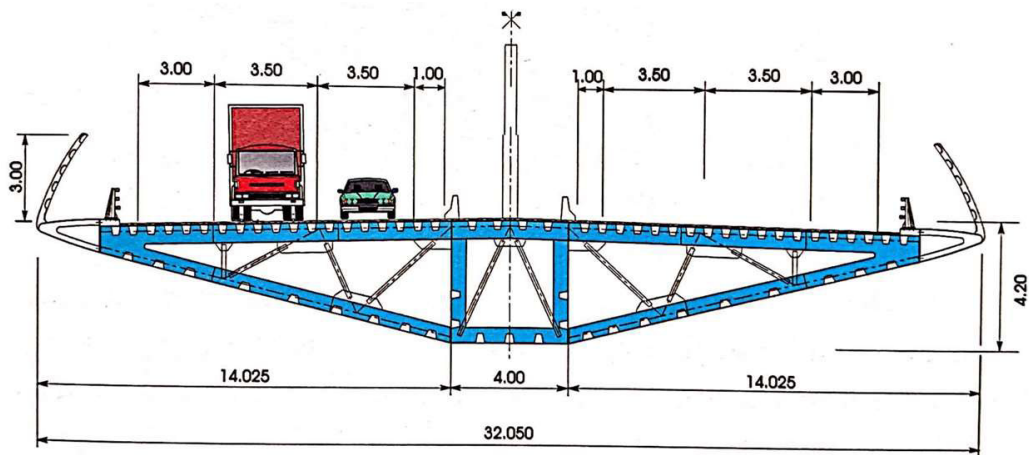
Obrázek 29 Betonová komorová mostovka s dvěma středními rovinami závěsů, Rhine River Bridge [1]



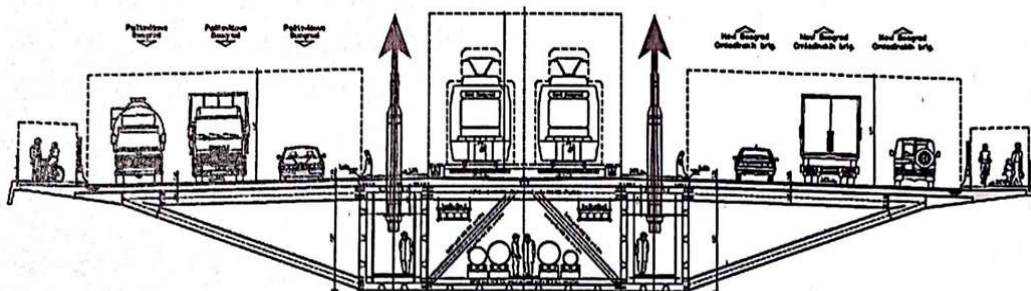
Obrázek 30 Ocelová mostovka ze dvou hlavních nosníků a s dvěma rovinami závěsů [1]



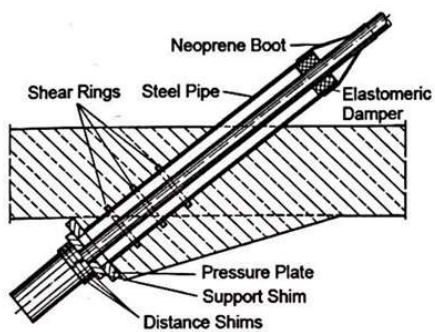
Obrázek 31 Ocelová ortotropní mostovka s dvěma rovinami závěsů [1]



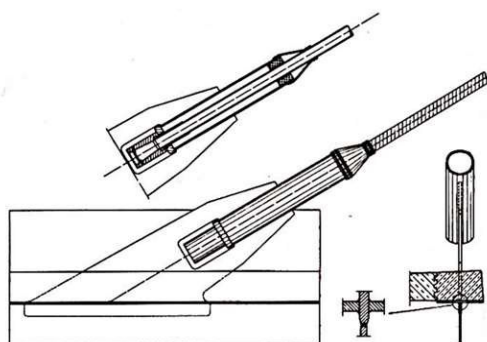
Obrázek 32 Ocelová komorová ortotropní mostovka s jednou rovinou závěsů, Millau Bridge [1]



Obrázek 33 Ocelová komorová mostovka s dvěma rovinami závěsů převádějící automobilovou i kolejovou dopravu [1]



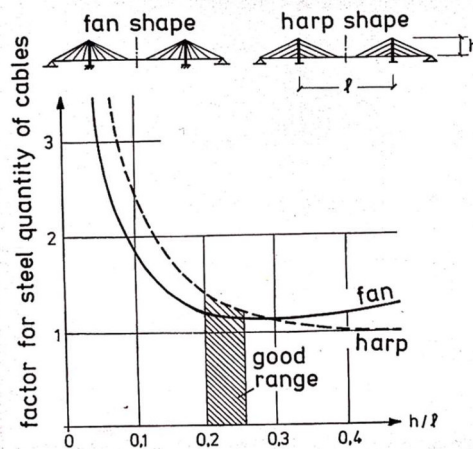
Obrázek 34 Typické kotvení závěsu do betonové mostovky [1]



Obrázek 35 Typické kotvení závěsu do ocelové mostovky [1]

### 2.2.3 Závěsy

Závěsy jsou konstrukční prvky, které charakterizují zavěšené mosty. Jejich vlastnosti ovlivňují chování celého mostu v definitivním stavu i ve fázích výstavby. Ekonomika závěsů je dána jejich sklonem a je spjata s výškou pylonu, jak již bylo zmíněno v kapitole 2.2. Ideální sklon krajních závěsů se v případě symetrického zavěšení pohybuje od 18° do 30°. Existují čtyři hlavní druhy závěsů: samosvorné kabely LCR (Locked Coil Ropes), paralelní drátové kabely, paralelní lanové kabely a ocelová táhla. Všechny tyto druhy závěsů jsou neustále vyvíjeny. Nejnovější závěsy jsou tvořeny ze skelných a uhlíkových vláken. Tyto materiály sice vzdorují výborně korozi, ale jsou drahé a jejich kotvení je problematické. Závěsy jsou namáhány nejen osovou tahovou silou, ale i dynamickým namáháním od větru, a proto je nutné je kontrolovat. Kontroly jsou prováděny vizuálně, magnetickou indukcí a uvnitř chrániček endoskopií. [8]



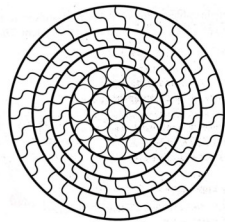
Obrázek 36 Vztah mezi výškou pylonu a množstvím oceli závěsů [1]

Characteristics	Modern locked coil rope	Parallel wire cable	Parallel strand cable
$E \cdot 10^{-6}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.170	0.205	0.195
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1470	1670	1870
$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	150	200	200

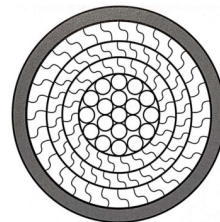
Obrázek 37 Porovnání charakteristik závěsů [1]

### 2.2.3.1 Samosvorná lana LCR

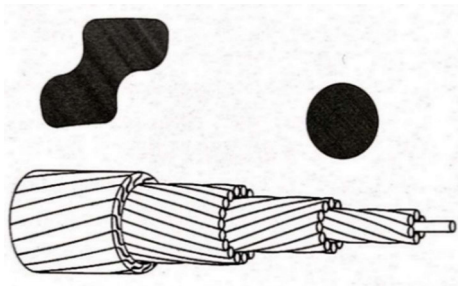
Samosvorná lana byla nejdříve vyvíjena pro hornictví, kde slouží pro zvedání těžkých břemen na navíjecích strojích. V současné době jsou využívána jako visutá lana nejen pro mosty, ale i pro lanovky. Princip je takový, že při tahovém namáhání lana dochází k boční kontrakci a vnější lana tvaru Z mají tendenci se zamykat. Samosvorná lana se skládají z vnitřních kulatých drátů s průměrem 5 mm a vnějších drátů ve tvaru Z o průměru 6 až 7 mm. Lano má zpravidla více vnějších vrstev drátů. Vrstvy svým samosvorným účinkem působí proti sobě tak, aby se lano nekroutilo. Mnoho výrobců tvary vnějších drátů modifikuje a vzájemně je kombinuje. Charakteristická pevnost v tahu samosvorných lan je 1470 MPa a modul pružnosti je 170 GPa. Protikorozní ochrana (PKO) se skládá hned z několika stupňů. Všechny jednotlivé dráty lana jsou pozinkovány. Pozinkování má výhodu ve snížení únavového namáhání lana, protože plní funkci maziva. Dalším stupněm PKO je mazivo mezi vnitřními dráty, které je na bázi polyurethanu. Lana se mohou dále ještě povrchově ošetřit protikorozním nátěrem. Kromě těchto PKO působí ještě samosvorná vlastnost lana. Mezi hlavní výhody patří dobrá PKO a jednoduchá údržba. Nevýhodou je snížená tuhost, snížená pevnost v tahu a snížená únavová pevnost. Obecně jsou samosvorná lana vhodnější pro menší až střední mosty. [1] [4]



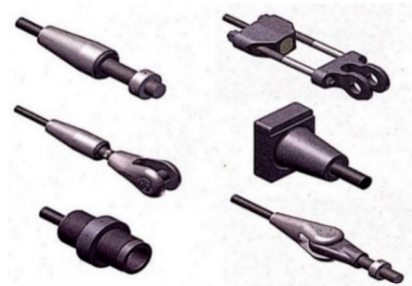
Obrázek 38 Řez lanem LCR bez HDPE chráničky [8]



Obrázek 39 Řez lanem LCR s HDPE chráničkou [8]



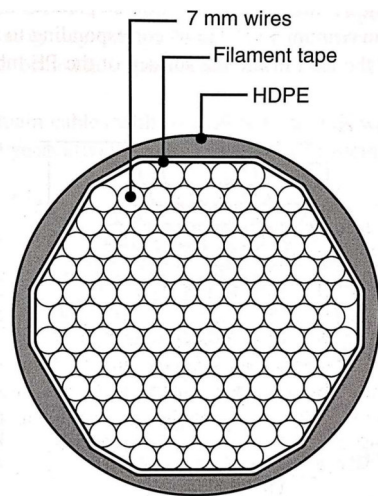
Obrázek 40 Schéma vinutí lana LCR [1]



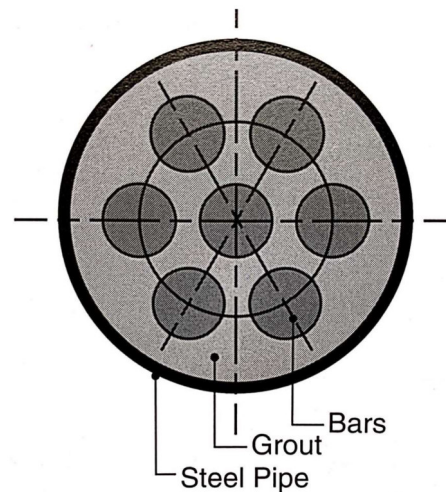
Obrázek 41 Kotevní prvky pro lana LCR [1]

### 2.2.3.2 Paralelní drátové kabely

Paralelní drátové kabely byly vyvíjeny v 60. letech za účelem zvýšení tuhosti a únavové pevnosti oproti spirálovým lanům. Paralelní drátový kabel je tvořen svazkem přímých drátů o průměru 7 mm, které jsou jednotlivě drženy v kotvě. Dráty jsou vedeny PE trubicí, která spolu s injektáží tvoří PKO. Pro injektáž je používána cementová zálivka nebo tuk. Jako další PKO slouží pozinkování nebo epoxidový nátěr jednotlivých drátů. Při injektáži je nutné dát pozor, aby vlivem hydrostatického tlaku nedošlo k prasknutí PE trubky nebo jejímu vytrhnutí u kotvy. Na PE chráničku má velký vliv UV záření, které ji zahřívá. Při použití tmavé barvy dochází k většímu ohřevu a vzniku napětí v průřezu PE trubky. Proto je doporučeno navrhovat závěsy bílé barvy. Tento problém byl řešen pomocí bílé samolepící pásky z polyvinylfluoridu (PVF). V současnosti jsou již PE trubky vyráběny v barevných odstínech. Charakteristická pevnost v tahu paralelních drátových kabelů je 1670 MPa a modul pružnosti 205 GPa. [8]



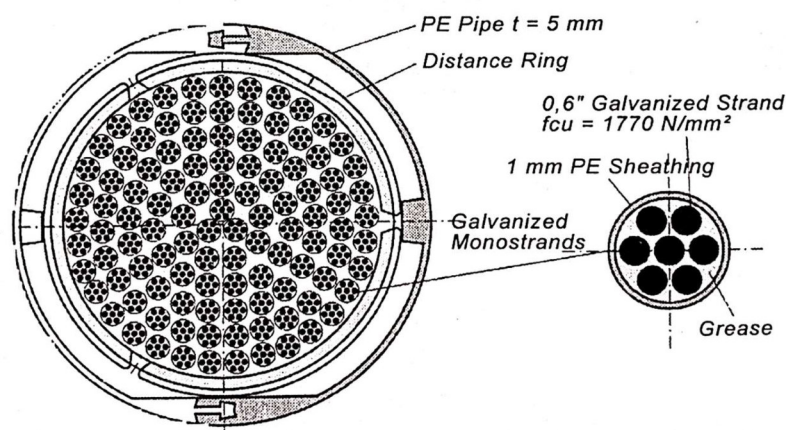
Obrázek 42 Paralelní drátový kabel PWS s ochranou páskou a chráničkou HDPE [8]



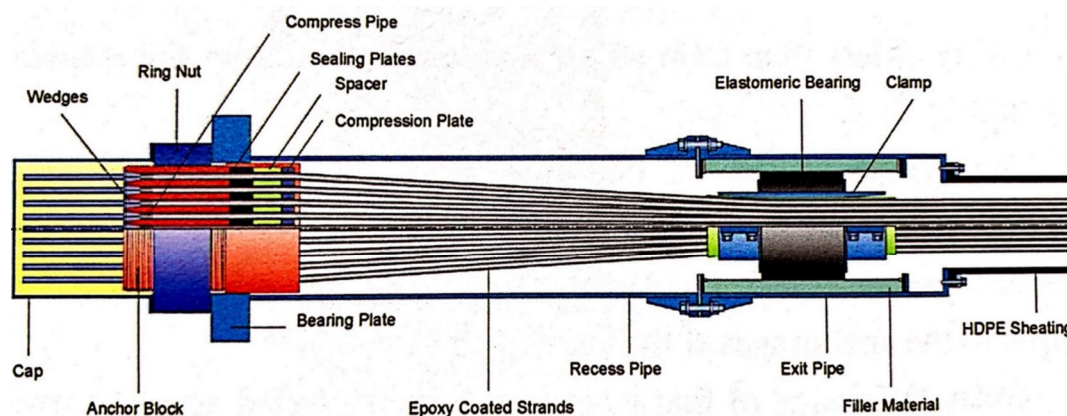
Obrázek 43 Paralelní drátový kabel s cementovou zálivkou a ocelovou chráničkou [8]

### 2.2.3.3 Paralelní lanové kabely

Paralelní lanové kabely jsou tvořeny na rozdíl od drátů jednotlivými monostrandy, které jsou ve větším počtu vedeny v PE nebo ocelové chrániče. Mají velkou výhodu, že na rozdíl od paralelních drátových kabelů nepotřebují dodatečnou injektáž. Protikorozní ochrana jednotlivých monostrandů se skládá ze tří stupňů stejně jako u drátových kabelů. Jednotlivé dráty jsou pozinkovány nebo natřeny epoxidovým nátěrem. Dále jsou mezery v PE chrániče vyplněny voskem. Poslední stupeň PKO je samotná PE chránička. Charakteristická pevnost v tahu paralelních lanových kabelů je 1870 MPa a modul pružnosti je 200 GPa. V současnosti jde o nejvíce ekonomický systém závěsů, který je neustále vyvíjen všemi výrobci kabelů. [1] [8]



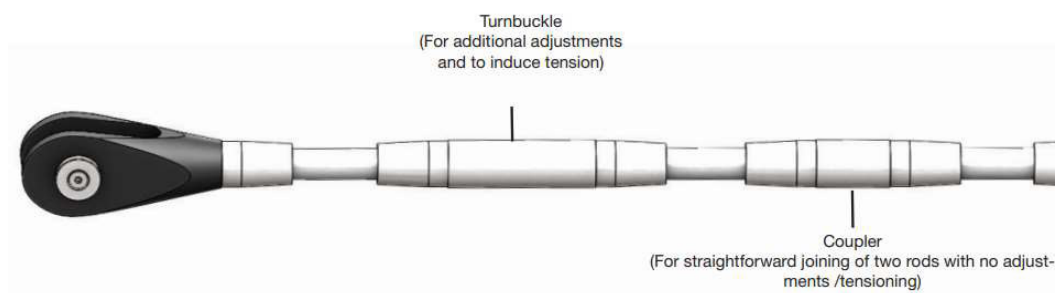
Obrázek 44 Paralelní lanový kabel [1]



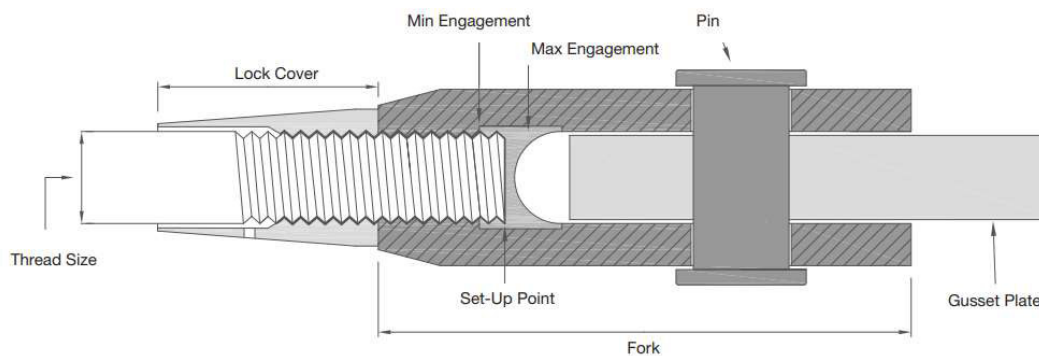
Obrázek 45 Kotevní systém paralelního lanového kabelu [1]

#### 2.2.3.4 Tyčové závěsy

Jedním z významných výrobců tyčových závěsů je firma Macalloy. Vyrábí tyče ve dvou variantách třídy oceli S460 a S520. Jednotlivé tyče jsou vyráběny v délkách maximálně 6 m a na stavbě jsou pak nastavovány pomocí spojek. Na vyžádání je možné vyrobit i delší tyče. Vzhledem ke své nižší pevnosti v tahu oproti kabelovým závěsům jsou využívány pro zavěšené mosty a lávky menších rozpětí. Jsou vhodné pro obloukové mosty se spodní mostovkou, kde můžou tvořit svislé závěsy nebo hustou síť závěsů, která zvyšuje tuhost celého mostu.



Obrázek 46 Tyčový závěs Macalloy s kotevní vidlicí, rektifikačním prvkem a spojkou [15]



Obrázek 47 Detail kotvení (kotevní vidlice, čep, kotevní plech) [15]



## 2.3 Technologie výstavby zavěšených mostů

Výstavbu mostů ovlivňuje více faktorů, mezi které patří zejména:

- ochrana životního prostředí a vodních toků,
- zajištění silniční a železniční dopravy,
- omezení vlivem okolní zástavby a infrastruktury,
- podmínky na staveništi,
- přemostovaná překážka.

Mnohdy tyto faktory určují nejen způsob výstavby, ale i technické řešení a definitivní podobu mostu. V současnosti je trendem prefabrikace. Přemístěním stavebních prací do mostáren, betonárek atd. se zvyšuje přesnost a kvalita provedených prací na jednotlivých komponentách mostu. Prefabrikací se také výrazně zvyšuje rychlost výstavby, protože jednotlivé práce na sobě nejsou závislé. Například u zavěšených mostů se mohou vyrábět s předstihem ocelové pylony a zvláště segmenty nosné konstrukce. Se snižující se dobou výstavby se také redukuje omezení v dopravě a dopady na životní prostředí. Cílem je navrhnout technologii výstavby tak, aby byla bezpečná, ekonomická a rychlá. U zavěšených mostů a lávek se můžeme setkat z hlediska výstavby nosné konstrukce nejčastěji se třemi technologiemi:

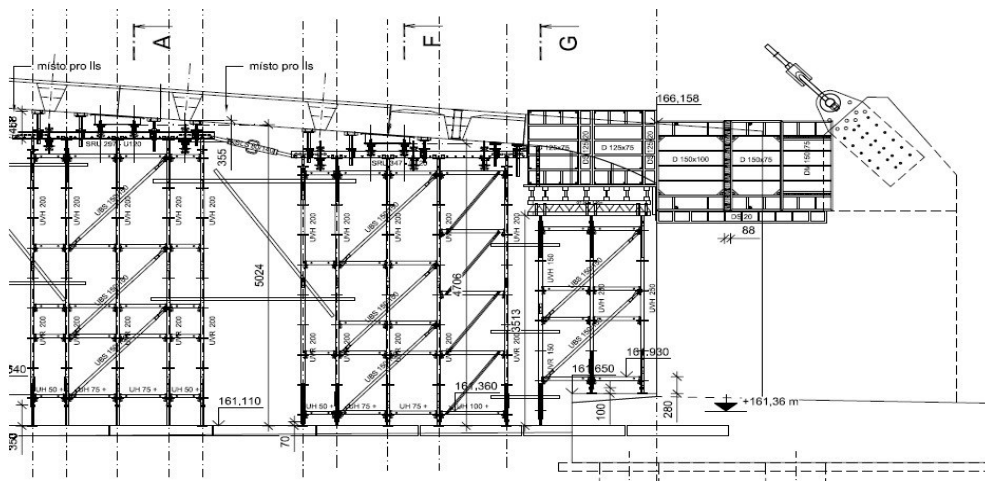
- výstavba na pevné skruži,
- podélný výsuv,
- letmá montáž (betonáž). [16]

### 2.3.1 Výstavba na skruži

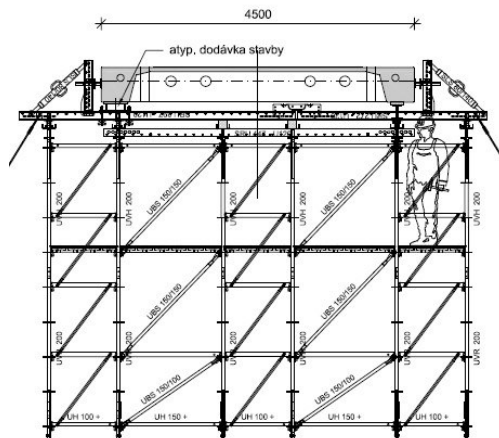
Výstavba na pevné skruži je základní technologií výstavby mostů a je využívána u většiny typů mostních konstrukcí. V případě zavěšených mostů se vyplatí u kratších rozpětí, kde se zpravidla betonuje nosná konstrukce najednou. Pevná skruž se také uplatňuje v kombinaci s ostatními technologiemi. U delších zavěšených mostů je vhodná pro betonáž (montáž) krajních polí. Pevné skruže dělíme na lehké a těžké. Lehká skruž je tvořena prostorovým podpěrným lešením, které lze montovat ručně. Na podpěrné lešení se ukládají zpravidla dřevěné příhradové nosníky, které jsou pobity překližkou.

Hlavní přednosti lehké skruže jsou její variabilita a úspora peněz za jeřáb. Nevýhodou je požadavek na podložení jednotlivých patek velkým počtem silničních panelů. Těžká skruž je tvořena ocelovými podpěrnými věžemi, které se zvedají jeřábem. Jednotlivé věže se staví vedle sebe a propojují se. Spojené věže tvoří tzv. bárku, na které jsou uloženy ocelové válcované nosníky. Na ocelových nosnících je opět uložen dřevěný nosníkový rošt s překližkou. Pro větší rozpětí lze navrhnout místo válcovaných profilů ocelové příhrady. Výhodou těžké skruže je vyšší únosnost a schopnost překlenout větší rozpětí. Její nevýhodou je montáž za pomoci jeřábu a mnohdy také vybetonování provizorních základů pro přenos sil od jednotlivých bárek do podloží.

V případě zavěšených mostů se na skruži realizuje část nebo celá nosná konstrukce. V další fázi se kotví a rektifikují závěsy. Po aktivaci závěsů se skruž demontuje.



Obrázek 48 Podélný řez podskružením krajního pole lávky v Lužci nad Vltavou, zmonolitnění krajního segmentu s opěrou, skruž PERI UP Rosett [17]

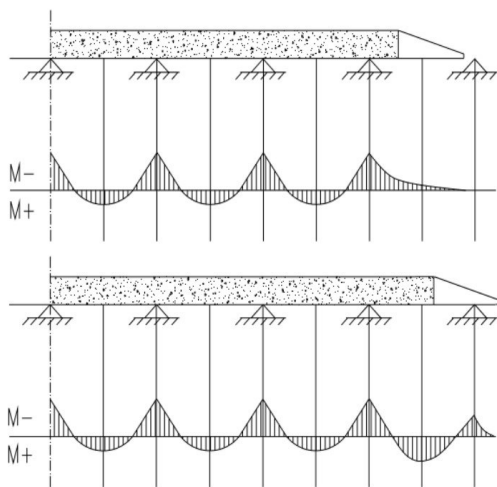


Obrázek 49 Příčný řez podskružením krajního pole lávky v Lužci nad Vltavou, skruž PERI UP Rosett [17]

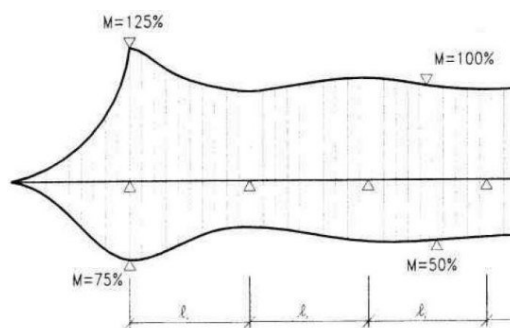
### 2.3.2 Podélný výsuv

Tato technologie je velmi ekonomická pro dlouhé mosty. Předností této technologie je nezávislost na profilu terénu pod mostem. Veškerá montáž (betonáž) nosné konstrukce je situována za krajní opěrou. Vždy po dokončení jedné části mostovky se nosná konstrukce částečně vysune. Po zajištění stability vysunuté konstrukce se opět realizuje za opěrou další segment mostovky.

Při výsuvu je vykonzolovaná část mostovky namáhána velkým ohybem a deformuje se. U betonových mostovek redukuje ohybové namáhání výsuvným nosem, který je dočasně připevněn k čelu nosné konstrukce pomocí předpínacích tyčí. Výsuvný nos je ocelový, lehký a mostovku výrazně ohybově nenamáhá. Jeho délka může být až 80 % délky běžného pole mostu. Princip je takový, že po dosednutí nosu na pilíř je mostovka během výsuvu namáhána příznivým kladným ohybovým momentem. Tento způsob výstavby výrazně snižuje množství navržené ohybové a předpínací výztuže v mostovce.



Obrázek 50 Ohybové momenty před a po dosednutí výsuvného nosu na pylon [18]

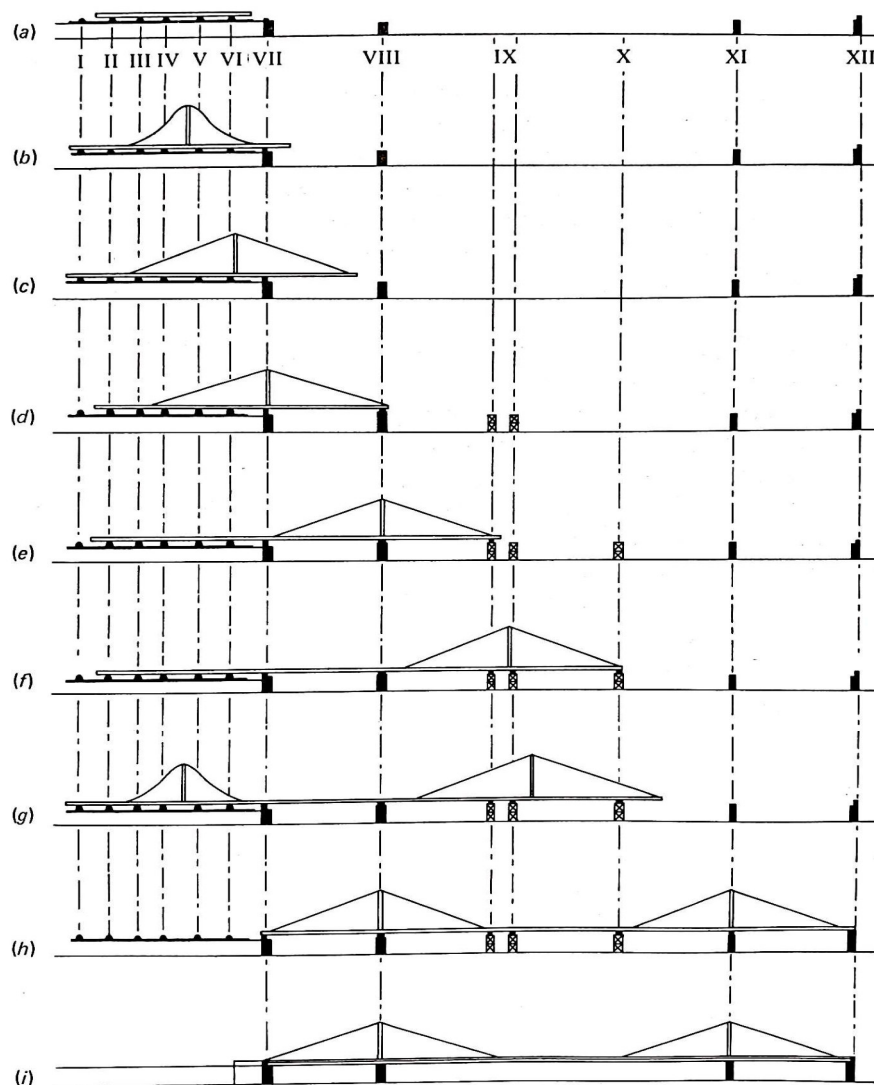


Obrázek 51 Typická obálka ohybových momentů při výsuvu nosné konstrukce [18]

U dlouhých zavěšených mostů se navrhuje ocelová mostovka. Ocelová mostovka má nižší tuhost v ohybu než mostovka betonová. Proto je nutné předcházet při výsuvu její ohybové deformaci tak, aby svým koncem dosedla vždy na následující pilíř. Prvním způsobem je využití dočasných podpěrných věží mezi pilíři. Tím se podstatně zmenší délka výsuvu a deformace vykonzolované části nosné konstrukce. Nevýhodou je

zhotovení dočasných základů a řešení stability věží proti vodorovným účinkům od výsuvu. Druhým způsobem je výsuv s pylonem, který je umístěn ve vzdálenosti jednoho pole od konce konzoly. Na pylon jsou kotveny závěsy, které nesou vykonzolovanou část mostovky. Pylon zatěžuje nosnou konstrukci svislou silou, a proto je nutné síly v závěsech upravovat podle aktuální polohy. V případě dočasného pylonu lze síly upravovat popuštěním pylonu.

Výsuv s dočasnou podpěrnou věží i výsuv s pylonem se kombinuje s výsuvným nosem. V těchto případech je výsuvný nos kratší a slouží především k bezproblémovému osazení mostovky na pylon. [2] [18]

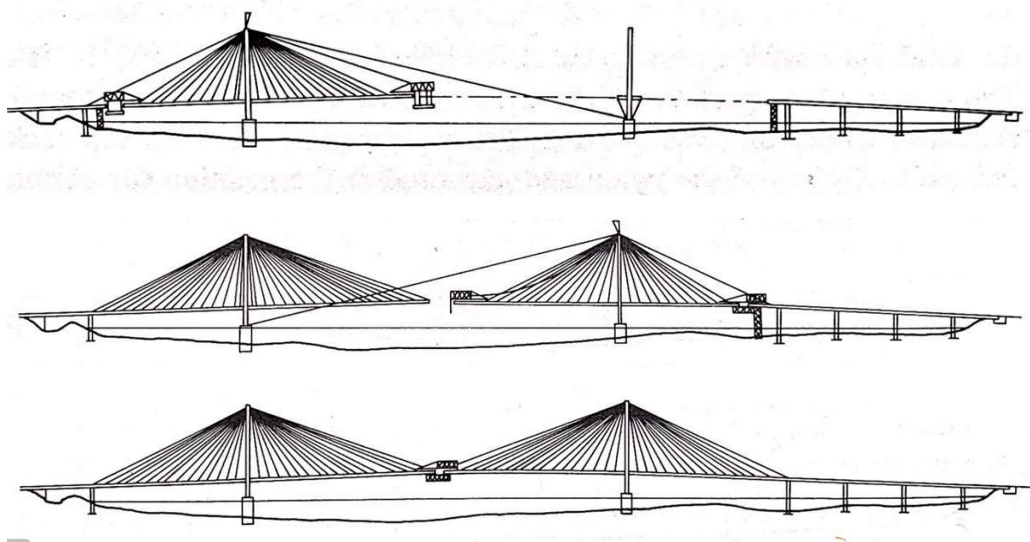


Obrázek 52 Fáze výstavby při výsuvu nosné konstrukce zavěšeného mostu včetně definitivních pylonů a provizorních podpor, Jülicher Strasse Bridge Düsseldorf 1963 [2]

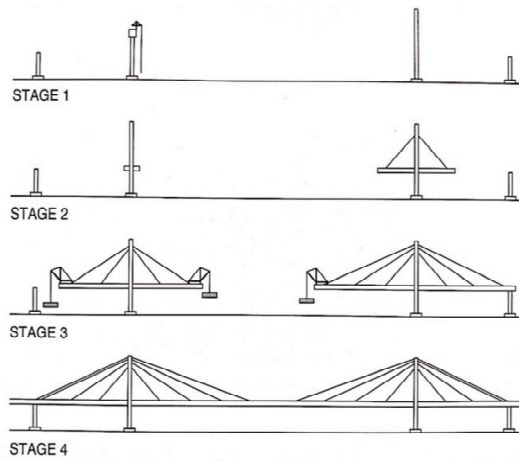
### 2.3.3 Letmá montáž

Tato technologie především vhodná pro zavěšené a visuté mosty. Je velmi efektivní, protože využívá k výstavbě definitivní závěsy a při vhodném návrhu není třeba dalších pomocných konstrukcí. Současně je zachován volný prostor pod mostovkou a díky tomu je tato technologie šetrná k okolnímu prostředí. Montáž může postupovat od pylonu současně do hlavního i krajního pole. Tím dochází k vyrovnání ohybového namáhání pylonu. V případě, že se letmo montuje jen hlavní pole, je nutné pylon zajistit reverzním závěsem, který vyrovnává účinky od závěsů hlavního pole na pylon.

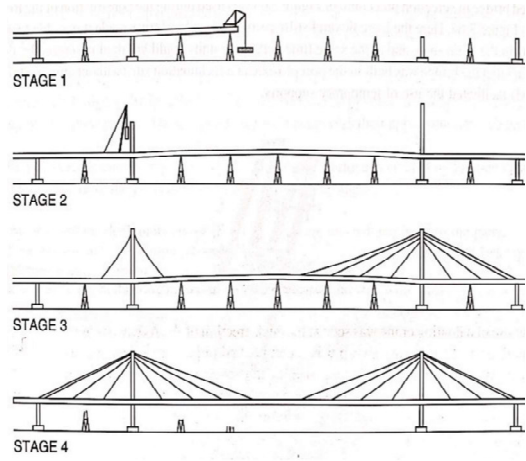
V první fázi se zvedá prefabrikovaný segment mostovky. Samotný zdvih může být proveden několika způsoby. Nejjednodušším způsobem je využití autojeřábu, který ale často nedisponuje tak dlouhým ramenem. Další variantou může být umístění jeřábu na již realizované části mostovky, nebo využití montážního vozíku spolu se zvedacím zařízením a táhly. V druhé fázi se segment provizorně přikotví ke stávající konstrukci pomocí předpínacích tyčí. Ve třetí fázi se montují a rektifikují závěsy nového segmentu. V poslední fázi se u betonových mostovek vybetonuje kontaktní spára mezi novým a předešlým segmentem. Fáze se cyklicky opakují až do osazení posledního segmentu. V případě symetrické montáže vznikne uprostřed rozpětí mezera, která se vybetonuje, nebo v případě ocelové mostovky doplní atypickým dílem a svaří. Po spojení celé konstrukce se opět rektifikují závěsy. [2] [8]



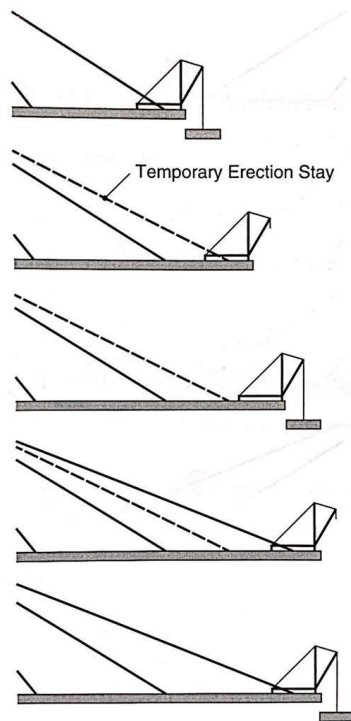
Obrázek 53 Letmá montáž s postupným vyvážováním a dočasným kotvením pylonu [2]



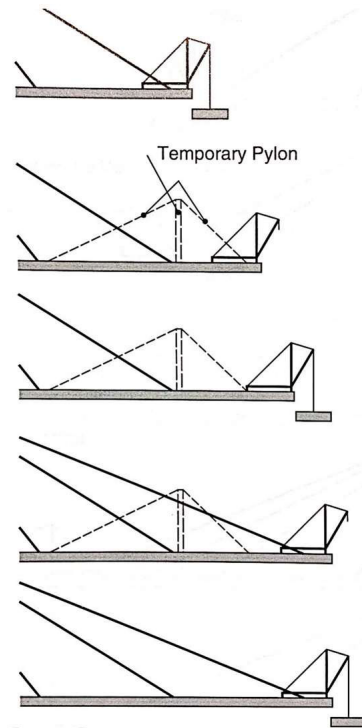
Obrázek 54 Letmá montáž s postupným vyvšováním probíhající současně na obou pylonech [8]



Obrázek 55 Letmá montáž mostovky a dočasné zhotovení pylonu a závěsů [8]



Obrázek 56 Postupné vyvšování segmentů s dočasnými závěsy [8]



Obrázek 57 Postupné vyvšování segmentů s dočasným pylone[m] [8]

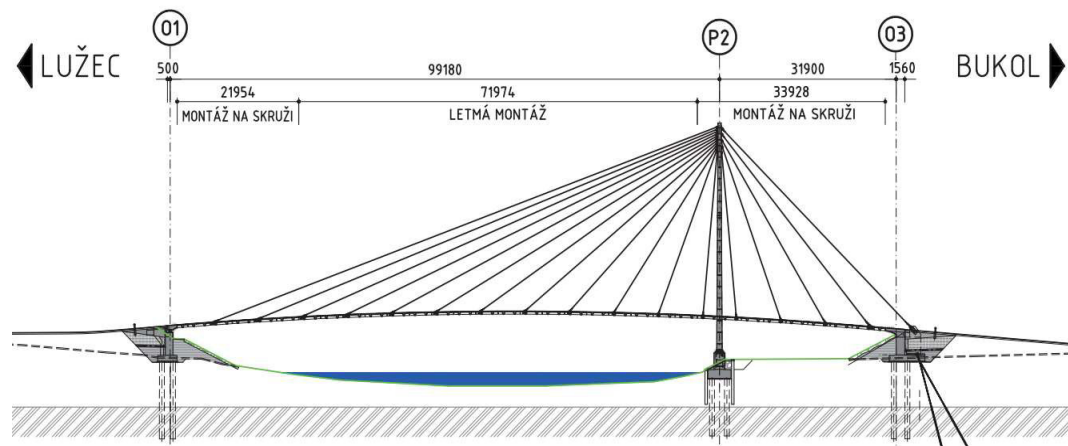
## 2.4 Stávající zavěšené lávky

Předmětem této práce předběžný návrh zavěšené lávky, proto je v této kapitole zmíněno několik příkladů zavěšených lávek s betonovou mostovkou. Jedná se o moderní, velmi subtilní konstrukce. Popsána je poslední realizovaná zavěšená lávka v Lužci nad Vltavou, která využívá moderní technologii vysokopevnostního betonu (UHPC) s rozptýlenou výztuží. Mezi zavěšenými lávkami s využitím této technologie je teprve druhá realizovaná. První lávka s mostovkou z UHPC je lávka v Čelákovících, která má také v tuzemsku ze zavěšených lávek nejdelší rozpětí hlavního pole. Tato lávka je popsána v řadě jiných závěrečných prací. Dále je zmíněna lávka v Uherském Brodě, která se skládá ze tří stavebních objektů a lávka přes dálnici D1 v Bohumíně s půdorysně zakřivenou mostovkou.

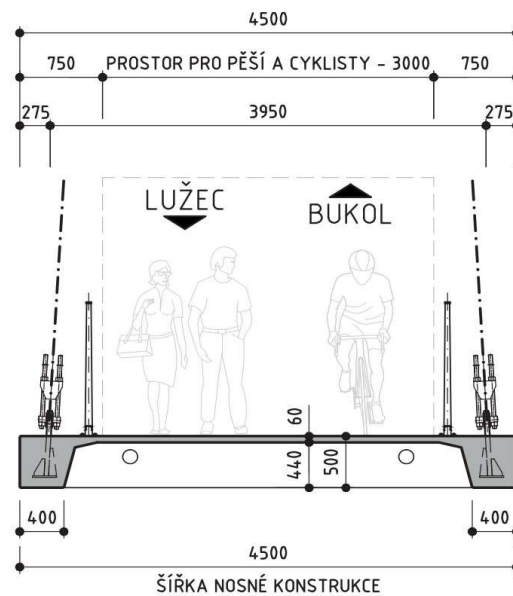
### 2.4.1 Lávka v Lužci nad Vltavou přes Labe

Lávka pro pěší a cyklisty byla dokončena v druhé polovině roku 2020. Přemostňuje řeku Labe a spojuje obec Lužec nad Vltavou a vesnici Bukol. Lávka navazuje na cyklostezku EV 7 a v případě nutnosti může sloužit pro vozidla IZS a povodí Vltavy. Včetně ramp má délku přibližně 244 m. Konstrukce lávky je zavěšená na jednom pylonu o dvou nesymetrických polích. Hlavní pole přes koryto řeky je zavěšeno celkem na 17 závěsech a má délku 99,18 m. Krajní pole na bukolské straně je zavěšeno na 7 závěsech a má délku 31,9 m. Poslední sedmý reverzní závěs je kotven do opěry a vyrovnává silové účinky na pylon od závěsů hlavního pole. Mostovka je tvořena z prefabrikovaných segmentů z UHPC, které byly vybetonovány do ocelové formy v Praze na Rohanském ostrově a po vyzrání transportovány po vodě na místo stavby. UHPC je moderní, progresivní druh betonu, který zaručuje podle výrobce minimální třídu betonu C110/130. Při betonáži každého segmentu byly odebrány vzorky pro zkoušku betonu v tlaku. Vzorky vykazovaly po 28 dnech průměrnou krychelnou pevnost 150 MPa a průměrnou válcovou pevnost až 142 MPa. Hlavní pole mostovky bylo montováno letmo pomocí jeřábu a montážního vozíku. Krajní pole v inundačním pásu bylo montováno na lehké prostorové skruži. Mostovka je na bukolské straně vetknuta do opěry a na druhé straně je podepřena podélně posuvným ložiskem. Po kompletaci celé nosné konstrukce

byla mostovka předeprnuta. Předpětí je tvořeno tzv. monostrandy, které jsou vedeny skrz příčníky jednotlivých segmentů. Takto provedené externí předpětí umožňuje lepší kontrolu předpínací výztuže a její bezproblémovou výměnu. Ocelový pylon ve tvaru A, který je dominantou lávky, je vysoký 40,5 m. Pro zvýšení jeho tuhosti byl vyplněn betonem přibližně do jedné třetiny své výšky. Závěsy jsou na pylon kotveny kloubově pomocí tzv. vidlice a čepu. Mostovka je zavěšena obdobně za ocelové přípravky (žiletky), které byly vkládány do bednění při betonáži segmentů. Příčný řez mostovky je definován průchozím/průjezdním profilem šířky 3,0 m. Celková šířka mostovky je 4,5 m. Mostovka je v příčném řezu tvořena dvojicí hlavních trámů, které jsou vysoké 0,5 m. Do hlavních trámů jsou vetknuty příčníky a deska o tloušťce pouhých 60 mm. [20]



Obrázek 58 Schématický podélný řez [20]



Obrázek 59 Příčný řez [20]

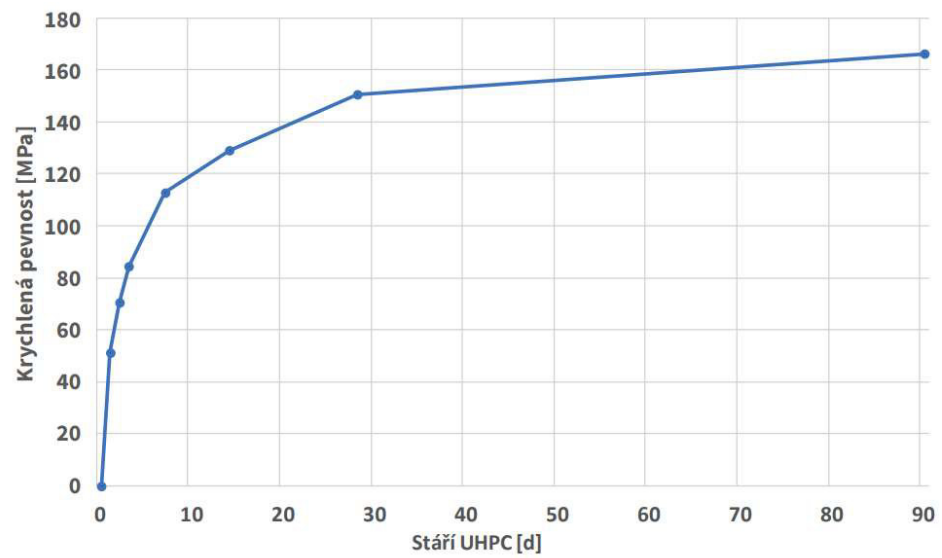




Obrázek 60 Letmá montáž s využitím montážního vozíku [21]



Obrázek 61 Pohled na vedení vnějšího předpětí mostovky [22]



Obrázek 62 Vývoj krychelné pevnosti UHPC ze vzorků odebraných při betonáži segmentů [20]

## 2.4.2 Lávka v Uherském Brodě

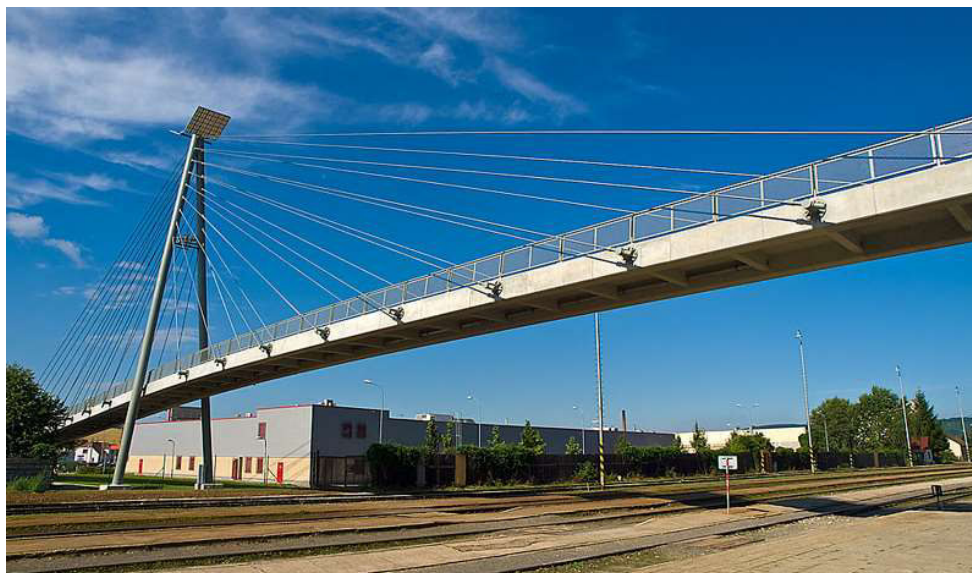
Lávka pro pěší v Uherském Brodě byla realizována v letech 2009/2010. Propojuje městskou zástavbu s autobusovým a vlakovým nádražím a dále s obchodním centrem a přilehlým parkovištěm. Skládá se ze tří oddílatovaných mostních konstrukcí (stavebních objektů). V rámci SO201 byla navržena podepřená část lávky, která celkovou délkou 77,37 m překonává městskou komunikaci 05019 směrem k nádraží ČD. SO202 je navržen jako lávka o dvou polích zavěšených a jedním polem podepřeným. SO203 je opět navržen jako podepřená lávka o dvou polích s celkovou délkou 19,62 m a spolu se schodištěm a výtahem tvoří komunikační uzel autobusového a vlakového nádraží.



Obrázek 63 Vizualizace lávky v Uherském Brodě SO201, SO202 a SO203 [23]

SO202 je část lávky o třech polích s rozpětím 49+49+16,9 m. Pole délky 49 m jsou symetricky zavěšena na ocelovém pylonu. Předpjatá nosná konstrukce je sestavena z prefabrikovaných železobetonových segmentů třídy betonu C 55/67. Délka typického segmentu je 2,6 m, délky koncových segmentů jsou atypické. Segment je tvořen dvojicí hlavních trámů, mezi kterými je pnutý jeden příčník s deskou. Zavěšený je každý druhý segment. V hlavních trámech mostovky se nachází kanálky pro vedení předpínací výztuže a pro provizorní kotvení při montáži. Předpínací výztuž je z lan Ls 15,7 1670/1860 MPa. Mostovka je zavěšena na 18 dvojicích závěsů. Samotný závěs je složen z trojice lan (monostrand), které jsou vedeny v HDPE chrániče. Tyto závěsy mají výhodu v možné výměně. Závěsy jsou na pylon kotveny kloubově pomocí styčnickového plechu. Kotvení

do mostovky je provedeno vně hlavního trámu pomocí ocelového přípravku s koncovkou umožňující rektifikaci závěsu. V místě kotvení krajních závěsů do mostovky je nosná konstrukce podepřena na podpěrách ve tvaru V. Podpěry jsou tvořeny dvojicí trubek profilu TR 406,3x10 mm z oceli třídy S355. Pylon výšky 27,5 m ve tvaru A se skládá z dvojice trubek profilu TR 610x40 z oceli třídy S355. Na vrchol pylonu je instalováno osvětlení lávky. Pole lávky, které se nachází mimo železniční trať, bylo montováno na skruži. Nad železniční tratí byla montáž provedena letmo. [24]



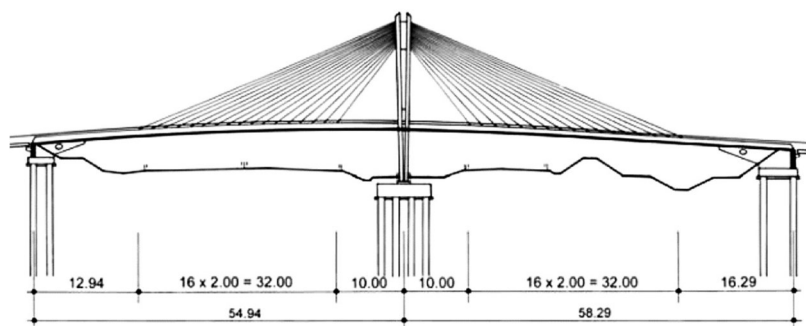
*Obrázek 64 Lávka v Uherském Brodě, pole přes železniční trať [24]*



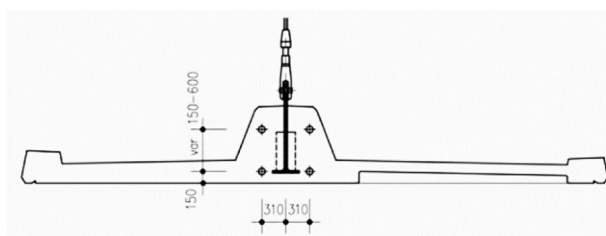
*Obrázek 65 Lávka v Uherském Brodě, pole vedené mezi okolní zástavbou [24]*

### 2.4.3 Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně

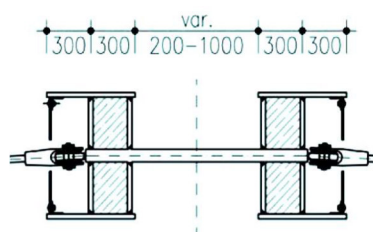
Lávka o celkové délce 115,26 m přemostňuje dálnici D1. Lávka je navržena jako integrovaný systém. Takový systém je podle ČSN 76 6200 definován jako most, jehož mostovka působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem za opěrou. Zjednodušeně lze takové mosty popsat tak, že mají neposuvně spojenou mostovku s opěrou a nenachází se na nich ložiska a mostní závěry. Lávka má tedy mostovku vetknutou do krajních opěr i do středního pylonu. Lávka má dvě pole s rozpětími 54,94 + 58,29 m. Její mostovka je v půdorysném oblouku o poloměru 220 m a ve vrcholovém oblouku s poloměrem 500 m. Mostovka je železobetonová monolitická, dodatečně předpjatá z betonu třídy C55/67. Mostovka je zavěšena jednou rovinou závěsů na středním pylonu v semiradiálním uspořádání. [25]



Obrázek 66 Schématický podélný řez [25]



Obrázek 67 Příčný řez [25]



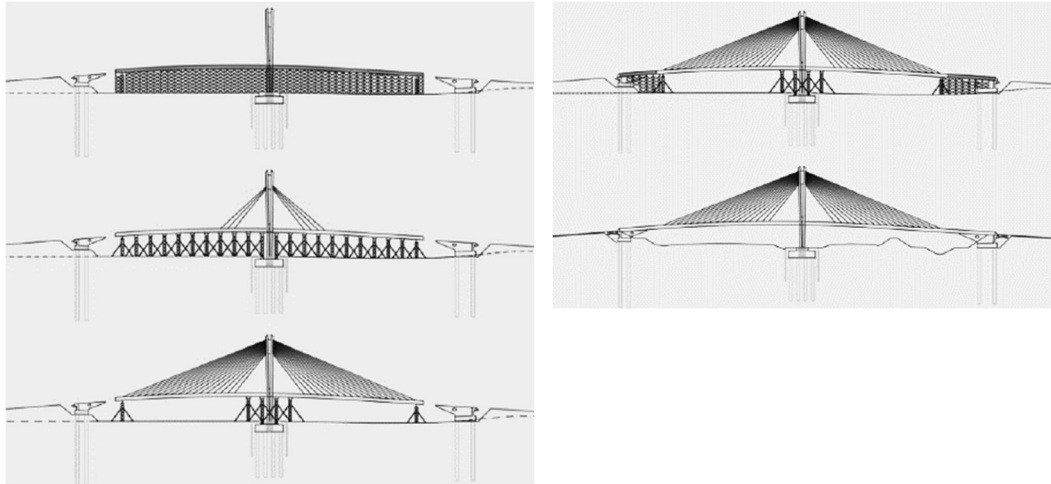
Obrázek 68 Kotvení závěsů do pylonu [25]

V příčném řezu je nosná konstrukce tvořena jedním hlavním nosníkem s nesymetrickými konzolami. Jelikož je lávka vedena v půdorysném oblouku a je zavěšena jen jednou rovinou závěsů, musela být vnitřní konzola vylehčena tak, aby úbytek vlastní tíhy na vnitřní straně mostovky eliminoval kroucení. Pylon ve tvaru V je tvořen dvojicí ocelových komorových průřezů. Z důvodu nadvýšení mostovky vlivem objemových změn je pylon v příčném směru co nejštíhlejší tak, aby byl co nejméně namáhán. Další zajímavostí je nutnost příčného nadvýšení pylonu z důvodu jeho příčné

deformace vlivem půdorysného zakřivení mostovky. Pylon byl po finální rektifikaci vyplněn betonem. Beton nebyl ukládán gravitačně, ale byl vytlačován od paty k vrcholu pylonu. Oba průřezy pylonu jsou ve vrcholu propojeny plechovou stěnou, na kterou jsou navařeny pod úhlem kotevní plechy. Na tyto plechy jsou uchyceny kotevní vidlice závěsů. V mostovce jsou závěsy kotveny do hlavního nosníku pomocí ocelových přípravků, které byly při betonáži vloženy do bednění. Přípravky byly do bednění osazeny na závitových tyčích, které spolu s maticemi umožňovaly rektifikaci. Lávka byla stavěna na skruži, a to v několika fázích. V první fázi byla vybetonována na skruži střední část mostovky délky 88 m. V druhé fázi byla odstraněna část skruže, aby byly umožněny deformace vzniklé postupným napínáním závěsů. Ve třetí fázi se postupně aktivovaly všechny závěsy. Ve čtvrté fázi následovalo zmonolitnění nosné konstrukce s krajními opěrami. Mostovka nemohla být zmonolitněna s opěrami rovnou v první etapě, protože by od aktivace závěsů vznikala v mostovce vysoká napětí od kroucení. V poslední fázi byla provedena finální rektifikace závěsů a vyplnění pylonu betonem. [25]



Obrázek 69 Ocelový přípravek pro kotvení závěsů do mostovky [25]



Obrázek 70 Fáze výstavby lávky přes dálnici D1 v Bohumíně [25]



Obrázek 71 Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně [25]

## 3. Návrh lávky

### 3.1 Identifikační údaje o lávce

Stavba:	Hlavní cyklistický okruh města Topolčany
Číslo objektu:	SO 05
Název objektu:	Lávka pro pěší a cyklisty přes řeku Nitru
Katastrální území:	Město Topolčany
Kraj:	Nitranský kraj
Objednatel:	Město Topolčany Nám. M. R. Štefánika 1/1 IČO: 00 311 162 DIČ: 2021248537
Investor:	Město Topolčany
Uvažovaný správce mostu:	Město Topolčany
Odpovědný projektant:	Bc. Max Hornof
Druh přemostované překážky:	řeka Nitra
Druh převáděné komunikace:	stezka pro pěší a cyklisty
Kategorie komunikace na mostě:	3,5 m
Staničení křížení na řece:	95,5 km
Úhel křížení s řekou:	90°

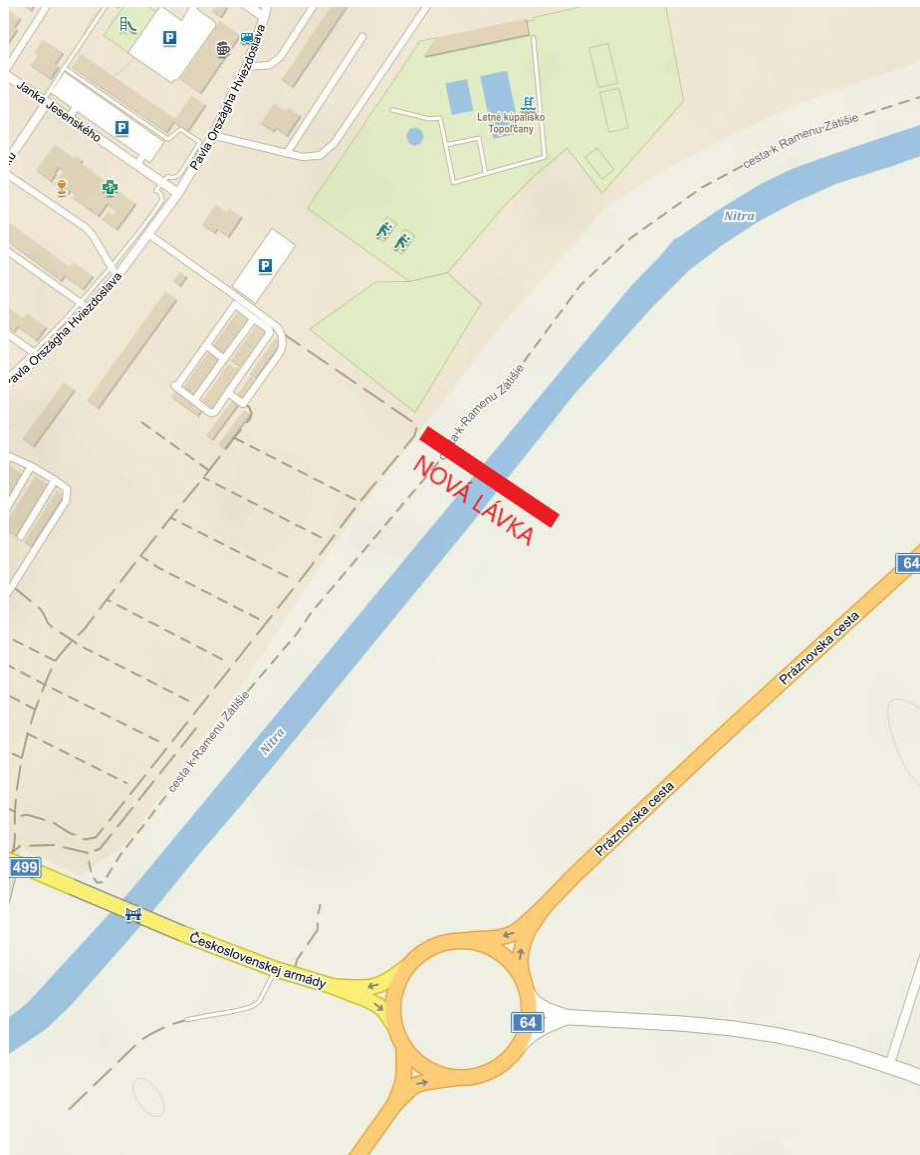
## 3.2 Základní údaje o lávce

Charakteristika mostu:	Lávka pro pěší a cyklisty, zavěšený most o dvou polích s dolní betonovou mostovkou, ocelovým pylonem a s dvěma rovinami závěsů
Délka přemostění:	89,5 m
Délka mostu:	101,040 m
Délka nosné konstrukce:	91 m
Rozpětí jednotlivých polí:	32,5+57,5 m
Šikmost mostu:	-
Šířka průjezdního prostoru:	3,5 m
Šířka průchozího prostoru:	3,5 m
Šířka mostu:	7,3 m v místě paty pylonu
Výška mostu nad terénem:	min. 2,5 m
Stavební výška:	0,67 m
Plocha nosné konstrukce:	364,0 m <sup>2</sup>
Plocha mostu:	404,1 m <sup>2</sup>
Výška pylonu nad niveletou:	23,030 m
Celková výška pylonu:	28,130 m
Počet závěsů:	2x 18
Zatížení mostu:	Davem lidí 5 KN/m <sup>2</sup> , servisní vozidlo 3,5 t



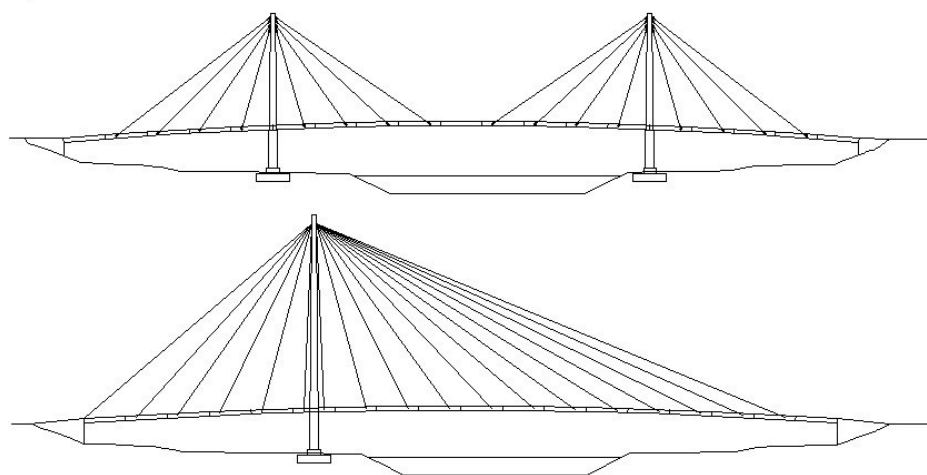
### 3.3 Zdůvodnění lávky a její umístění

Lávka se nachází v katastrálním území města Topolčany, které leží v Nitranském kraji na Slovensku. Lávka bude realizována v rámci projektu: *Podpora budování cyklistické infrastruktury ve městě Topolčany*. Lávka přemostuje na východním okraji města řeku Nitru. Je vedena od baseballového hřiště a městského koupaliště přes řeku směrem ke komunikaci číslo 64. Na každém břehu bude navazovat na plánovanou cyklostezku (není znázorněna v mapě).



Obrázek 72 Mapa umístění nové lávky pro pěší a cyklisty

### 3.4 Návrh lávky a konstrukční řešení



Obrázek 73 Varianty lávky

Byly zvažovány dvě varianty zavěšené lávky. Obě varianty byly navrženy s ocelovými pylony a betonovou mostovkou z prefabrikovaných segmentů. První lávka o je o třech polích 25+45+25 m a její pylony jsou vysoké 18,5 m. Druhá varianta je navržena o dvou polích 27,5+62,5 m s pylonem vysokým 30 m. Vybranou variantou je lávka o dvou polích, která je nesymetricky zavěšená a z hlediska silového toku v konstrukci zajímavější.

Lávka je navržena jako zavěšená o dvou polích se dvěma rovinami závěsů. Mostovka je zavěšena nesymetricky celkem na 18 závěsech. Hlavní pole je zavěšeno na 11 závěsech a má rozpětí 57,5 m. Krajní pole je zavěšeno na 6 závěsech a má rozpětí 32,5 m. Dále je kotven reverzní závěs č.1 do opěry 01. Tento závěs vyrovnává vodorovné složky závěsů hlavního pole, které způsobují nadměrné deformace pylonu a následně celé konstrukce. Mostovka je tvořena celkem 18 prefabrikovanými segmenty z betonu C45/55 o shodné délce 5 m. První a poslední segment je vždy zmonolitněný s podporovým příčnickem. Na opěře 01 je mostovka uložena pomocí vrubového kloubu, který umožňuje natočení v podélném směru. Na opěře 02 je navržena kyvná stojka, která umožňuje natočení a vodorovný posun v podélném směru.

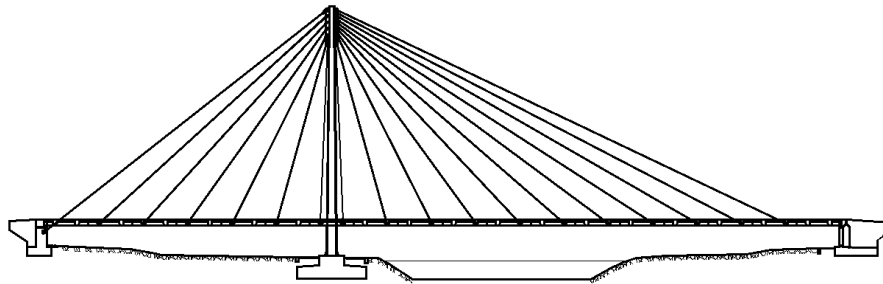
Z hlediska příčného řezu se mostovka skládá z dvojice hlavních nosníků, mezi které jsou pnuty příčníky a deska. Hlavní nosníky mají průřez 490x900 mm. Příčníky jsou od sebe ve vzdálenosti 2,5 m a mají průřez 400x490 mm. Deska o maximální tloušťce

200 mm má příčný střechovitý sklon 2 %. Tloušťka desky v místě vetknutí do hlavních nosníků je 180 mm.

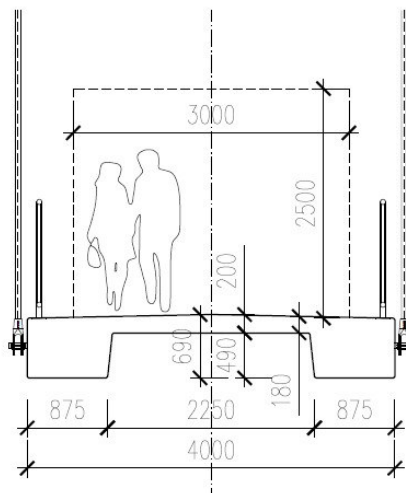
Závěsy jsou navrženy jako ocelová táhla Macalloy S460. Na pylonu jsou kotveny kloubově pomocí styčnickového plechu (tzv. žiletky) a koncové vidlice s čepem. Do mostovky jsou závěsy kotveny z boku a jsou od sebe vzdáleny 5 m. Mezi dvojicí závěsů v místě pylonu, na kterých je zavěšen jeden segment, je vzdálenost 2,5 m.

Pylon ve tvaru H je navržen jako ocelový svařovaný z plechu P20. Průřez pylonu se mění po jeho výšce. V místě vetknutí paty pylonu do základového bloku je průřez 1000x500 mm. Průřez pylonu se postupně zužuje k jeho vrcholu, kde má průřez 500x400 mm. Ve výšce 23,53 m od paty pylonu jsou stojky pylonu spojeny příčlím o průřezu 400x400 mm.

Spodní stavba lávky se skládá z masivních železobetonových opěr uložených na plošných základech. Základ pylonu je společný a je tvořen deskou tloušťky 1,5 m. Do plošných základů jsou vetknuty velkopřůměrové piloty o průměru 1,0 m.



Obrázek 74 Schématický podélný řez



Obrázek 75 Schématický příčný řez

## 3.5 Příslušenství lávky

### 3.5.1 Pochozí vrstva

Na mostovce je navržena přímo pochozí izolace Tarco Qubik NTF tloušťky 5 mm s křemičitým pískem.

### 3.5.2 Zábradlí

Na lávce a na křídlech opěr je navrženo ocelové zábradlí výšky 1,3 m. Rám zábradlí včetně madla je tvořen ocelovou trubkou TR 65x2. Výplň zábradlí se skládá z ocelové pásoviny 60x5.

### 3.5.3 Povrchové úpravy kovových částí

Barevný odstín kovových částí je navržen jako světle šedý. Povrchové úpravy všech kovových částí lávky musí splňovat TP84.

### 3.5.4 Osvětlení

Osvětlení lávky je integrováno na obou stranách do výplně zábradlí tvořené ocelovou pásovinou.

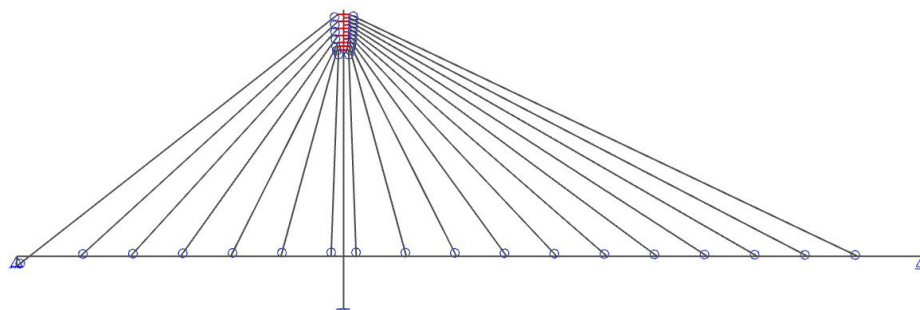
### 3.5.5 Ostatní

Na obou stranách lávky bude osazen mechanický sloupek proti vjezdu vozidel.

## 4. Statický výpočet

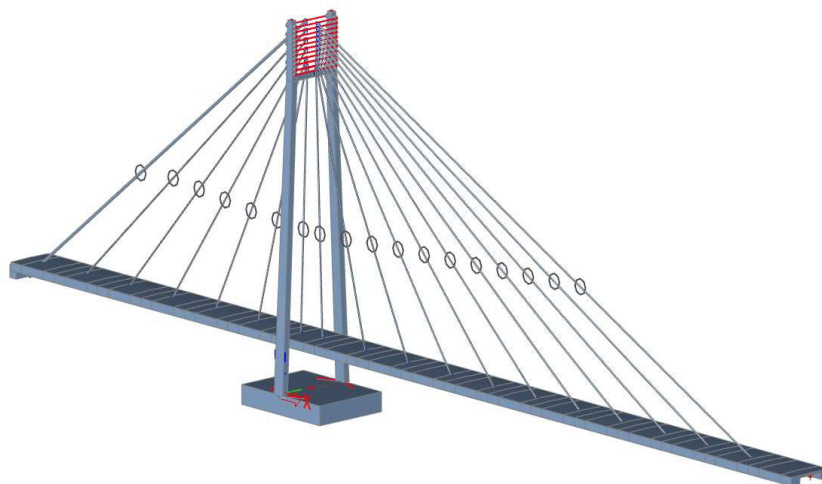
### 4.1 Výpočtový model

Všechny modely byly vytvořeny ve výpočetním programu SCIA Engineer. Nejdříve byl vytvořen 2D prutový model bez časově závislé analýzy. Model sloužil k návrhu dimenzí jednotlivých prvků a následně také k rektifikaci mostovky do výchozího stavu. Poté byl v modelu spuštěn modul časově závislé analýzy (TDA). V tomto modelu bylo vneseno na konstrukci veškeré zatížení a byly vytvořeny kombinace. Byla definována časová osa a předpětí. Z výsledků tohoto modelu bylo posouzeno předpětí na MSP a MSÚ. Dále výsledky sloužily k posouzení mezního stavu přetvoření.



Obrázek 76 Schéma 2D prutového modelu

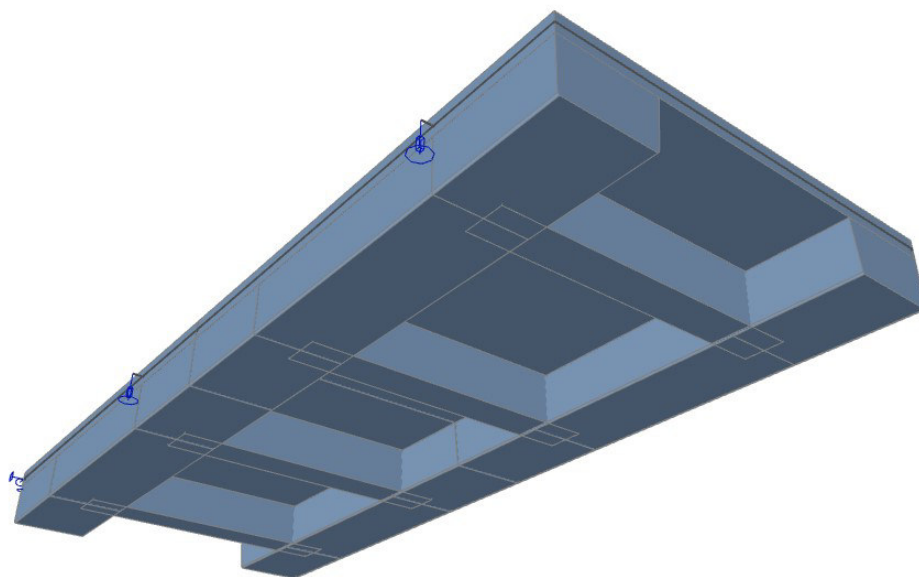
K posouzení pylonu byl stávající 2D model převeden do 3D podoby. Pylon byl modelován jako prostorová prutová konstrukce, která lépe vystihuje jeho chování. Pylon byl tomto modelu podepřen pružně a výpočet byl proveden nelineárně.



Obrázek 77 Renderovaný 3D model pro nelineární výpočet

Ve všech prutových modelech jsou závěsy modelovány v jedné rovině s dvojnásobnou plochou. Dále ve 2D modelu má pylon oproti 3D modelu pro nelineární výpočet dvojnásobnou ohybovou tuhost.

Deskostěnový model mostovky byl vytvořen pro návrh betonářské výztuže. Je tvořen ze dvou segmentů. Na konci je podepřen liniovou podporou vystihující vrubový kloub. Na stranách jsou v místě kotvení závěsů segmenty podepřeny pružně.

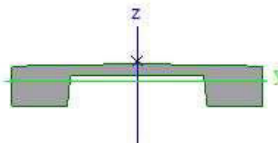


Obrázek 78 Renderovaný model pro návrh betonářské výztuže

## 4.2 Průřezové charakteristiky

### 4.2.1 Průřezy prutového modelu s časově závislou analýzou (TDA)

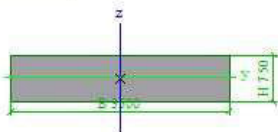
Jméno	Nosná konstrukce
Typ	Obecný průřez
Materiál	C45/55
Výroba	beton
Použit 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	1,6038e+00	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	7,8192e-01	1,1654e+00
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	6,3521e-02	3,0840e+00
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	1,1540e-01	1,0184e-01
W <sub>rel</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	1,5990e-01	1,5420e+00
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00	0,0000e+00
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	331
c YUC S, ZUC S [mm]	0	52
α [deg]	0,00	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	1,0114e+01	1,0114e+01
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obrázek 79 Průřez-mostovka

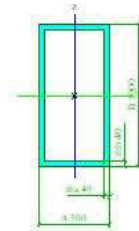
Jméno	Pomocný prut
Typ	Obdélník
Detailní	750; 3500
Materiál	C45/55
Výroba	obecný
Použit 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	2,6250e+00	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	2,1880e+00	2,1979e+00
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,2305e-01	2,6797e+00
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	1,0180e-01	4,2448e-01
W <sub>rel</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	3,2812e-01	1,5312e+00
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00	0,0000e+00
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	1750	375
α [deg]	0,00	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	8,5000e+00	8,5000e+00
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obrázek 80 Průřez-podporový příčník OP1

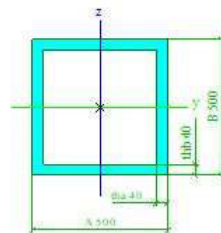
Jméno	Pylon - pata	
Typ	O	
Detailní	500; 40; 1000; 40	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	



A [m <sup>2</sup> ]	1,1360e-01	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,9431e-02	7,5536e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,4413e-02	4,7366e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	6,4681e-05	1,0804e-02
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	2,8825e-02	1,8946e-02
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	3,6128e-02	2,1928e-02
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	250	500
α [deg]	0.00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	3,0000e+00	5,6800e+00
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	1,28e+07	1,28e+07
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	7,78e+06	7,78e+06

Obrázek 81 Průřez-pylon v patě

Jméno	Pylon - vrchol	
Typ	O	
Detailní	500; 40; 500; 40	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	

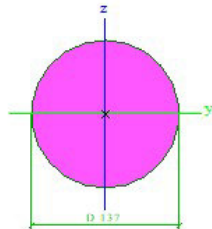


A [m <sup>2</sup> ]	7,3600e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,8475e-02	3,8475e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	2,6153e-03	2,6153e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	2,0402e-07	3,9549e-03
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	1,0461e-02	1,0461e-02
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	1,2728e-02	1,2728e-02
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	250	250
α [deg]	0.00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	2,0000e+00	3,6800e+00
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	4,52e+06	4,52e+06
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	4,52e+06	4,52e+06

Obrázek 82 Průřez-pylon ve vrcholu



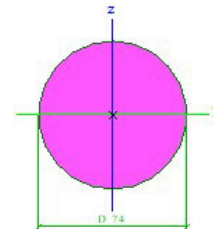
Jméno	2xM97
Typ	Kruh
Detailní	137
Materiál	S 460 N/NL
Výroba	obecný
Posudek rovinného vzpěru y-y	d
Posudek rovinného vzpěru z-z	d
Klopení	Výchozí
Použit 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	1,4780e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	1,3282e-02	1,3282e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,7383e-05	1,7383e-05
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	4,0651e-18	3,4834e-05
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	2,5343e-04	2,5343e-04
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	4,3024e-04	4,3024e-04
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	69	69
α [deg]	0,00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	4,3094e-01	4,3094e-01
M <sub>pl</sub> +, - [Nm]	1,98e+05	1,98e+05
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	1,98e+05	1,98e+05

Obrázek 83 Průřez-závěs 2xM97

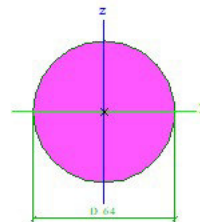
Jméno	2xM52
Typ	Kruh
Detailní	74
Materiál	S 460 N/NL
Výroba	obecný
Posudek rovinného vzpěru y-y	d
Posudek rovinného vzpěru z-z	d
Klopení	Výchozí
Použit 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	4,2474e-03	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,8203e-03	3,8203e-03
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,4356e-06	1,4356e-06
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	8,1075e-20	2,8778e-06
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	3,9044e-05	3,9044e-05
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	6,6283e-05	6,6283e-05
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	37	37
α [deg]	0,00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	2,3102e-01	2,3102e-01
M <sub>pl</sub> +, - [Nm]	3,05e+04	3,05e+04
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	3,05e+04	3,05e+04

Obrázek 84 Průřez-závěs 2xM52

Jméno	2xM45
Typ	Kruh
Detailní	64
Materiál	S 460 N/NL
Výroba	obecný
Posudek rovinného vzpěru y-y	d
Posudek rovinného vzpěru z-z	d
Klopení	Výchozí
Použit 2D MKP výpočet	✓

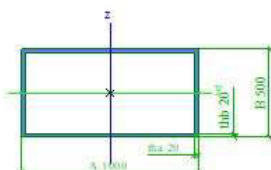


A [m <sup>2</sup> ]	3,1809e-03	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	2,8677e-03	2,8677e-03
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	8,0516e-07	8,0516e-07
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	3,4052e-20	1,6140e-06
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	2,5304e-05	2,5304e-05
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	4,2957e-05	4,2957e-05
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	32	32
α [deg]	0,00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	1,9992e-01	1,9992e-01
M <sub>pl</sub> +, - [Nm]	1,98e+04	1,98e+04
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	1,98e+04	1,98e+04

Obrázek 85 Průřez-závěs 2xM45

## 4.2.2 Prutový 3D model pro nelineární výpočet pylonu

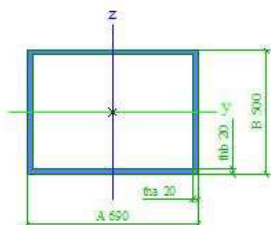
Jméno	Pylon - pata	
Typ	O	
Detailní	1000; 20; 500; 20	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	



A [m <sup>2</sup> ]	5,8400e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,8246e-02	1,9760e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	2,6298e-03	7,7518e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>4</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	3,3463e-05	5,5687e-03
W <sub>el, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	1,0519e-02	1,5504e-02
W <sub>pl, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	1,1716e-02	1,9016e-02
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	0
c <sub>YUC S, ZUC S</sub> [mm]	500	250
α [deg]	0,00	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	3,0000e+00	5,8400e+00
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	4,16e+06	4,16e+06
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	6,75e+06	6,75e+06

Obrázek 86 Průřez-pylon v patě (pro nelineární výpočet)

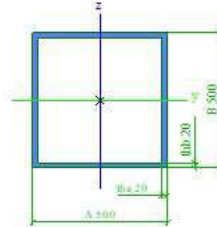
Jméno	Pylon - vrchol 1	
Typ	O	
Detailní	690; 20; 500; 20	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	



A [m <sup>2</sup> ]	4,6000e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	2,6662e-02	1,9619e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,9151e-03	3,1606e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>4</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	2,9380e-06	3,3144e-03
W <sub>el, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	7,6605e-03	9,1611e-03
W <sub>pl, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	8,7400e-03	1,0925e-02
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	0
c <sub>YUC S, ZUC S</sub> [mm]	345	250
α [deg]	0,00	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	2,3800e+00	4,6000e+00
M <sub>py</sub> +, - [Nm]	3,10e+06	3,10e+06
M <sub>pz</sub> +, - [Nm]	3,88e+06	3,88e+06

Obrázek 87 Průřez-pylon v místě vetknutí přičle (pro nelineární výpočet)

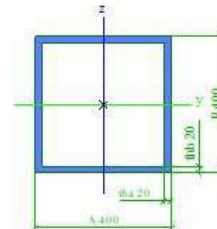
Jméno	Pylon - vrchol 3	
Typ	O	
Detailní	500; 20; 500; 20	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	



A [m <sup>2</sup> ]	3,8400e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	1,9448e-02	1,9448e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	1,4771e-03	1,4771e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	3,1000e-08	2,1522e-03
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	5,9085e-03	5,9085e-03
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	6,9160e-03	6,9160e-03
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	250	250
α [deg]	0,00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	2,0000e+00	3,8400e+00
M <sub>pl</sub> +, - [Nm]	2,46e+06	2,46e+06
M <sub>plz</sub> +, - [Nm]	2,46e+06	2,46e+06

Obrázek 88 Průřez- pylonu ve vrcholu (pro nelineární výpočet)

Jméno	Pylon - příčnick	
Typ	O	
Detailní	400; 20; 400; 20	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Posudek rovinného vzpěru y-y	d	
Posudek rovinného vzpěru z-z	d	
Klopení	Výchozí	
Použit 2D MKP výpočet	✓	

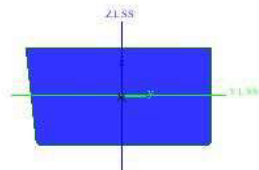


A [m <sup>2</sup> ]	3,0400e-02	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	1,5509e-02	1,5509e-02
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	7,3365e-04	7,3365e-04
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> ], t [m <sup>4</sup> ]	1,4870e-08	1,0744e-03
W <sub>el</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	3,6683e-03	3,6683e-03
W <sub>pl</sub> y, z [m <sup>3</sup> ]	4,3360e-03	4,3360e-03
d y, z [mm]	0	0
c YUC S, ZUC S [mm]	200	200
α [deg]	0,00	
A L, D [m <sup>2</sup> /m]	1,6000e+00	3,0400e+00
M <sub>pl</sub> +, - [Nm]	1,54e+06	1,54e+06
M <sub>plz</sub> +, - [Nm]	1,54e+06	1,54e+06

Obrázek 89 Průřez-příčle pylonu

### 4.2.3 Deskostěnový model

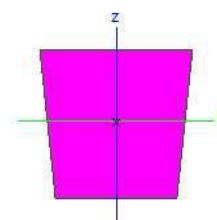
Jméno	Hlavní nosník 2
Typ	Obecný průřez
Materiál	C45/55(EN1992-2)
Výroba	obecný
Použití 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	4,3987e-01	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	3,6803e-01	3,6775e-01
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	8,7429e-03	2,9728e-02
I <sub>YLCS, ZLCS</sub> [m <sup>4</sup> ]	8,7537e-03	2,9718e-02
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> , t [m <sup>4</sup> ]	1,7710e-04	2,3101e-02
W <sub>el, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	3,4119e-02	6,1697e-02
W <sub>pl, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00	0,0000e+00
d <sub>y, z</sub> [mm]	1	-5
c <sub>YUCS, ZUCS</sub> [mm]	13	3
α [deg]	-1,30	
I <sub>vzLCS</sub> [m <sup>4</sup> ]	-4,7553e-04	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	2,7648e+00	2,7648e+00
M <sub>py, +, -</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M <sub>pz, +, -</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obrázek 90 Průřez-hlavní nosník

Jméno	Příčník
Typ	Obecný průřez
Materiál	C45/55(EN1992-2)
Výroba	obecný
Použití 2D MKP výpočet	✓



A [m <sup>2</sup> ]	2,2004e-01	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	1,8599e-01	1,8352e-01
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	4,3663e-03	3,7590e-03
I <sub>w</sub> [m <sup>6</sup> , t [m <sup>4</sup> ]	1,9437e-06	6,7489e-03
W <sub>el, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	1,7221e-02	1,5036e-02
W <sub>pl, y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	0,0000e+00	0,0000e+00
d <sub>y, z</sub> [mm]	0	-3
c <sub>YUCS, ZUCS</sub> [mm]	0	9
α [deg]	0,00	
A <sub>L, D</sub> [m <sup>2</sup> /m]	1,8831e+00	1,8831e+00
M <sub>py, +, -</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00
M <sub>pz, +, -</sub> [Nm]	0,00e+00	0,00e+00

Obrázek 91 Průřez-příčník

Jméno	S2
Typ prvku	Standard
Chování elementu	Standardní MKP
Typ	deska (90)
Tvar	Plochý
Materiál	C45/55
MKP model	Izotropní
Nelineární MKP m...	žádný
Typ tloušťky	konstantní
Tloušťka [mm]	180
Systémová rovina ...	Střed
Excentricita z [mm]	0
Typ LSS	Standard
Prohodit orientaci...	<input type="checkbox"/> ne
Natočení LSS [deg]	0,00
Vrstva	Vrstva1
3D vřtr	<input type="checkbox"/>

Obrázek 92 Vlastnosti modelované desky

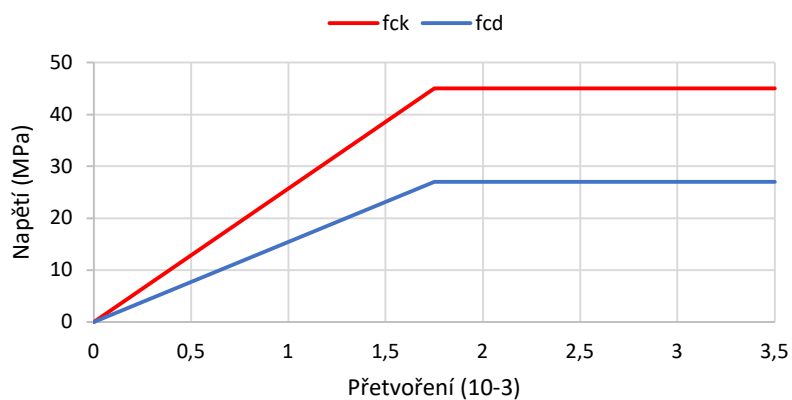
## 4.3 Materiály

### 4.3.1 Beton

#### 4.3.1.1 Mostovka

C45/55			
objemová tíha	$\gamma =$	25	KN/m <sup>3</sup>
charakteristická válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} =$	45	MPa
charakteristická krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck, cube} =$	55	MPa
průměrná pevnost v tlaku 28 dní	$f_{cm} =$	53	MPa
charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctm} =$	3,8	MPa
charakteristická pevnost v tahu 0,05 kvantil	$f_{ctk0,05} =$	2,7	MPa
sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	36000	MPa
poměrné přetvoření při dosažení max. pevnosti	$\epsilon_{c3} =$	0,00175	-
mezní poměrné přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	0,0035	-
dílčí součinitel pro beton	$\gamma_c =$	1,5	-
součinitel zohledňující dlouhodobé účinky a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování	$\alpha_{cc} =$	0,9	-
návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	27	MPa
návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} =$	1,8	MPa

Tabulka 2 Materiálové charakteristiky - mostovka

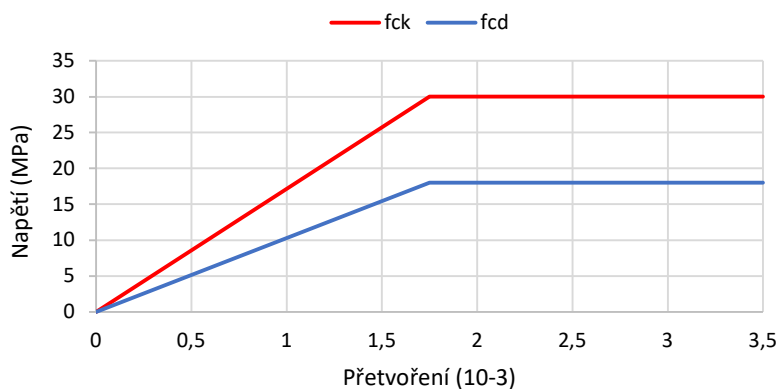


Graf Pracovní diagram betonu C45/55

### 4.3.1.2 Spodní stavba

C30/37			
objemová tíha	$\gamma =$	25	KN/m <sup>3</sup>
charakteristická válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} =$	30	MPa
charakteristická krychelná pevnost v tlaku	$f_{ck, cube} =$	37	MPa
průměrná pevnost v tlaku 28 dní	$f_{cm} =$	38	MPa
charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctm} =$	2,9	MPa
charakteristická pevnost v tahu 0,05 kvantil	$f_{ctk0,05} =$	2	MPa
sečnový modul pružnosti	$E_{cm} =$	32000	MPa
poměrné přetvoření při dosažení max. pevnosti	$\epsilon_{c3} =$	0,00175	-
mezní poměrné přetvoření	$\epsilon_{cu3} =$	0,0035	-
dílčí součinitel pro beton	$\gamma_c =$	1,5	-
součinitel zohledňující dlouhodobé účinky a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování	$\alpha_{cc} =$	0,9	-
návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} =$	18	MPa
návrhová pevnost betonu v tahu	$f_{ctd} =$	1,3	MPa

Tabulka 3 Materiálové charakteristiky - spodní stavba

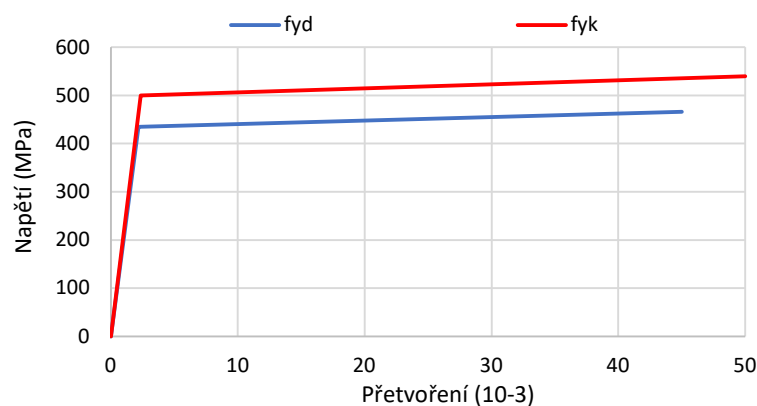


Graf 1 Pracovní diagram betonu C30/37

### 4.3.2 Betonářská výztuž

B500B			
objemová tíha	$\gamma =$	78,5	KN/m <sup>3</sup>
charakteristická mez kluzu	$f_{yk} =$	500	MPa
dílčí součinitel pro ocel	$\psi_s =$	1,15	-
návrhová mez kluzu	$f_{yd} =$	434,783	MPa
modul pružnosti	$E_s =$	200000	MPa
poměrné přetvoření při $f_{yd}$	$\epsilon_{yd} =$	2,17391	10 <sup>-3</sup>

Tabulka 4 Materiálové charakteristiky - betonářská výztuž



Graf 2 Pracovní diagram betonářské výztuže B500B

#### 4.3.2.1 Stanovení krytí betonářské výztuže

Krycí vrstva je stanovena pro mostovku dle ČSN EN 1992-1-1 [26].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

- nominální krycí vrstva  $c_{nom}$
- minimální krycí vrstva  $c_{min}$
- přídavek na návrhovou odchylku  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (4.2)$$

- minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti  $c_{min,b}$
- minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí  $c_{min,dur}$

- přídatná bezpečnostní složka  $\Delta c_{dur,y} = 10 \text{ mm}$
- redukce při použití nerezové výztuže  $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$
- redukce při použití ochrany (nátěr) výztuže  $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

Životnost konstrukce je uvažována na 100 let. Mostovka je z betonu C45/55 XC4, XF2, XD1. Konstrukce mostovky je desková a z hlediska výztuže je dbána zvláštní kontrola kvality.

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída <sup>1) 2)</sup>	$\geq C30/37$ zmenšit třídu o 1	$\geq C30/37$ zmenšit třídu o 1	$\geq C35/45$ zmenšit třídu o 1	$\geq C40/50$ zmenšit třídu o 1	$\geq C40/50$ zmenšit třídu o 1	$\geq C40/50$ zmenšit třídu o 1	$\geq C45/55$ zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Tabulka 5 Doporučená úprava klasifikace konstrukce [26]

Třída konstrukce	Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabulka 6 Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž [26]

Krycí vrstva betonářské výztuže									
Třída betonu	Třída konstrukce	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,y}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$\Delta c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
C45/55 XC4, XF1, XD1	S4	14	35	0	0	0	35	10	45

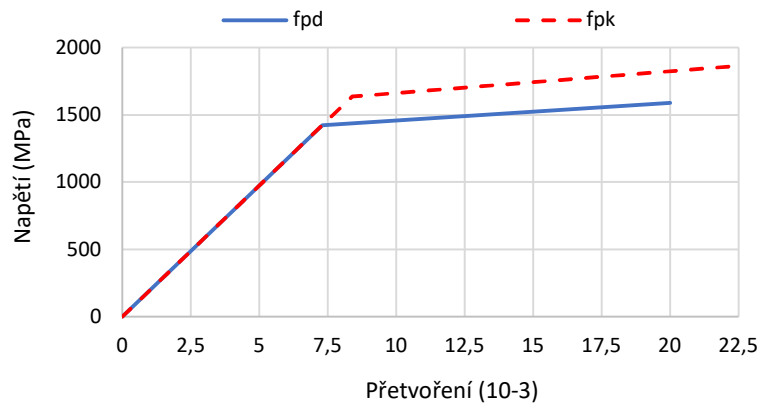
Tabulka 7 Výsledná krycí vrstva betonářské výztuže



### 4.3.3 Předpínací výztuž

EN 10138-3-Y1860 S7-15,7			
objemová tíha	$\gamma =$	78,5	KN/m <sup>3</sup>
modul pružnosti	$E_p =$	195000	MPa
plocha jednoho lana	$A_{p1} =$	150	mm <sup>2</sup>
charakteristická mez pevnosti	$f_{pk} =$	1860	MPa
charakteristická smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} =$	1637	MPa
dílčí součinitel pro ocel	$\gamma_s =$	1,15	-
návrhová smluvní mez kluzu	$f_{p,d} =$	1617,391	MPa
charakteristická mez pevnosti	$f_{p0,1d} =$	1423,478	MPa
poměrné přetvoření při $f_{pd}$	$\epsilon_{pd} =$	7,3	10 <sup>-3</sup>
poměrné přetvoření při $f_{pk}$	$\epsilon_{uk} =$	22,2	10 <sup>-3</sup>
maximální napínací napětí ( $\min(0,8 f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}$ )	$\sigma_{p,max} =$	1473,3	MPa
maximální napětí pro zakotvení ( $\min(0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}$ )	$\sigma_{p0,max} =$	1391,45	MPa

Tabulka 8 Materiálové charakteristiky - předpínací výztuž



Graf 3 Pracovní diagram předpínací výztuže Y1860

#### 4.3.3.1 Stanovení krytí předpínací výztuže

Krycí vrstva předpínací výztuže je stanovena dle ČSN EN 1992-1-1 [26]. Postup výpočtu je obdobný jako v případě betonářské výztuže.

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabulka 9 Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž [26]

Krycí vrstva předpínací výztuže									
Třída betonu	Třída konstrukce	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,y}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$\Delta c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
C45/55 XC4, XF1, XD1	S4	80	55	0	0	0	80	10	<b>90</b>

Tabulka 10 Výsledná krycí vrstva předpínací výztuže

#### 4.3.4 Závěsy

<b>Macalloy S460</b>			
objemová tíha	$\gamma =$	78,5	KN/m <sup>3</sup>
Poissonův součinitel	$\nu =$	0,3	-
součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha =$	1,2	10 <sup>-5</sup>
charakteristická mez kluzu	$f_{y,k} =$	460	MPa
modul pružnosti v tahu	$E =$	205000	MPa

Tabulka 11 Materiálové charakteristiky – závěsy

Závit	jednotka	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90*	M100*
Průměr táhla	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97
Minimální mez kluzu	kN	25	36	69	108	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172
Minimální mez pevnosti	kN	33	48	91	143	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206
Hmotnost táhla	Kg/m	0,50	0,75	1,40	2,20	3,00	4,80	7,10	9,40	12,50	16,70	22,20	32,00	41,50	46,70	58,00

Tabulka 12 Tabulka táhel Macalloy S460 [15]

#### 4.3.5 Pylon

<b>S 355 K2+N</b>			
objemová tíha	$\gamma =$	78,5	KN/m <sup>3</sup>
modul pružnosti v tahu	$E =$	210000	MPa
modul pružnosti ve smyku	$G =$	81000	MPa
Poissonův součinitel	$\nu =$	0,3	-
součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha =$	1,2	10 <sup>-5</sup>
charakteristická mez kluzu	$f_{y,k} =$	355	MPa
charakteristická mez pevnosti	$f_{u,k} =$	510	MPa
dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_m =$	1,15	-
návrhová mez kluzu	$f_y =$	308,7	MPa
návrhová mez pevnosti	$f_u =$	443,5	MPa

Tabulka 13 Materiálové charakteristiky - pylon

## 4.4 Zatížení

### 4.4.1 Stálé zatížení

#### 4.4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha je generována softwarem automaticky na základě zadaných průřezů a materiálových charakteristik.

#### 4.4.1.2 Ostatní stálé

Název	A [m <sup>2</sup> ]	objemová tíha [KN/m <sup>3</sup> ]	(g-go) [KN/m]
protiskluzová pochozí hydroizolace	0,01x4,0	15	0,6
2x zábradlí včetně zabudovaného osvětlení	-	-	3
<b>Σ (g-go)</b>			<b>3,6</b>

Tabulka 14 Ostatní stálé zatížení

### 4.4.2 Proměnná zatížení

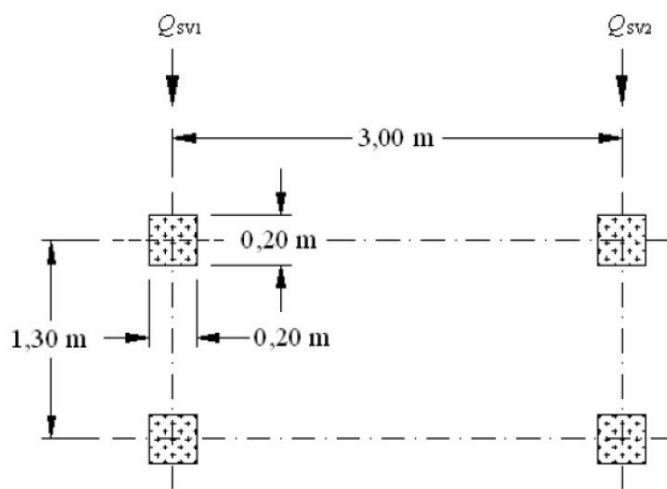
#### 4.4.2.1 Zatížení dopravou

- chodci

Zatížení od chodců je dle ČSN EN 1991-2 [27] uvažováno jako rovnoměrné spojitě. Původní hodnota zatížení  $q_{fk} = 5 \text{ KN/m}^2$  je redukována, protože není vyžadován model zatížení 4.

$$2,5 \text{ KN/m}^2 < q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} = 2,0 + \frac{120}{90+30} = 3,0 \text{ KN/m}^2 < 5,0 \text{ KN/m}^2 \quad (4.3)$$

- obslužné vozidlo



Legenda:

$$Q_{sv} = 80 \text{ KN}$$

$$Q_{sv} = 40 \text{ KN}$$

Obrázek 93 Zatížení dopravou - obslužné vozidlo [27]

- vodorovná síla

Vodorovná síla působí na lávce v úrovni vozovky ve směru podélné osy. Charakteristická hodnota vodorovné síly  $Q_{flk}$  je 10 % z celkového zatížení od chodců.

$$Q_{flk} = 0,1 q_{fk} = 0,1 \times 3,5 \times 90,0 \times 3,0 = 94,5 \text{ KN} \quad (4.4)$$

- sestavy zatížení dopravou

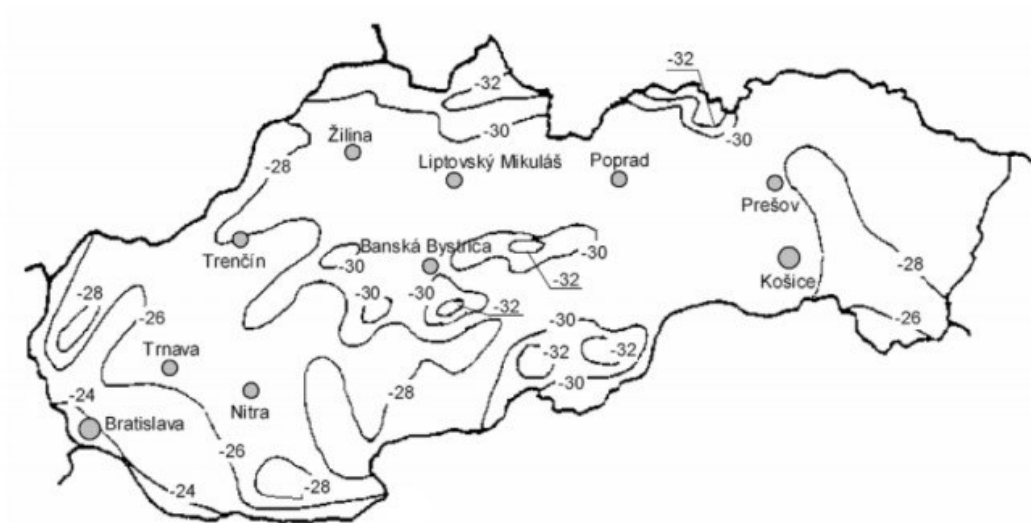
Sestavy zatížení jsou uvažovány dle následující tabulky. Vždy je uvažováno samotné zatížení od chodců, nebo samotné zatížení od servisního vozidla.

Druh zatížení	Svislé síly		Vodorovné síly	
	Zatěžovací systém	Rovnoměrné zatížení		Obslužné vozidlo
Sestava zatížení	gr1	$q_{fk}$	0	$Q_{flk}$
	gr2	0	$Q_{serv}$	$Q_{flk}$

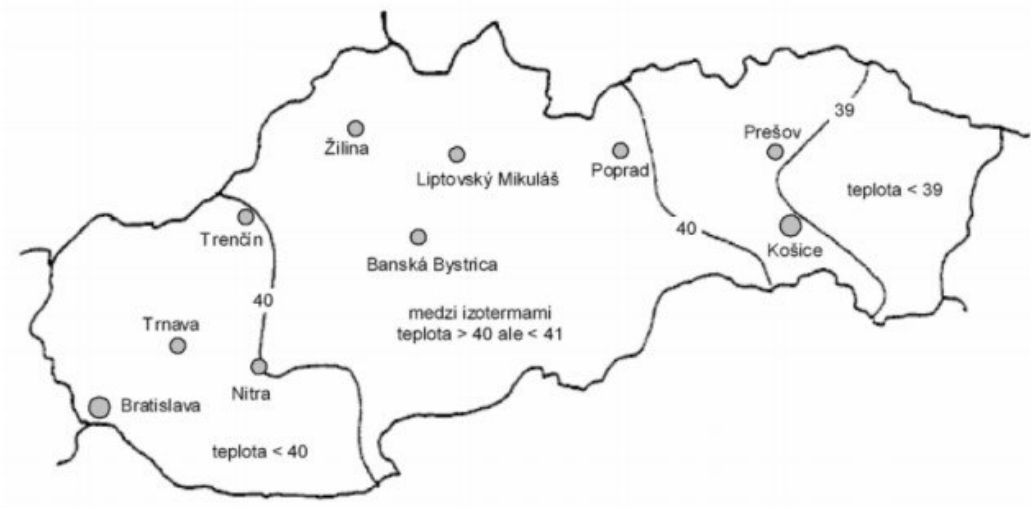
Tabulka 15 Sestavy zatížení dopravou [27]

#### 4.4.2.2 Zatížení teplotou

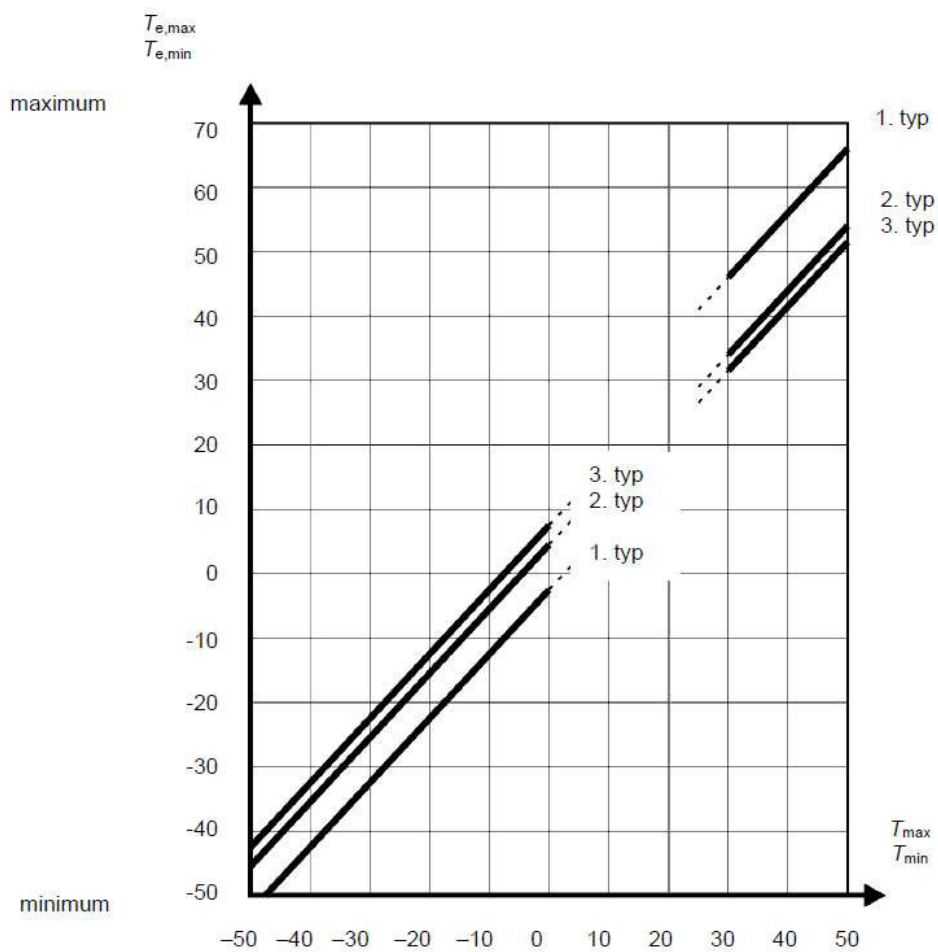
Zatížení teplotou je uvažováno podle ČSN EN 1991-1-5 [28]. Z dodatku slovenské normy STN EN 1991-1-5 jsou převzaty mapy izoterm pro minimální a maximální teploty vzduchu ve stínu. Zatížení je určeno pro betonovou mostovku (typ 3). Nejprve je stanovena výchozí teplota při betonáži  $T_0$ . Dále jsou podle map izoterm stanoveny teploty  $T_{min}$  a  $T_{max}$  a poté jsou na základě znalosti typu konstrukce odečteny hodnoty  $T_{e,min}$  a  $T_{e,max}$ .



Obrázek 94 Mapa izoterm minimálních teplot vzduchu ve stínu [29]



Obrázek 95 Mapa izoterm maximálních teplot ve stínu [29]



Obrázek 96 Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ( $T_{min}/T_{max}$ ) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ( $T_{e,min}/T_{e,max}$ ) [28]

$$T_0 = 10^{\circ}C$$

$$T_{min} = -30^{\circ}C \quad \rightarrow \quad T_{e,min} = -22^{\circ}C$$

$$T_{max} = 39^{\circ}C \quad \rightarrow \quad T_{e,max} = 41^{\circ}C$$

- charakteristická hodnota maximálního rozsahu zkrácení vlivem rovnoměrné složky teploty mostovky

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -22 - 10 = -32^{\circ}C \quad (4.5)$$

- charakteristická hodnota maximálního rozsahu roztažení od rovnoměrné složky teploty mostovky

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41 - 10 = 31^{\circ}C \quad (4.6)$$

- lineární rozdílové složky teploty

- horní povrch teplejší než dolní

$$\Delta T_{M,HEAT} = \Delta T_{M,heat} \times k_{sur} = 10 \times 0,8 = 8^{\circ}C \quad (4.7)$$

- dolní povrch teplejší než horní

$$\Delta T_{M,COOL} = \Delta T_{M,cool} \times k_{sur} = 8 \times 1,1 = 8,8^{\circ}C \quad (4.8)$$

- současné působení rovnoměrné složky a rozdílové složky teploty

$$\Delta T_{M,HEAT}(\text{nebo} \Delta T_{M,COOL}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{nebo} \Delta T_{N,con}) \quad (4.9)$$

,nebo

$$\omega_M \Delta T_{M,HEAT}(\text{nebo} \Delta T_{M,COOL}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo} \Delta T_{N,con}) \quad (4.10)$$

,kde  $\omega_N = 0,35$  a  $\omega_M = 0,75$

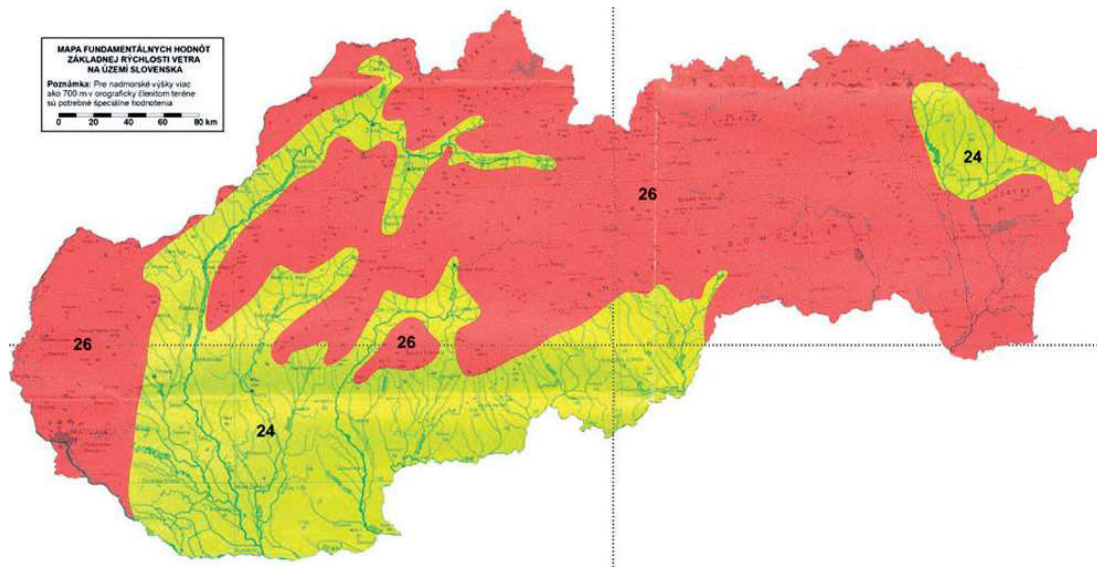
Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými nosnými prvky konstrukce jsou uvažovány  $\pm 10^{\circ}C$  pro světlé barvy. To znamená, že absolutní hodnoty teplot pylonu a závěsů jsou o  $10^{\circ}C$  větší než teplota mostovky.

#### 4.4.2.3 Zatížení větrem

Zatížení větrem je uvažováno podle ČSN EN 1991-1-4. Z dodatku slovenské normy STN EN 1991-1-4 je převzata mapa fundamentálních hodnot základní rychlosti větru  $v_{b,0}$ . Zatížení větrem působí na mostovku, zábradlí, pylon a závěsy. Zábradlí je uvažováno jako plné. Zatížení větrem na závěs je modelováno jako osamělá síla v místě kotvení závěsu do mostovky a pylonu. Odezva lan na dynamické účinky je v tomto předběžném výpočtu zanedbána.

Stanovení zatížení větrem je provedeno podle kapitoly 8.3.2. Zatížení působí vodorovně kolmo k podélné ose lávky.





Obrázek 97 Mapa fundamentálních hodnot základní rychlosti větru  $v_{b,0}$  [31]

- vodorovná síla od větru kolmo k podélné ose lávky obecně

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{x,ref} \quad (4.11)$$

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (4.12)$$

$$C = c_e \times c_{f,x} \quad (4.13)$$

, kde je

$\rho$	měrná hodnota vzduchu rovna $1,25 \text{ kg/m}^3$
$v_b$	základní rychlost větru
$c_{dir}$	součinitel směru větru roven 1,0
$c_{season}$	součinitel ročního období roven 1,0
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru
$C$	součinitel zatížení větrem
$c_e$	součinitel expozice roven
$c_{f,x}$	součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců roven pro běžné mosty
$A_{x,ref}$	referenční plocha

- spojitě zatížení působící na mostovku,  $c_e = 2,1, c_{f,x} = 1,3, v_{b,0} = 25,32 \text{ m/s}$

$$F_w = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,32^2 \times 2,73 \times 1,75 \times 1 = 1,914 \text{ KN/m} \quad (4.14)$$

- spojitě zatížení působící na pylon,  $c_e = 2,4, c_{f,x} = 1,9, v_{b,0} = 28,14 \text{ m/s}$

$$F_w = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 28,14^2 \times 4,56 \times 0,75 \times 1 = 1,693 \text{ KN/m} \quad (4.15)$$

- zatížení větrem na závěsy – síly v místě kotvení závěsů

Závěs	Průřez [mm]	L [m] [m]	$A_{x,ref,i}$ [m <sup>2</sup> ]	$F_{w,i,mostovka}$ [kN]	$F_{w,i,pylon}$ [kN]	
Krajní pole	1	97	40,549	1,967	2,938	3,117
	2	52	34,717	0,903	1,348	1,426
	3	45	30,677	0,690	1,031	1,259
	4	45	26,979	0,607	0,907	1,111
	5	45	23,783	0,535	0,799	0,988
	6	45	21,605	0,486	0,726	0,901
	7	45	20,454	0,460	0,687	0,901
Hlavní pole	8	45	20,454	0,460	0,687	0,974
	9	45	21,605	0,486	0,726	1,085
	10	45	23,783	0,535	0,799	1,224
	11	45	26,695	0,601	0,897	1,384
	12	45	30,164	0,679	1,014	1,557
	13	45	34,020	0,765	1,143	1,741
	14	52	38,145	0,992	1,481	1,931
	15	52	42,462	1,104	1,649	2,127
	16	52	46,918	1,220	1,822	2,326
	17	52	51,475	1,338	1,999	2,917
	18	52	56,111	1,459	2,179	2,917

Tabulka 16 Zatížení větrem na závěsy-síly v místě kotvení závěsů

#### 4.4.2.4 Staveništní zatížení

Podle tabulky 4.1 normy ČSN 1991-1-6 [32] je staveništní zatížení definováno jako *osoby a ruční náradí*. Zatížení je modelováno ve fázích výstavby vždy na posledním vyvěšeném segmentu. Hodnota zatížení je 1 kN/m<sup>2</sup>.

## 4.5 Kombinace

Kombinace zatížení jsou sestaveny podle ČSN EN 1990 [33]. Zatížení je kombinováno podle kapitoly A2.2.3, která stanovuje kombinační pravidla pro lávky pro pěší. Zatížení větrem a teplotou tedy není uvažováno současně.

Zatížení	Dílčí součinitele $\gamma$
Stálá zatížení	1,35
Nerovnoměrné poklesy	1,2
Zatížení dopravou včetně chodců a cyklistů	1,35
Ostatní proměnné zatížení	1,5
Redukční součinitel $\xi$	0,85

Tabulka 17 Dílčí součinitele  $\gamma$  a redukční součinitel  $\xi$  [33]

Zatížení	Značka	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 <sup>1)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	0
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  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 18 Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro lávky pro pěší [33]

### 4.5.1 Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace:

- 6.10

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.16)$$

## 4.5.2 Mezní stav použitelnosti

- charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.17)$$

- častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.18)$$

- kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.19)$$

## 4.6 Návrh závěsů

Prvotní návrh závěsů je proveden pomocí náhradního spojitého nosníku, kde tuhé podpory reprezentují kotvení závěsů. Nosník je zatížen dvojnásobkem vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení ( $2 \times [g_0 + (g - g_0)]$ ). Tato rezerva zohledňuje proměnná zatížení a rektifikaci závěsů. Výsledné reakce jsou vyděleny dvěma, protože jsou navrženy dvě roviny závěsů. Následně je vypočítána síla v závěsu podle vzorce:

$$N_i = \frac{R_{z,i}}{\sin \alpha_i} \quad (4.20)$$

Dále je spočtena nutná plocha závěsu podle vzorce:

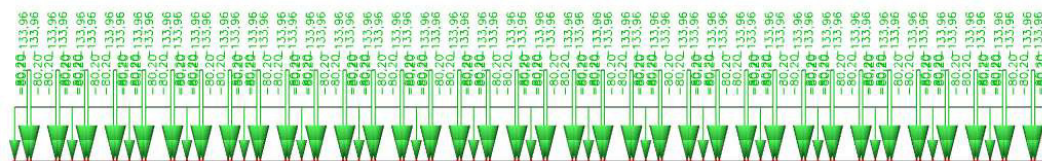
$$A_{nut} = \frac{N_i}{0,45 f_y} \quad (4.21)$$

Po výpočtu nutného průměru  $d_{nut}$  je navržen konkrétní průměr táhla Macalloy S460 a je vypočtena jeho únosnost.



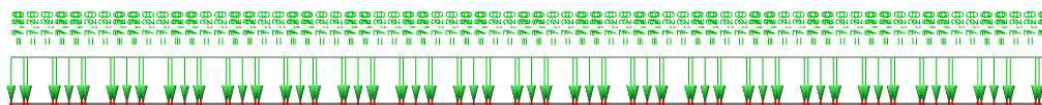
Obrázek 98 Náhradní spojitý nosník

$$2 * g_{0,1} = 80,20 \text{ KN/m}; \quad 2 * g_{0,2} = 133,96 \text{ KN/m}$$

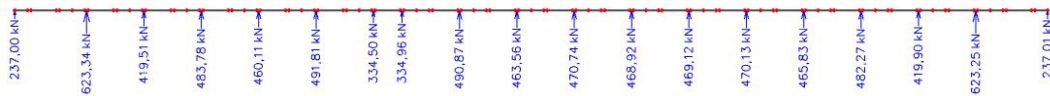


Obrázek 99 Zatížení náhradního nosníku dvojnásobkem vlastní tíhy

$$2 * (g - g_0) = 7,20 \text{ KN/m}$$



Obrázek 100 Zatížení náhradního nosníku dvojnásobkem ostatního stálého zatížení



Obrázek 101 Výsledné reakce  $R_z$  na náhradním spojitém nosníku

Podpora/Závěs	$R_{z,i}/2$ [kN]	Úhel [°]	$N_i$ [kN]	$A_{nut}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_{nut}$ [mm]	Macalloy [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$N_{rd}$ [kN]	
Krajní pole	1	118,5	38	192,476	822,5	32,36	M 34	907,9	472,1
	2	311,7	42,2	463,988	1982,9	50,25	M 52	2123,7	1104,3
	3	209,8	47,5	284,499	1215,8	39,34	M 45	1590,4	827,0
	4	241,9	54,3	297,863	1272,9	40,26	M 45	1590,4	827,0
	5	230,1	63,2	257,740	1101,5	37,45	M 39	1194,6	621,2
	6	245,9	74,4	255,310	1091,1	37,27	M 39	1194,6	621,2
	7	167,3	87,2	167,450	715,6	30,18	M 39	1194,6	621,2
Hlavní pole	8	167,5	87,2	167,680	716,6	30,21	M 39	1194,6	621,2
	9	245,4	74,4	254,822	1089,0	37,24	M 39	1194,6	621,2
	10	231,8	63,2	259,673	1109,7	37,59	M 39	1194,6	621,2
	11	235,4	53,9	291,303	1244,9	39,81	M 45	1590,4	827,0
	12	234,5	46,6	322,692	1379,0	41,90	M 45	1590,4	827,0
	13	234,6	40,8	358,972	1534,1	44,20	M 45	1590,4	827,0
	14	235,1	36,3	397,060	1696,8	46,48	M 52	2123,7	1104,3
	15	232,9	32,7	431,132	1842,4	48,43	M 52	2123,7	1104,3
	16	241,1	29,7	486,690	2079,9	51,46	M 52	2123,7	1104,3
	17	210,0	27,3	457,757	1956,2	49,91	M 52	2123,7	1104,3
	18	311,6	25,3	729,190	3116,2	62,99	M 72	4071,5	2117,2
	19	311,6	-	-	-	-	-	-	-

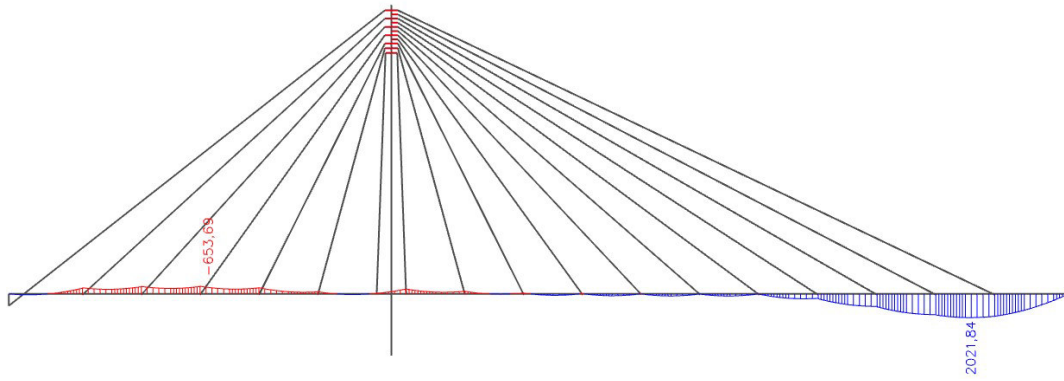
Tabulka 19 Předběžný návrh závěsů Macalloy S460

## 4.7 Rektifikace

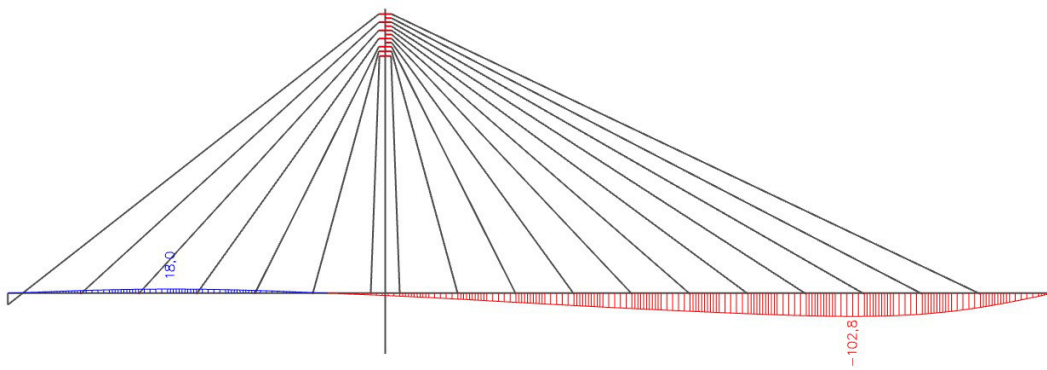
Lávka byla rektifikována iterativně na kombinaci zatížení od vlastní tíhy a ostatní stálé zatížení. Vzhledem k tomu, že je pylon svislý a hlavní pole lávky je výrazně delší než krajní, nemůže být ohybový moment na pylonu nulový. Reverzní závěs č.1 je kotvený do opěry 01 a vyrovnává účinky zatížení na hlavní pole lávky. V tomto závěsu působila velká tahová síla, kterou navržený závěs M34 nedokázal přenést. Z toho důvodu byl upraven návrh závěsů, který je shrnut v následující tabulce. Vyrovnání mostovky bylo provedeno rovnoměrným ochlazením jednotlivých závěsů. Pro první iteraci bylo ochlazení jednotlivých závěsů vypočítáno ze svislých deformací mostovky v místě kotvení závěsů.

Závěs	$R_{z,i}/2$ [kN]	Úhel [°]	$N_i$ [kN]	$A_{nut}$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_{nut}$ [mm]	Macalloy [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$N_{rd}$ [kN]	$\Delta t$ [K]	
Krajní pole	1	118,5	38,00	192,476	929,8	34,41	M 97	7389,8	3399,3	-105
	2	311,7	42,20	463,988	2241,5	53,42	M 52	2123,7	976,9	-77
	3	209,8	47,50	284,499	1374,4	41,83	M 45	1590,4	731,6	-56
	4	241,9	54,30	297,863	1439,0	42,80	M 45	1590,4	731,6	-40
	5	230,1	63,20	257,740	1245,1	39,82	M 45	1590,4	731,6	-40
	6	245,9	74,40	255,310	1233,4	39,63	M 45	1590,4	731,6	-45
	7	167,3	87,20	167,450	808,9	32,09	M 45	1590,4	731,6	-56
Hlavní pole	8	167,5	87,20	167,680	810,0	32,12	M 45	1590,4	731,6	-41
	9	245,4	74,40	254,822	1231,0	39,59	M 45	1590,4	731,6	-51
	10	231,8	63,20	259,673	1254,5	39,97	M 45	1590,4	731,6	-61
	11	235,4	53,90	291,303	1407,3	42,33	M 45	1590,4	731,6	-59
	12	234,5	46,60	322,692	1558,9	44,55	M 45	1590,4	731,6	-49
	13	234,6	40,80	358,972	1734,2	46,99	M 45	1590,4	731,6	-46
	14	235,1	36,30	397,060	1918,2	49,42	M 52	2123,7	976,9	-27
	15	232,9	32,70	431,132	2082,8	51,50	M 52	2123,7	976,9	-23
	16	241,1	29,70	486,690	2351,2	54,71	M 52	2123,7	976,9	-15
	17	210,0	27,30	457,757	2211,4	53,06	M 52	2123,7	976,9	-10
	18	311,6	25,30	729,190	3522,7	66,97	M 52	2123,7	976,9	-12
	19	311,6	-	-	-	-	-	-	-	-

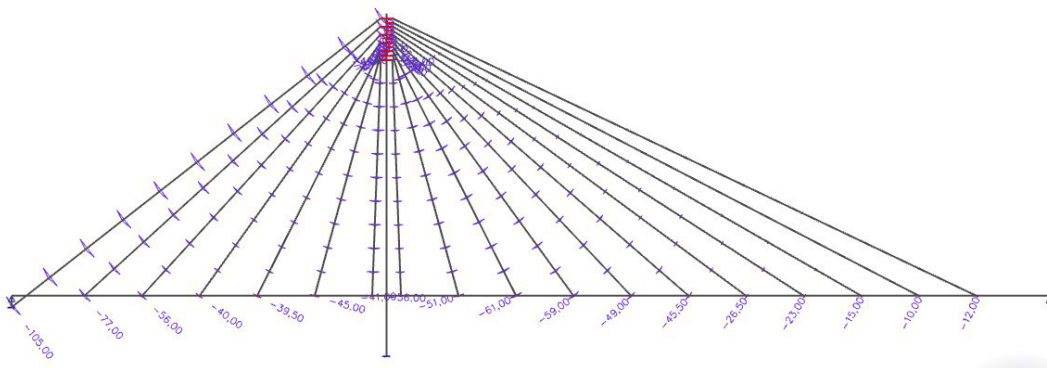
Tabulka 20 Upravený návrh závěsů Macalloy S460



Obrázek 102 Ohybové momenty  $M_y$  od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

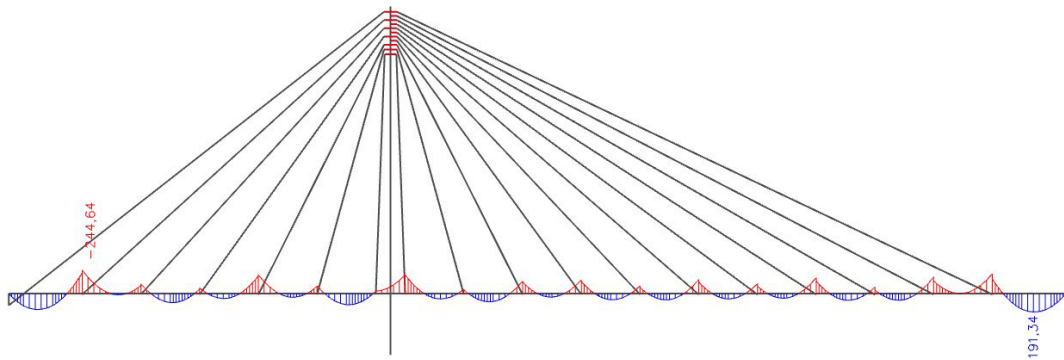


Obrázek 103 Svislá deformace  $U_z$  od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

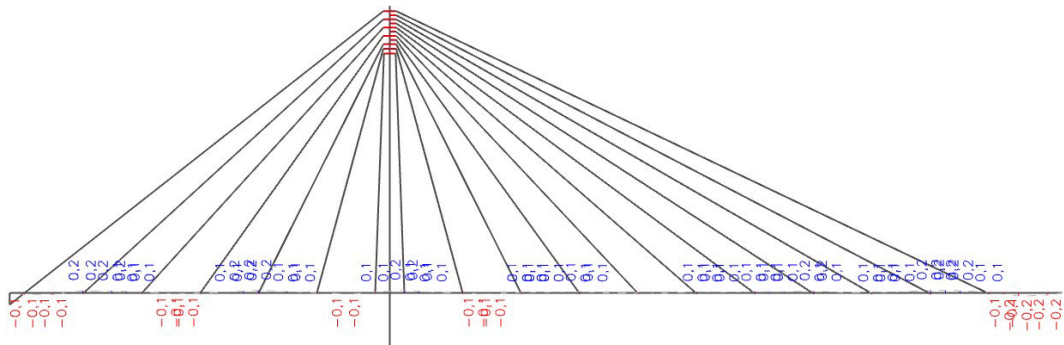


Obrázek 104 Předpětí závěsů rovnoměrným ochlazením





Obrázek 105 Ohybové momenty  $M_y$  od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení po rektifikaci

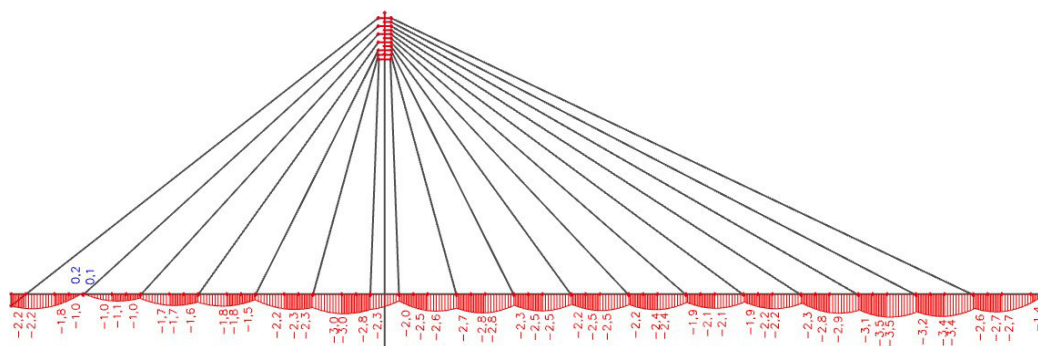


Obrázek 106 Svislá deformace  $U_z$  od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení po rektifikaci

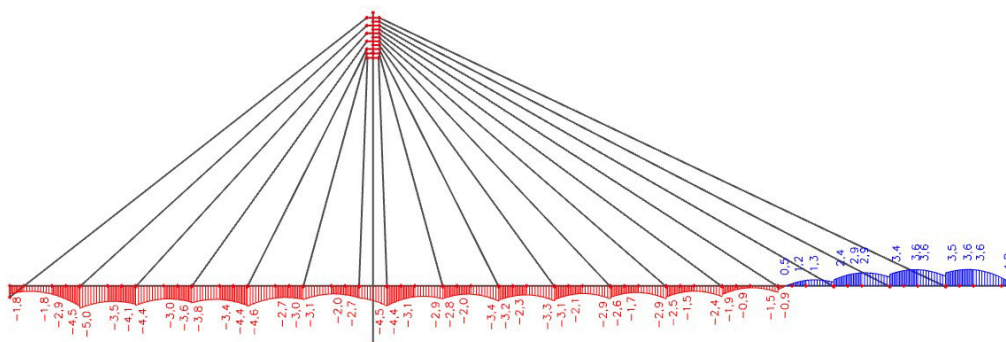
## 4.8 Návrh předpětí

### 4.8.1 Předběžný návrh předpětí

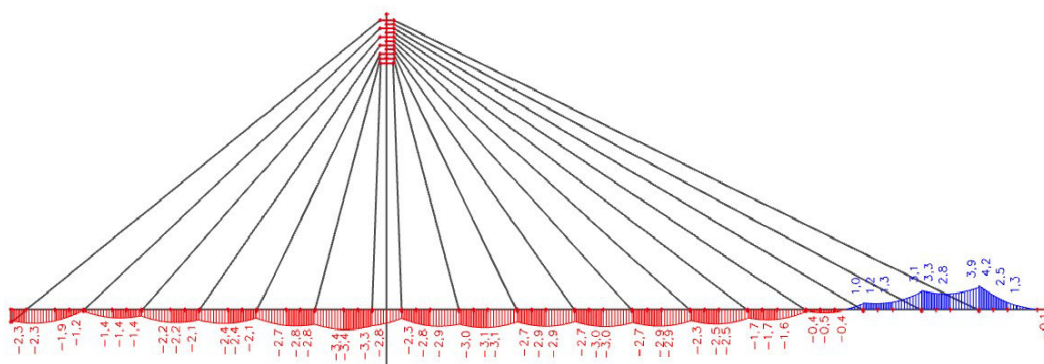
Návrh předpětí je proveden na rozhodující charakteristickou kombinaci zatížení MSP při, které je dosaženo nejvyšší hodnoty tahového napětí. Vzhledem ke kategorii konstrukce je žádoucí, aby nevznikaly žádné trhliny po celou její životnost. Tím je dosažena lepší ochrana výztuže proti korozi a delší trvanlivost konstrukce. Předpětí je tedy navrženo na plné tahové napětí.



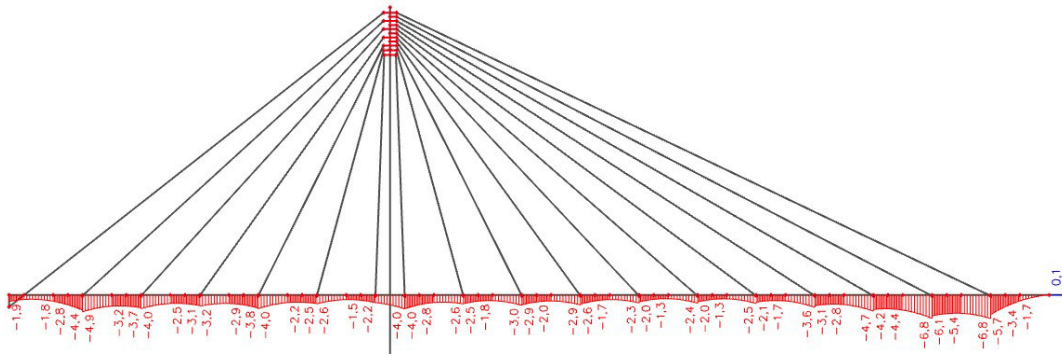
Obrázek 107 Normálové napětí při char. kombinaci – horní vlákna MAX



Obrázek 108 Normálové napětí při char. kombinaci – spodní vlákna MAX



Obrázek 109 Normálové napětí při char. kombinaci – horní vlákna MIN



Obrázek 110 Normálové napětí při char. kombinaci – spodní vlákna MIN

- Normálové napětí v rozhodujícím průřezu mostovky,  $x = 83,75$  m

napětí v horních vláknech	$\sigma_{char,h} =$	4,2	MPa
napětí ve spodních vláknech	$\sigma_{char,d} =$	-6,8	MPa

- průřezové charakteristiky

plocha průřezu mostovky	$A =$	1,604	$m^2$
moment setrvačnosti	$I_y =$	0,063521	$m^4$
poloha těžiště od spodních vláken	$e_d =$	0,397	m
poloha těžiště od horních vláken	$e_h =$	0,293	m

- maximální napětí při předpínání

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1,k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1637\} = 1473,3 \text{ MPa}$$

- maximální napětí po vnesení předpětí

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,75 * f_{pk}; 0,85 * f_{p0,1,k}\} = \min\{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1637\} = 1391,45 \text{ MPa}$$

- návrh předpínací síly

$$P_{K,\infty} = \sigma_{k,d} * A_c = 4,2 * 1,604 = 6,737 \text{ MN}$$

- odhad ztrát předpětí na konci životnosti

$$z = 20 \%$$

- napětí v předpínací výztuži na konci životnosti

$$\sigma_{p,\infty,est} = 0,8 * \sigma_{p,max} = 0,8 * 1473,3 = 1178,64 \text{ MPa}$$

- nutná plocha předpínací výztuže

$$A_{p,req} = P_{K,\infty} / \sigma_{p,\infty,est} = 6,737 / 1178,64 = 0,005716 m^2 = 5716 mm^2$$

- plocha jednoho lana  $\varnothing 15,7$  mm

$$A_{p,s,1} = 150 mm^2$$

- nutný počet lan

$$n = A_{p,req} / A_{p,s,1} = 5716 / 150 = 38,11 ks$$

- návrh předpínací výztuže

4 průběžné kabely po 12 lanech (napínané z jedné strany)

$$A_{p,1} = 4 * 12 * 150 = 7200 mm^2$$

FÁZE	NÁZEV	ČAS
0	Betonáž samotných pref. segmentů	- 36 dnů
1	Zhotovená lávka	40 den
2	Předpětí KL1 (2x12)	41 den
3	Předpětí KL2 (2x12)	42 den
4	Ostatní stálé	60 den
5	Uvedení do provozu	90 den
6	Konec životnosti	36500 dnů

Tabulka 21 Časová osa model s TDA

## 4.8.2 Ztráty předpětí

Pro předběžný návrh množství předpínacích výztuže byly uvažovány celkové ztráty předpětí na konci životnosti 20 %. Relativně nižší ztráty jsou předpokládány z důvodu, že je látka montovaná ze segmentů s vyšším stářím betonu. Po předběžném návrhu bylo následně předpětí modelováno ve výpočetním softwaru SCIA, který pomocí časově závislé analýzy TDA zohledňuje úplný proces stárnutí, včetně relaxace výztuže, dotvarování a smršťování.



Obrázek 111 Schéma průběhu ztrát předpětí v čase [30]

Protože je mostovka z prefabrikovaných segmentů předpjatá dodatečně, jsou zohledněny ve výpočtu následující ztráty.

- krátkodobé ztráty
  - pokluz v kotvě
  - okamžité pružné přetvoření betonu
  - krátkodobá relaxace
  - tření mezi kabelem a kabelovým kanálkem
  - postupným předpínáním
- dlouhodobé
  - relaxace oceli
  - smrštění a dotvarování betonu

VYHODNOCENÍ ZTRÁT		
KRÁTKODOBÉ	V ČASE UVEDENÍ DO PROVOZU	NA KONCI ŽIVOTNOSTI
4,90%	8,10%	19,20%

Tabulka 22 Vyhodnocení ztrát předpětí

## 4.9 Posouzení mostovky MSP

### 4.9.1 Mezní stav omezení napětí

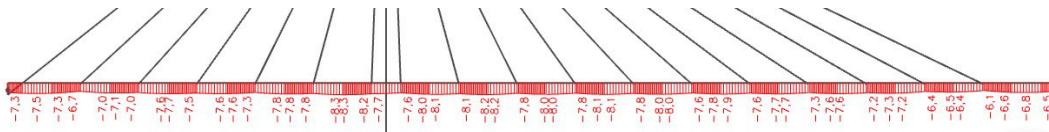
#### Omezení napětí v tlaku

- Doba vnesení předpětí:

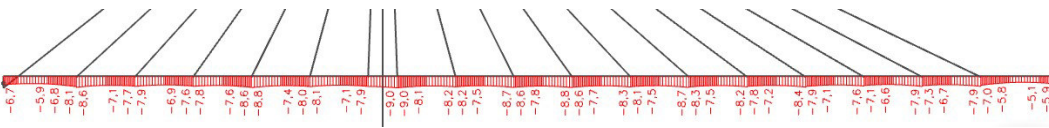
$$\sigma \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 45 = 27,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck}, t > 28 \text{ dní}$$

Vzhledem ke stáří betonu prefabrikovaných segmentů v čase vnesení předpětí  $t > 28$  dní je uvažována hodnota charakteristické pevnosti betonu v tlaku.



Obrázek 112 Napětí v době vnesení předpětí - horní vlákna



Obrázek 113 Napětí v době vnesení předpětí - spodní vlákna

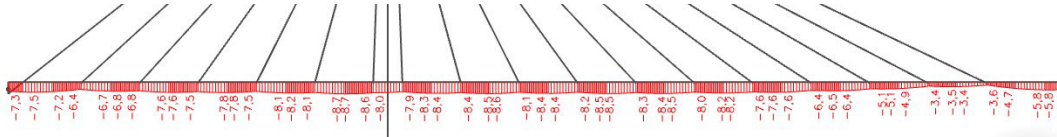
- Provozní stav
  - Charakteristická kombinace:
$$\sigma \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27,0 \text{ MPa}$$
  - Kvazistálá kombinace (předpoklad lineárního dotvarování):
$$\sigma \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

#### Omezení napětí v tahu

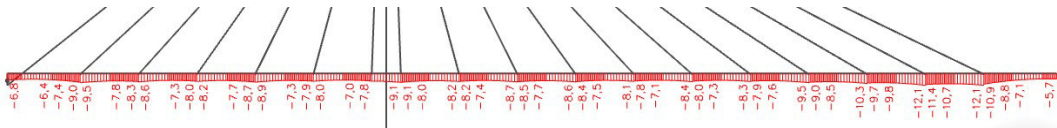
- Provozní stav
  - Charakteristická kombinace:
$$\sigma \leq 0 \text{ MPa}$$
  - Kvazistálá kombinace:
$$\sigma \leq 0 \text{ MPa}$$

### 4.9.1.1 Charakteristická kombinace

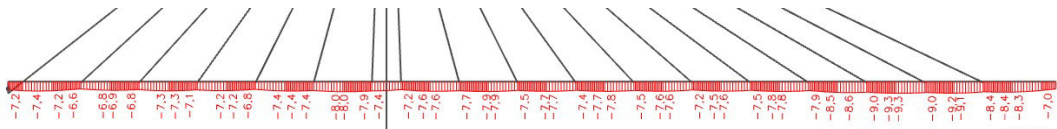
#### Uvedení do provozu



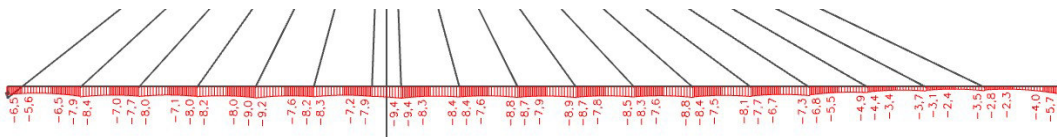
Obrázek 114 Normálové napětí při char. kombinaci UP - horní vlákna MIN



Obrázek 115 Normálové napětí při char. kombinaci UP - spodní vlákna MIN



Obrázek 116 Normálové napětí při char. kombinaci UP - horní vlákna MAX



Obrázek 117 Normálové napětí při char. kombinaci UP - spodní vlákna MAX

#### Omezení napětí v tlaku

$$|\sigma_{c,min}| = 13,1 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27,0 \text{ MPa}$$

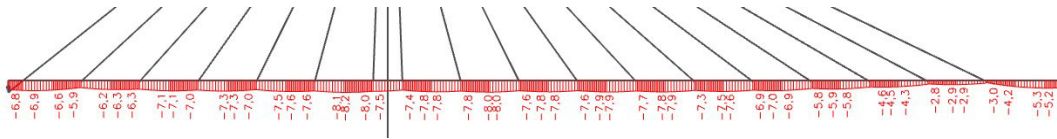
→ Vyhovuje

#### Omezení napětí v tahu

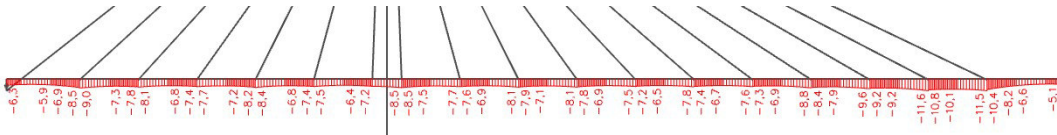
$$\sigma_{t,max} = -2,4 < 0 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

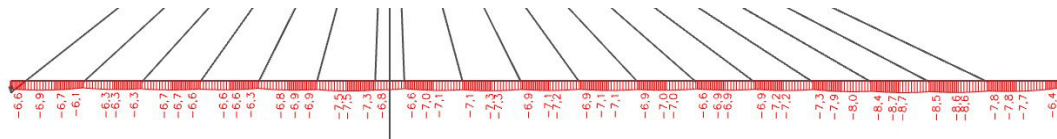
## Konec životnosti



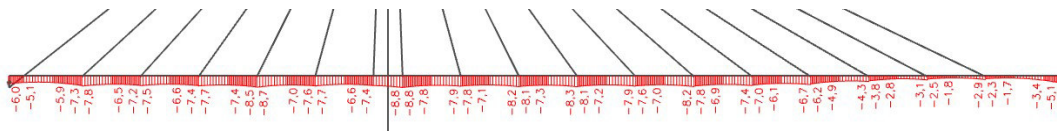
Obrázek 118 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - horní vlákna MIN



Obrázek 119 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - spodní vlákna MIN



Obrázek 120 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - horní vlákna MAX



Obrázek 121 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - spodní vlákna MAX

### Omezení napětí v tlaku

$$|\sigma_{c,min}| = 11,6 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27,0 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

### Omezení napětí v tahu

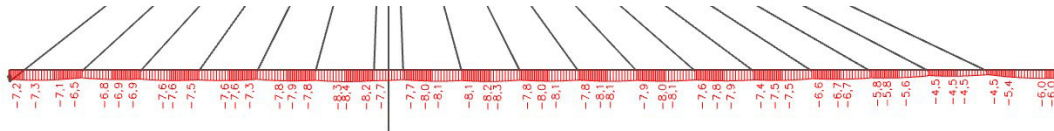
$$\sigma_{t,max} = -1,7 < 0 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

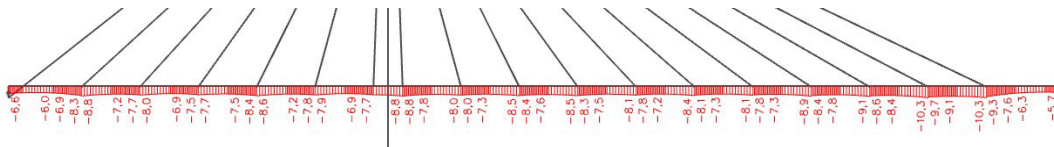


#### 4.9.1.2 Kvazistálá kombinace

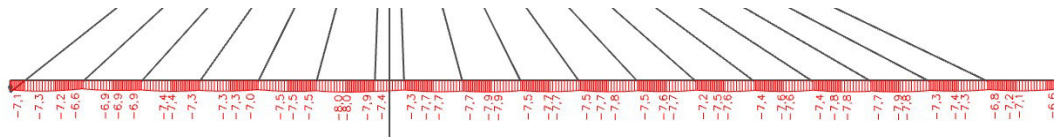
##### Uvedení do provozu



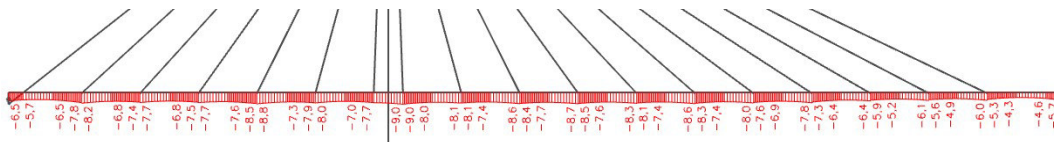
Obrázek 122 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - horní vlákna MIN



Obrázek 123 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - spodní vlákna MIN



Obrázek 124 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - horní vlákna MAX



Obrázek 125 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - spodní vlákna MAX

##### Omezení napětí v tlaku

$$|\sigma_{c,min}| = 10,3 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

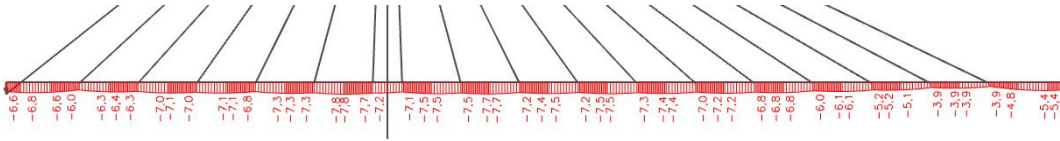
→ Vyhovuje

##### Omezení napětí v tahu

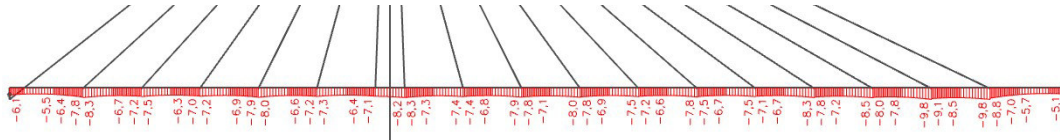
$$\sigma_{t,max} = -4,3 < 0 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

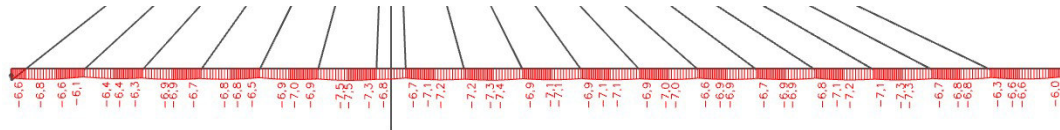
## Konec životnosti



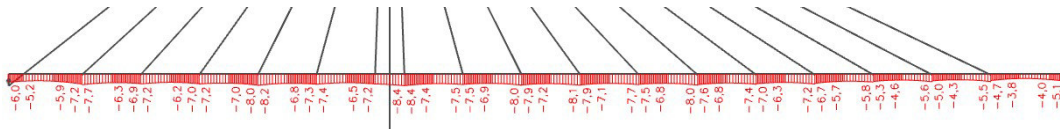
Obrázek 126 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - horní vlákna MIN



Obrázek 127 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - spodní vlákna MIN



Obrázek 128 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - horní vlákna MAX



Obrázek 129 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - spodní vlákna MAX

### Omezení napětí v tlaku

$$|\sigma_{c,min}| = 9,8 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

### Omezení napětí v tahu

$$\sigma_{t,max} = -3,9 < 0 \text{ MPa}$$

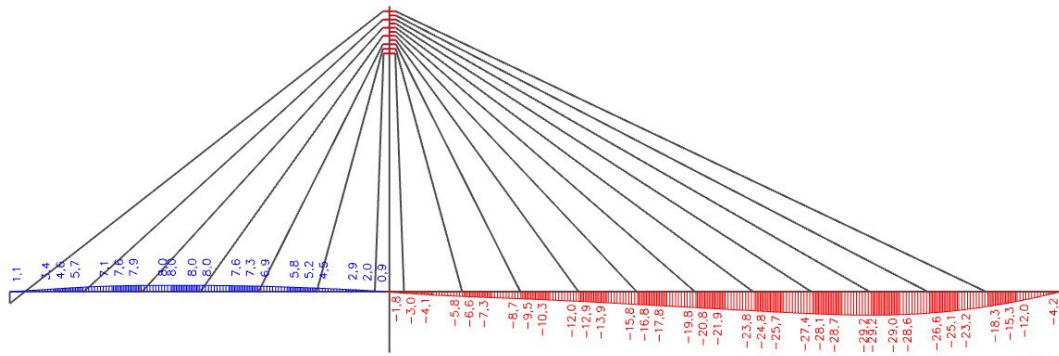
→ Vyhovuje

## 4.9.2 Mezní stav přetvoření mostovky

Dle ČSN 73 6214 je průhyb mostovky neporušené trhlinou posouzen pro nejnepříznivější častou kombinaci na konci životnosti konstrukce.

Konstrukce	Přípustný průhyb
Konstrukce železobetonové z prostých nosníků o více polích	$L/500$
Konstrukce železobetonové – prosté nosníky o jednom poli	$L/350$
Konstrukce železobetonové – spojitě a rámové konstrukce	$L/350$
Konstrukce z předpjatého betonu	$L/600$

Tabulka 23 Přípustné hodnoty průhybů



Obrázek 130 Průhyb mostovky při nejnepříznivější časté kombinaci na konci životnosti konstrukce

$$f_{g,lim} = \frac{l}{600} = \frac{90}{600} = 0,150 \text{ m} = 150 \text{ mm}$$

$$u_z < f_{g,lim}$$

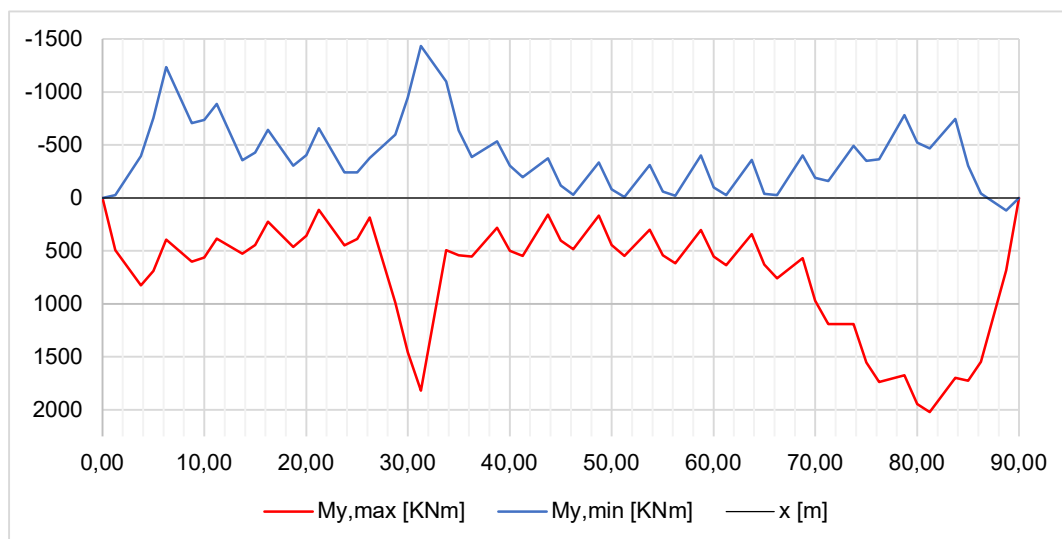
$$29,2 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Vyhovuje

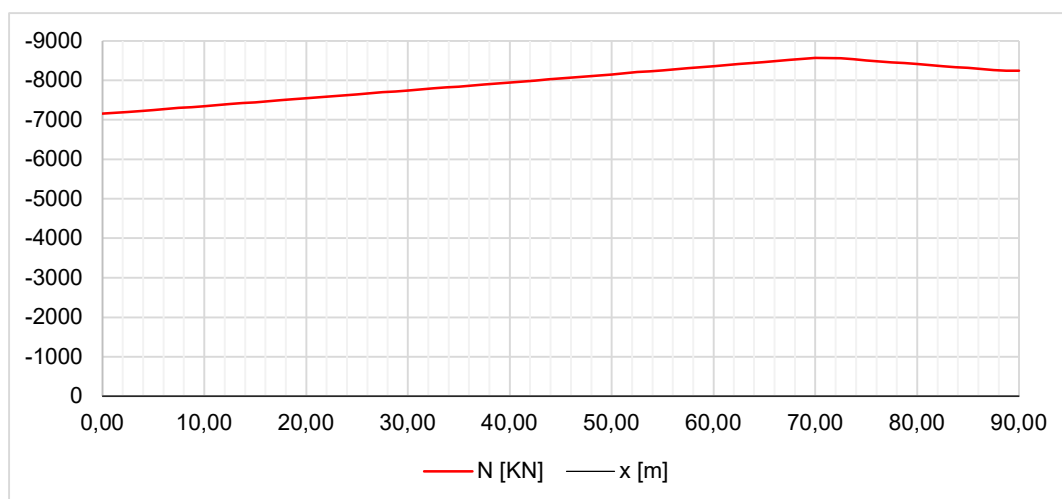
## 4.10 Posouzení mostovky MSÚ

### 4.10.1 Ohybový moment a normálová síla

Z obálky ohybových momentů je zřejmé, že rozhodující průřez pro  $M_{y,min}$  se nachází v místě závěsu č. 7 ve vzdálenosti  $x = 31,25$  m. Rozhodující průřez pro  $M_{y,max}$  leží v poli mezi závěsy č. 17 a 18 ve vzdálenosti  $x = 81,25$  m. Posouzeny byly extrémy obálky ohybových momentů na konci životnosti. Posudek je vypracován v MS Excel.



Obrázek 131 Obálka ohybových momentů  $M_y$  na konci životnosti



Obrázek 132 Normálová síla v předpínací výztuži na konci životnosti

## MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT A NORMÁLOVÁ SÍLA

### POSUZOVANÝ ŘEZ

<b>x =</b>	<b>6,25</b>	<b>m</b>	<b>řez v místě závěsu č. 2 - My,min</b>
<b>t =</b>	<b>36500</b>	<b>dnů</b>	<b>čas na KŽ konstrukce</b>

### PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

$A_{p,s,1}$ =	150	mm <sup>2</sup>	plocha jednoho lana
n =	12	ks	počet lan v kabelu
$n_k$ =	4	ks	počet kabelů
$A_p$ =	7200	mm <sup>2</sup>	celková plocha předpínací výztuže
$f_{pd}$ =	1423	MPa	návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži
$E_p$ =	195	GPa	

### BETON

$A_c$ =	1,604	m <sup>2</sup>	
h =	670	mm	výška průřezu
$h_d$ =	190	mm	tloušťka desky mostovky
$e_h$ =	273	mm	vzdálenost od těžiště k horním vláknům
$e_d$ =	397	mm	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům
b =	1800	mm	šířka posuzovaného průřezu
$f_{cd}$ =	27	MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
$E_{cm}$ =	36000	MPa	sečnový modul pružnosti

### VÝPOČET MOMENTU ÚNOSNOSTI

$M_{Ed}$ =	1234,610	KNm	návrhový moment
$N_{p,d}$ =	10245,600	KN	síla v předpínací výztuži
$N_{c,d}$ =	10245,600	KN	síla v betonu, kontrola $N_{c,d} = N_{p,d}$
x =	210,815	mm	hledaná výška tlačené oblasti
z =	291,593	mm	rameno vnitřních sil
$M_{Rd}$ =	2987,541	KNm	moment únosnosti

OK

$M_{Rd}$	>	$M_{Ed}$	[KNm]
<b>2987,54</b>	>	<b>1234,61</b>	[KNm]

**VYHOVUJE**

### OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE

$\epsilon$ =	7,297	%	deformace potřebná ke zplastizování
$\sigma_p$ =	1006,93	MPa	napětí v předpínací výztuži na KŽ
$N_p$ =	7249,89	KN	normálová síla předpínací výztuže na KŽ
$\sigma_c^p$ =	-4,52	MPa	napětí v betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_c^p$ =	-0,13	%	přetvoření betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_p$ =	5,16	%	přetvoření předpínací výztuže
$\Delta\epsilon_p$ =	3,09	%	přírůstek poměrného přetvoření předpínací výztuže
$\Sigma\epsilon_p$ =	8,380	%	výsledné přetvoření v předpínací výztuži

$\Sigma\epsilon_p$	>	$\epsilon$	[%]
<b>8,38</b>	>	<b>7,30</b>	[%]

**VÝZTUŽ ZPLASTIZUJE**

## MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT A NORMÁLOVÁ SÍLA

### POSUZOVANÝ ŘEZ

<b>x =</b>	<b>31,25</b>	<b>m</b>	<b>řez v místě závěsu č. 7 - My,min</b>
<b>t =</b>	<b>36500</b>	<b>dnů</b>	<b>čas na KŽ konstrukce</b>

### PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

$A_{p,s,1}$ =	150	mm <sup>2</sup>	plocha jednoho lana
n =	12	ks	počet lan v kabelu
$n_k$ =	4	ks	počet kabelů
$A_p$ =	7200	mm <sup>2</sup>	celková plocha předpínací výztuže
$f_{pd}$ =	1423	MPa	návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži
$E_p$ =	195	GPa	

### BETON

$A_c$ =	1,604	m <sup>2</sup>	
h =	670	mm	výška průřezu
$h_d$ =	190	mm	tloušťka desky mostovky
$e_h$ =	273	mm	vzdálenost od těžiště k horním vláknům
$e_d$ =	397	mm	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům
b =	1800	mm	šířka posuzovaného průřezu
$f_{cd}$ =	27	MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
$E_{cm}$ =	36000	MPa	sečnový modul pružnosti

### VÝPOČET MOMENTU ÚNOSNOSTI

$M_{Ed}$ =	1433,620	KNm	návrhový moment
$N_{p,d}$ =	10245,600	KN	síla v předpínací výztuži
$N_{c,d}$ =	10245,600	KN	síla v betonu, kontrola $N_{c,d} = N_{p,d}$
x =	210,815	mm	hledaná výška tlačené oblasti
z =	291,593	mm	rameno vnitřních sil
$M_{Rd}$ =	2987,541	KNm	moment únosnosti

OK

$M_{Rd}$	>	$M_{Ed}$	[KNm]
<b>2987,54</b>	>	<b>1433,62</b>	[KNm]

**VYHOVUJE**

### OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE

$\epsilon$ =	7,297	%	deformace potřebná ke zplastizování
$\sigma_p$ =	1082,44	MPa	napětí v předpínací výztuži na KŽ
$N_p$ =	7793,59	KN	normálová síla předpínací výztuže na KŽ
$\sigma_c^p$ =	-4,86	MPa	napětí v betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_c^p$ =	-0,13	%	přetvoření betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_p$ =	5,55	%	přetvoření předpínací výztuže
$\Delta\epsilon_p$ =	3,09	%	přírůstek poměrného přetvoření předpínací výztuže
$\Sigma\epsilon_p$ =	8,777	%	výsledné přetvoření v předpínací výztuži

$\Sigma\epsilon_p$	>	$\epsilon$	[%]
<b>8,78</b>	>	<b>7,30</b>	[%]

**VÝZTUŽ ZPLASTIZUJE**

## MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT A NORMÁLOVÁ SÍLA

### POSUZOVANÝ ŘEZ

<b>x =</b>	<b>31,25</b>	<b>m</b>	<b>řez v v místě závěsu č. 7 - My,max</b>
<b>t =</b>	<b>36500</b>	<b>dnů</b>	<b>čas na KŽ konstrukce</b>

### PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

$A_{p,s,1} =$	150	mm <sup>2</sup>	plocha jednoho lana
n =	12	ks	počet lan v kabelu
$n_k =$	4	ks	počet kabelů
$A_p =$	7200	mm <sup>2</sup>	celková plocha předpínací výztuže
$f_{pd} =$	1423	MPa	návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži
$E_p =$	195	GPa	

### BETON

$A_c =$	1,604	m <sup>2</sup>	
h =	670	mm	výška průřezu
$h_d =$	190	mm	tloušťka desky mostovky
$e_h =$	273	mm	vzdálenost od těžiště k horním vláknům
$e_d =$	397	mm	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům
b =	4000	mm	šířka posuzovaného průřezu
$f_{cd} =$	27	MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
$E_{cm} =$	36000	MPa	sečnový modul pružnosti

### VÝPOČET MOMENTU ÚNOSNOSTI

$M_{Ed} =$	1817,630	KNm	návrhový moment
$N_{p,d} =$	10245,600	KN	síla v předpínací výztuži
$N_{c,d} =$	10245,600	KN	síla v betonu, kontrola $N_{c,d} = N_{p,d}$
x =	94,867	mm	hledaná výška tlačené oblasti
z =	349,567	mm	rameno vnitřních sil
$M_{Rd} =$	3581,520	KNm	moment únosnosti

OK

$M_{Rd}$	>	$M_{Ed}$	[KNm]
<b>3581,52</b>	>	<b>1817,63</b>	[KNm]

**VYHOVUJE**

### OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE

$\epsilon =$	7,297	%	deformace potřebná ke zplastizování
$\sigma_p =$	1082,44	MPa	napětí v předpínací výztuži na KŽ
$N_p =$	7793,59	KN	normálová síla předpínací výztuže na KŽ
$\sigma_c^p =$	-4,86	MPa	napětí v betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_c^p =$	-0,13	%	přetvoření betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_p =$	5,55	%	přetvoření předpínací výztuže
$\Delta\epsilon_p =$	11,15	%	přírůstek poměrného přetvoření předpínací výztuže
$\Sigma\epsilon_p =$	16,833	%	výsledné přetvoření v předpínací výztuži

$\Sigma\epsilon_p$	>	$\epsilon$	[%]
<b>16,83</b>	>	<b>7,30</b>	[%]

**VÝZTUŽ ZPLASTIZUJE**

## MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT A NORMÁLOVÁ SÍLA

### POSUZOVANÝ ŘEZ

<b>x =</b>	<b>81,25</b>	<b>m</b>	<b>řez v poli mezi závěsy č. 17 a 18 - <math>M_{y,max}</math></b>
<b>t =</b>	<b>36500</b>	<b>dnů</b>	<b>čas na KŽ konstrukce</b>

### PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

$A_{p,s,1}$ =	150	mm <sup>2</sup>	plocha jednoho lana
n =	12	ks	počet lan v kabelu
$n_k$ =	4	ks	počet kabelů
$A_p$ =	7200	mm <sup>2</sup>	celková plocha předpínací výztuže
$f_{pd}$ =	1423	MPa	návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži
$E_p$ =	195	GPa	

### BETON

$A_c$ =	1,604	m <sup>2</sup>	
h =	670	mm	výška průřezu
$h_d$ =	190	mm	tloušťka desky mostovky
$e_h$ =	273	mm	vzdálenost od těžiště k horním vláknům
$e_d$ =	397	mm	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům
b =	4000	mm	šířka posuzovaného průřezu
$f_{cd}$ =	27	MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku
$E_{cm}$ =	36000	MPa	sečnový modul pružnosti

### VÝPOČET MOMENTU ÚNOSNOSTI

$M_{Ed}$ =	2021,960	KNm	návrhový moment
$N_{p,d}$ =	10245,600	KN	síla v předpínací výztuži
$N_{c,d}$ =	10245,600	KN	síla v betonu, kontrola $N_{c,d} = N_{p,d}$
x =	94,867	mm	hledaná výška tlačené oblasti
z =	349,567	mm	rameno vnitřních sil
$M_{Rd}$ =	3581,520	KNm	moment únosnosti

OK

$M_{Rd}$	>	$M_{Ed}$	[KNm]
<b>3581,52</b>	>	<b>2021,96</b>	[KNm]

**VYHOVUJE**

### OVĚŘENÍ ZPLASTIZOVÁNÍ VÝZTUŽE

$\epsilon$ =	7,297	%	deformace potřebná ke zplastizování
$\sigma_p$ =	1154,57	MPa	napětí v předpínací výztuži na KŽ
$N_p$ =	8312,92	KN	normálová síla předpínací výztuže na KŽ
$\sigma_c^p$ =	-5,18	MPa	napětí v betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_c^p$ =	-0,14	%	přetvoření betonu v místě předpínací výztuže
$\epsilon_p$ =	5,92	%	přetvoření předpínací výztuže
$\Delta\epsilon_p$ =	11,15	%	přírůstek poměrného přetvoření předpínací výztuže
$\Sigma\epsilon_p$ =	17,212	%	výsledné přetvoření v předpínací výztuži

$\Sigma\epsilon_p$	>	$\epsilon$	[%]
<b>17,21</b>	>	<b>7,30</b>	[%]

**VÝZTUŽ ZPLASTIZUJE**



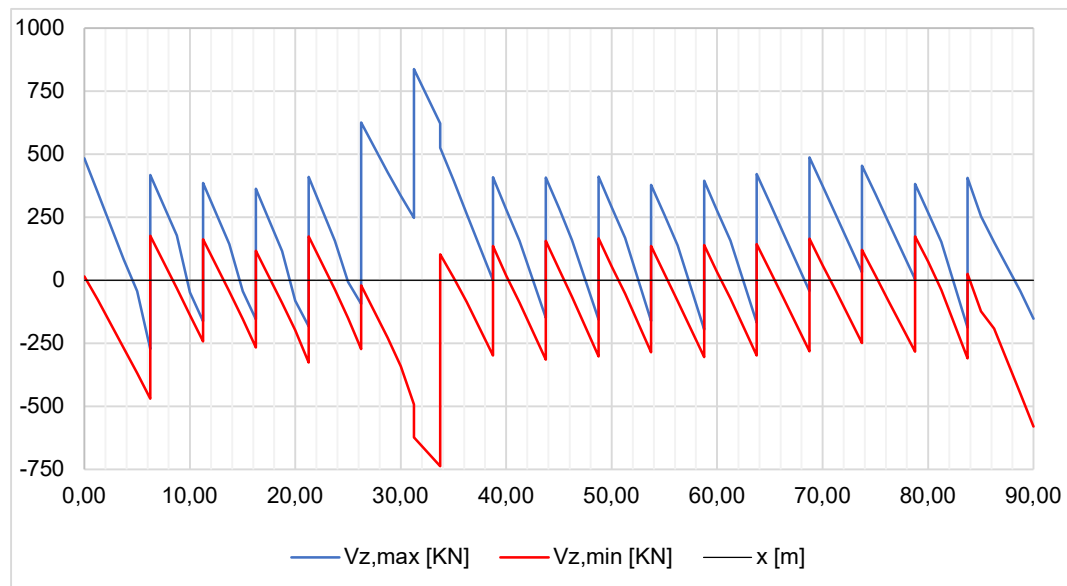
## 4.10.2 Smyk

Posudek je proveden dle kapitoly 6.2.2 normy ČSN EN 1992-2, kde podle vzorce (4.22) je počítána návrhová únosnost ve smyku pro prvky nevyžadující smykovou výztuž. Posouzeny jsou dva globální extrémy z obálky posouvajících sil na konci životnosti.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (4.22)$$

s minimem

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (4.23)$$



Obrázek 133 Obálka posouvajících sil Vz na konci životnosti

### 4.10.2.1 Posouzení průřezu $x = 31,25$ m

- ověření redukce šířky žebra s ohledem na kabelové kanálky

$$b_w = 0,9 \text{ m} \quad \text{šířka hlavního nosníku}$$

$$d_{kk} = 0,082 \text{ m} \quad \text{vnější průměr kabelového kanálku}$$

$$\frac{b_w}{d_{kk}} = \frac{0,9}{0,082} = 10,98 > 8 \rightarrow \text{není nutná redukce průřezu}$$

- výpočet návrhové únosnosti ve smyku

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$\rho_l = A_{sl}/b_w d = 0,0072/(1,8 \times 0,357) = 0,0112 \leq 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/357} = 1,75 < 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,75^{\frac{3}{2}} \times 45^{\frac{1}{2}} = 0,543 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$A_c = 1,604 \text{ m}^2$$

$$N_{ed} = -7,793 \text{ MN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \frac{7,793}{1,604} = 4,858 \text{ MPa} < 0,2f_{cd} = 5,4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 1,75 (100 \times 0,0112 \times 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 4,858 \right] 1,8 \times 0,357$$

$$= 966,730 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,543 + 0,15 \times 4,858) 1,8 \times 0,357 = 814,109 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 814,109 \text{ KN} < 966,730 \text{ KN} \rightarrow V_{Rd,c} = 966,730 \text{ KN}$$

- posouzení

$$V_{Ed} = 838,350 < V_{Rd,c} = 966,730 \text{ KN}$$

→ průřez vyhovuje bez smykové výztuže

#### 4.10.2.2 Posouzení průřezu $x = 33,75 \text{ m}$

- výpočet návrhové únosnosti ve smyku

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$\rho_l = A_{sl}/b_w d = 0,0072/(1,8 \times 0,273) = 0,0147 \leq 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/273} = 1,86 < 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \times 1,86^{\frac{3}{2}} \times 45^{\frac{1}{2}} = 0,596 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$A_c = 1,604 \text{ m}^2$$

$$N_{ed} = -7,817 \text{ MN}$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \frac{7,817}{1,604} = 4,873 \text{ MPa} < 0,2f_{cd} = 5,4 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 1,86 (100 \times 0,0147 \times 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 4,873 \right] 1,8 \times 0,273$$

$$= 802,770 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,596 + 0,15 \times 4,873) 1,8 \times 0,273 = 648,598 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 648,598 \text{ KN} < 802,770 \text{ KN} \rightarrow V_{Rd,c} = 802,770 \text{ KN}$$

- posouzení

$$V_{Ed} = 737,71 < V_{Rd,c} = 802,770 \text{ KN}$$

→ průřez vyhovuje bez smykové výztuže

#### 4.10.2.3 Návrh konstrukční smykové výztuže

Všechny průřezy vyhovují bez smykové výztuže, proto je navržena do hlavních nosných trámů mostovky konstrukční smyková výztuž, která bude součástí tzv. armokoše každého segmentu.

- maximální stupeň vyztužení

$$\rho_{w,max} = \frac{0,5 \times v \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,5 \times 0,49 \times 27}{434,783} = 0,015214$$

- minimální stupeň vyztužení

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{45}}{500} = 0,001073$$

- maximální podélná vzdálenost třmínků

$$s_{max,s} = \min \{0,75 \times d; 400\} = \min \{0,75 \times 397; 400\} = 297,75 \text{ mm}$$

- osová vzdálenost větví třmínků

$$s_{t,max} = \min \{0,75 \times d; 600\} = \min \{0,75 \times 397; 600\} = 297,75 \text{ mm}$$

→  $s = 200 \text{ mm}$

- šířka trámu bez krycí vrstvy

$$s_t = b_w - 2 \times c_{nom} = 900 - 2 \times 45 = 810 \text{ mm} > s_{t,max} = 297,75$$

→ čtyřstřížné třmínky

- minimální plocha třmínků

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \times b_w \times s = 0,001073 \times 900 \times 200 = 193,14 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- minimální průměr profilu třmínku

$$A_{sw} = n \times \frac{\pi d_{sw}^2}{4} \rightarrow d_{sw} = \sqrt{\frac{A_{sw,min} \times 4}{n \times \pi}} = \sqrt{\frac{193,14 \times 4}{4 \times \pi}} = 7,841 \text{ mm}$$

- návrh průměru třmínku

$$\rightarrow d_{sw} = 12 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_{sw} = 452,389 \text{ mm}^2$$

- stupeň vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = \frac{452,389}{900 \times 200} = 0,002513$$

- posouzení

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max}$$

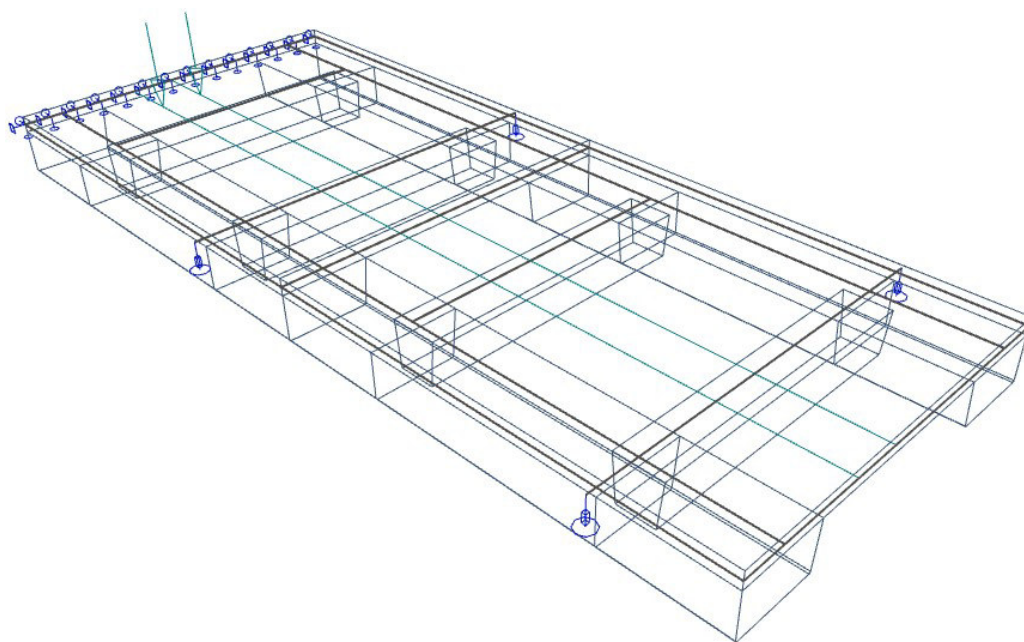
$$0,001073 < 0,002513 < 0,015214$$

*→ vyhovuje*

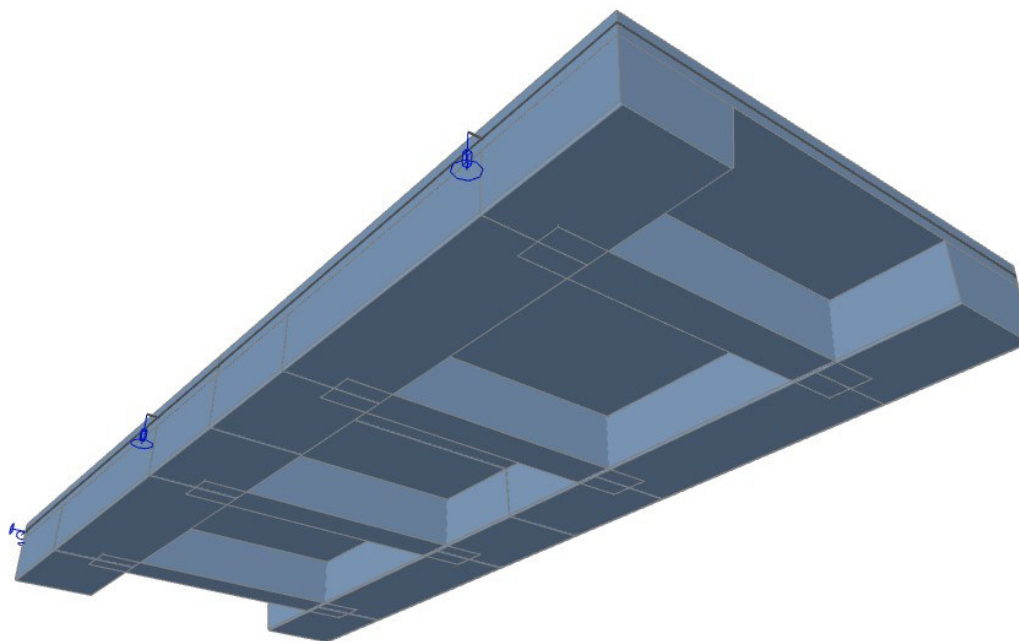
*Návrh: čtyřstřížný třmínek Ø12mm/200mm*

### 4.10.3 Návrh a posouzení betonářské výztuže segmentu

V této kapitole je navržena výztuž hlavních nosníků segmentu jako konstrukční výztuž. Dále byl vytvořen v programu SCIA deskostěnový model, na kterém byly sledovány účinky zatížení na desce a příčnicích segmentu. Model je tvořen dvěma segmenty. Segmenty jsou podepřeny na konci liniovou podporou vystihující chování vrubového kloubu. V místě kotvení závěsů jsou modelovány pružiny s tuhostí svislých závěsů. Na model působí zatížení od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení a servisního vozidla. Zatížení servisním vozidlem je modelováno jako pohyblivé po drahách, na kterých vozidlo vyvozuje maximální účinky na desku a příčník. Návrhové hodnoty ohybových momentů jsou brány z obálkových kombinací pro minimum a maximum. Pro návrh spodní výztuže je tedy brán maximální kladný moment v poli a pro návrh horní výztuže je brán minimální moment v místě vetknutí desky do hlavního nosníku, respektive do podporového příčníku. Návrhový moment pro příčník je vykreslen na prutu a je opět vyhodnocen z obálkové kombinace pro maximum.



Obrázek 134 Drátový model pro návrh betonářské výztuže



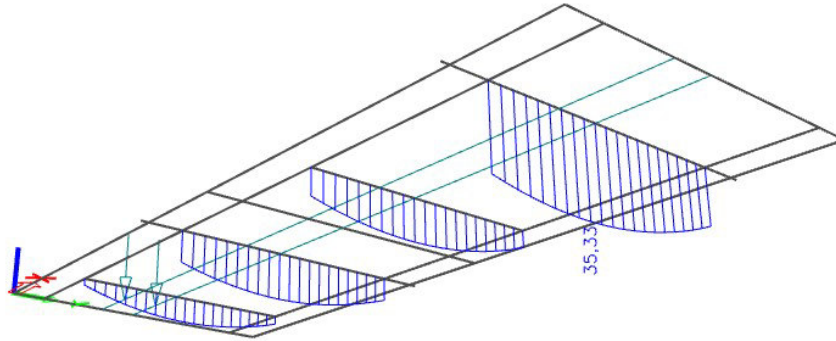
Obrázek 135 Renderovaný model pro návrh betonářské výztuže

#### 4.10.3.1 Výztuž hlavních nosníků

Betonářská výztuž hlavních nosníků je navržena jako konstrukční. Jelikož byla smyková výztuž hlavních nosníků v kapitole 4.10.2.3 jako čtyřstržný třmínek, jsou navrženy 4 pruty výztuže.

KONSTRUKČNÍ VÝZTUŽ			
<u>NÁVRH VÝZTUŽE</u>			
$f_{ck} =$	45	MPa	$h =$ 650 mm
$f_{cd} =$	27	MPa	$b_T =$ 900 mm
$f_{ctm} =$	3,8	MPa	$\phi_{tr} =$ 12 mm
$f_{yk} =$	500	MPa	$\phi_s =$ 20 mm
$f_{yd} =$	434,8	MPa	$n =$ 4 ks
$c_{nom} =$	45	mm	
<hr/>		<hr/>	
$d =$	583,0	mm	účinná výška průřezu
$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013d \right\}$			
→ <b>NÁVRH 4Ø20</b>			
→ minimální vyztužení	$A_{s,prov}$	>	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]
	1256,637	>	1036,81 [mm <sup>2</sup> ]
			<b>OK</b>

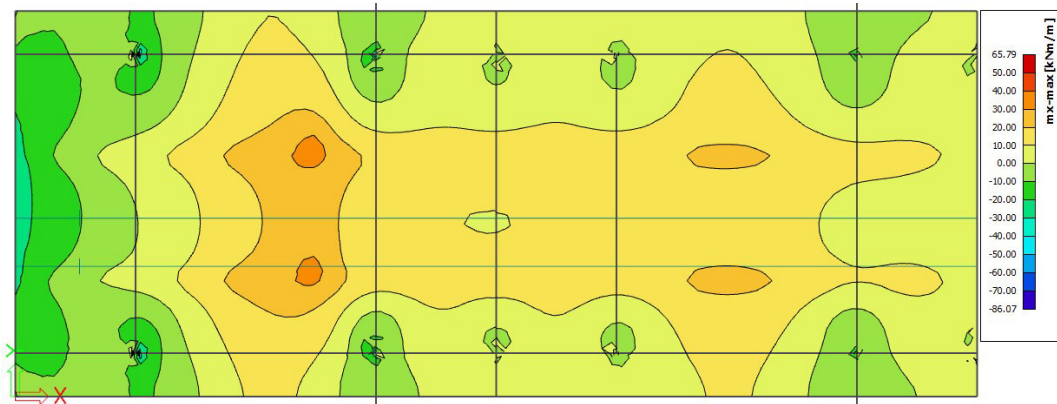
#### 4.10.3.2 Výztuž příčniku



Obrázek 136 Maximální ohybový moment na příčniku

<b>MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT - TRÁM - V POLI</b>			
<u>NÁVRH VÝZTUŽE</u>			$h = 650$ mm
$f_{ck} = 45$ MPa		$b_T = 400$ mm	
$f_{cd} = 27$ MPa		$b_{eff} = 980$ mm	
$f_{ctm} = 3,8$ MPa		$\phi_{tr} = 12$ mm	
$f_{yk} = 500$ MPa		$\phi_s = 20$ mm	
$f_{yd} = 434,8$ MPa		$n = 2$ ks	
$c_{nom} = 45$ mm		$M_{Ed} = 35,33$ KNm	
$d = 583,0$ mm		účinná výška průřezu	
$\mu = 0,004$ -		výpočet součinitele "Mí"	
$\zeta = 0,998$ -		součinitel "Zéta" odečtený z tabulek	
$z = 581,8$ mm		rameno vnitřních sil	
$A_{s,req} = 139,660$ mm <sup>2</sup>		potřebná plocha výztuže	
→ <b>NÁVRH 2Ø20</b>			
$A_{s,prov} > A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> ]			
628,319 > 139,660 [mm <sup>2</sup> ]			<b>OK</b>
<u>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</u>			
→ minimální vyztužení	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]		
	628,319 > 460,803 [mm <sup>2</sup> ]		<b>OK</b>
→ maximální vyztužení	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> ]		
	628,319 < 10400 [mm <sup>2</sup> ]		<b>OK</b>
→ maximální světlá vzdálenost	$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$ [mm]		
	246 < 250 [mm]		<b>OK</b>
→ minimální světlá vzdálenost	$s_t \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi; D_{max}+5 \text{ mm})$ [mm]		
	246 > 27		<b>OK</b>
<u>POSOUZENÍ</u>			
	$x = 12,9$ mm	výška tlačené oblasti	
	$z = 577,8$ mm	rameno vnitřních sil	
	$M_{Rd} = 157,85$ KNm	moment únosnosti	
	<b><math>M_{Rd} &gt; M_{Ed}</math> [KNm]</b>		
	<b>157,85 &gt; 35,33 [KNm]</b>		
<b>VYHOVUJE</b>			
→ poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,22 < 0,45$		<b>OK</b>

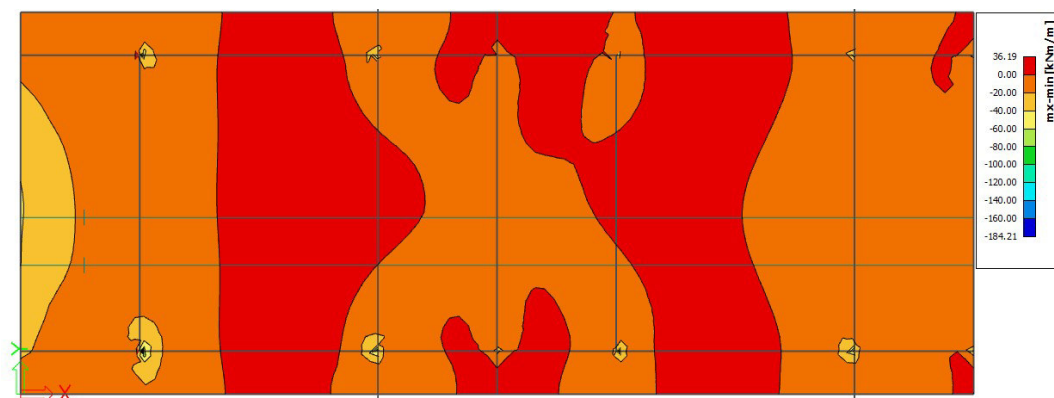
### 4.10.3.3 Výztuž desky



Obrázek 137 Obálka ohybových momentů  $M_{x,max}$  na desce

MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT - DESKA - SPODNÍ VÝZTUŽ					
<u>NÁVRH VÝZTUŽE</u>					
$f_{ck}$	= 45	MPa	$h$	= 200	mm
$f_{cd}$	= 27	MPa	$b$	= 1000	mm
$f_{ctm}$	= 3,8	MPa	$\phi_{tr}$	= 0	mm
$f_{yk}$	= 500	MPa	$\phi_s$	= 12	mm
$f_{yd}$	= 434,8	MPa	$n$	= 8	ks
$C_{nom}$	= 45	mm	$M_{Ed}$	= 33,47	KNm
$d$	= 149,0	mm	účinná výška průřezu		
$\mu$	= 0,056	-	výpočet součinitele "Ml"		
$\zeta$	= 0,964	-	součinitel "Zéta" odečtený z tabulek		
$z$	= 143,6	mm	rameno vnitřních sil		
$A_{s,req}$	= 535,945	mm <sup>2</sup> /m	potřebná plocha výztuže		
→ <b>NÁVRH <math>\phi 12</math> po 120 mm</b>					
$A_{s,prov}$	>	$A_{s,req}$	[mm <sup>2</sup> /m]		
904,779	>	535,945	[mm <sup>2</sup> /m]	<b>OK</b>	
<u>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</u>					
→ minimální vyztužení	$A_{s,prov}$	>	$A_{s,min}$	[mm <sup>2</sup> /m]	
	904,779	>	294,424	[mm <sup>2</sup> /m]	
→ maximální vyztužení	$A_{s,prov}$	<	$A_{s,max}$	[mm <sup>2</sup> /m]	
	904,779	<	8000	[mm <sup>2</sup> /m]	
→ maximální světlá vzdálenost	$s$	≤	min (2h; 250 mm)	[mm]	
	200	<	250	[mm]	
→ minimální světlá vzdálenost	$s_r$	≥	max (20 mm; 1,2 $\phi$ ; $D_{max}+5$ mm)	[mm]	
	200	>	27		
<u>POSOUZENÍ</u>					
	$x$	= 18,2	mm	výška tlačené oblasti	
	$z$	= 141,7	mm	rameno vnitřních sil	
	$M_{Rd}$	= 55,75	KNm	moment únosnosti	
	$M_{Rd}$	>	$M_{ed}$	[KNm]	
	55,75	>	33,47	[KNm]	
<b>VYHOVUJE</b>					
→ poměrná výška tlačené oblasti	$\xi$	= 0,12	<	0,15	
				<b>OK</b>	



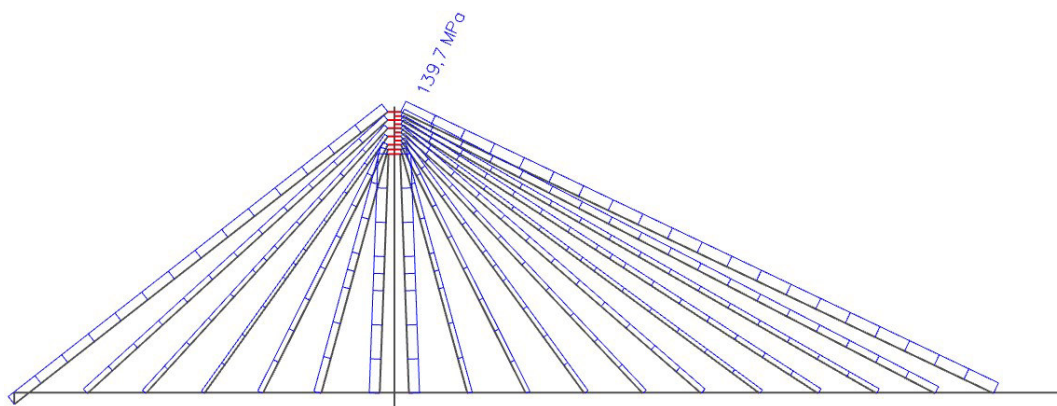


Obrázek 138 Obálka ohybových momentů  $M_x$ , min na desce

<b>MSÚ - OHYBOVÝ MOMENT - DESKA - HORNÍ VÝZTUŽ</b>			
<b>NÁVRH VÝZTUŽE</b>	$f_{ck} = 45$ MPa	$h = 180$ mm	
	$f_{cd} = 27$ MPa	$b = 1000$ mm	
	$f_{ctm} = 3,8$ MPa	$\phi_{tr} = 0$ mm	
	$f_{yk} = 500$ MPa	$\phi_s = 12$ mm	
	$f_{yd} = 434,8$ MPa	$n = 8$ ks	
	$c_{nom} = 45$ mm	$M_{Ed} = 39,58$ KNm	
	$d = 129,0$ mm	účinná výška průřezu	
	$\mu = 0,088$ -	výpočet součinitele "Mí"	
	$\zeta = 0,964$ -	součinitel "Zéta" odečtený z tabulek	
	$z = 124,4$ mm	rameno vnitřních sil	
	$A_{s,req} = 732,043$ mm <sup>2</sup> /m'	potřebná plocha výztuže	
	→ <b>NÁVRH <math>\phi 12</math> po 120 mm</b>		
	$A_{s,prov} > A_{s,req}$ [mm <sup>2</sup> /m']		
	904,779 > 732,043 [mm <sup>2</sup> /m']		OK
<b>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</b>			
→ minimální vyztužení	$A_{s,prov} > A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m']		
	904,779 > 254,904 [mm <sup>2</sup> /m']		OK
→ maximální vyztužení	$A_{s,prov} < A_{s,max}$ [mm <sup>2</sup> /m']		
	904,779 < 7200 [mm <sup>2</sup> /m']		OK
→ maximální světlá vzdálenost	$s \leq \min(2h; 250 \text{ mm})$ [mm]		
	200 < 250 [mm]		OK
→ minimální světlá vzdálenost	$s_t \geq \max(20 \text{ mm}; 1,2\phi; D_{max}+5 \text{ mm})$ [mm]		
	200 > 27		OK
<b>POSOUZENÍ</b>			
	$x = 18,2$ mm	výška tlačené oblasti	
	$z = 121,7$ mm	rameno vnitřních sil	
	$M_{Rd} = 47,88$ KNm	moment únosnosti	
	$M_{Rd} > M_{Ed}$ [KNm]		
	47,88 > 39,58 [KNm]		
	<b>VYHOVUJE</b>		
→ poměrná výška tlačené oblasti	$\xi = 0,14 < 0,15$		OK

## 4.11 Posouzení závěsů MSP

Podle ČSN EN 1993-1-11 jsou závěsy posouzeny na mezní stav omezení napětí pro charakteristickou kombinaci. Podle tabulky 7.2 v normě, je hodnota omezeného napětí  $f_{SLs}$  pro provozní podmínky stanovena na  $0,45 \sigma_{u,k}$ . Na obrázku je znázorněna nejnepriznivější charakteristická kombinace. Ze všech kombinací byly pro každý závěs v MS Excel stanoveny maximální hodnoty normálového napětí. Výsledné maximální napětí na jednotlivých závěsech jsou posouzeny v následující tabulce.



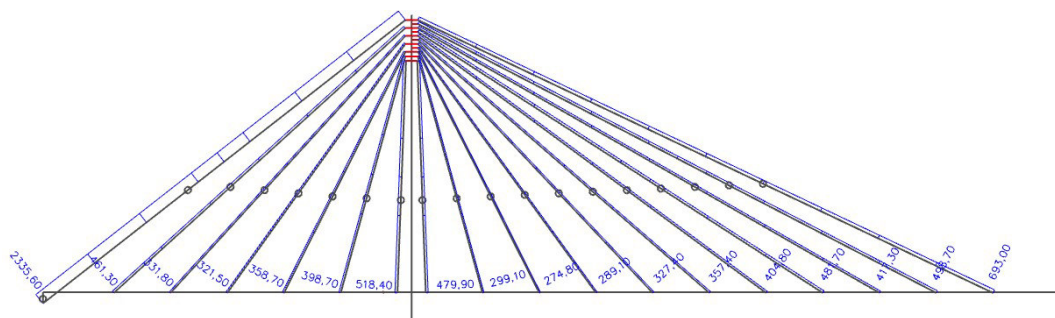
Obrázek 139 Globální extrém normálového napětí na závěsech při nejnepriznivější char. kombinaci

ZÁVĚS	TYP ZÁVĚSU	$\sigma_{E,k}$ [MPa]	$0,45 \sigma_{u,k}$ [MPa]	POSUDEK	
KRAJNÍ POLE	1	M 97	126,3	207,00	OK 61,01%
	2	M 45	114,2	207,00	OK 55,17%
	3	M 45	91,8	207,00	OK 44,35%
	4	M 45	82,3	207,00	OK 39,76%
	5	M 45	87,5	207,00	OK 42,27%
	6	M 45	125,1	207,00	OK 60,43%
	7	M 45	127,8	207,00	OK 61,74%
HLAVNÍ POLE	8	M 45	114,5	207,00	OK 55,31%
	9	M 45	79,2	207,00	OK 38,26%
	10	M 45	79,8	207,00	OK 38,55%
	11	M 45	83,5	207,00	OK 40,34%
	12	M 45	86,9	207,00	OK 41,98%
	13	M 45	89,0	207,00	OK 43,00%
	14	M 52	75,1	207,00	OK 36,28%
	15	M 52	80,4	207,00	OK 38,84%
	16	M 52	85,6	207,00	OK 41,35%
	17	M 52	102,3	207,00	OK 49,42%
	18	M 52	139,7	207,00	OK 67,49%

Tabulka 24 Posouzení závěsů MSP omezení napětí

## 4.12 Posouzení závěsů MSÚ

Posouzení závěsů v mezním stavu únosnosti je provedeno pro obálku maximálních normálových sil v závěsech. Návrhové hodnoty normálových sil jsou porovnávány s normálovou silou na minimální mezi kluzu udávanou výrobcem Macalloy podle tabulky v kapitole 4.3.4.



Tabulka 25 Obálka 6.10 Obálka normálových sil v závěsech na konci životnosti

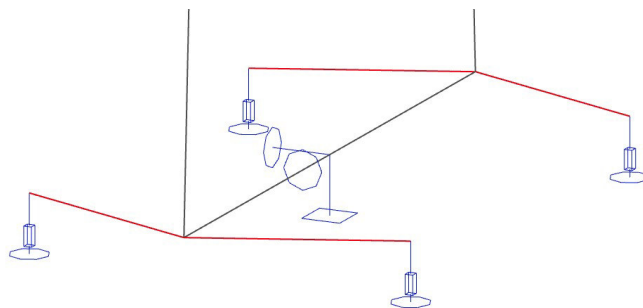
ZÁVĚŠ	TYP ZÁVĚŠU	$N_{E,d}$ [MPa]	$N_{R,d}$ [MPa]	POSUDEK
KRAJNÍ POLE	1	M 97	2335,6	3172,00 OK 73,63%
	2	M 45	461,3	660,00 OK 69,89%
	3	M 45	331,8	660,00 OK 50,27%
	4	M 45	321,5	660,00 OK 48,71%
	5	M 45	358,7	660,00 OK 54,35%
	6	M 45	398,7	660,00 OK 60,41%
	7	M 45	518,4	660,00 OK 78,55%
HLAVNÍ POLE	8	M 45	479,9	660,00 OK 72,71%
	9	M 45	299,1	660,00 OK 45,32%
	10	M 45	274,8	660,00 OK 41,64%
	11	M 45	289,3	660,00 OK 43,83%
	12	M 45	327,4	660,00 OK 49,61%
	13	M 45	357,6	660,00 OK 54,19%
	14	M 52	404,8	912,00 OK 44,38%
	15	M 52	481,7	912,00 OK 52,82%
	16	M 52	417,3	912,00 OK 45,75%
	17	M 52	498,7	912,00 OK 54,69%
	18	M 52	693,0	912,00 OK 75,98%

Tabulka 26 Posouzení závěsů MSÚ

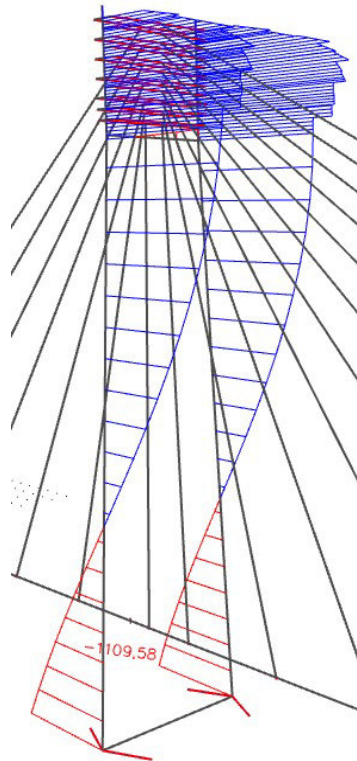
## 4.13 Posouzení pylonu MSÚ

Pro posouzení pylonu v mezním stavu únosnosti je původní prutový model upraven. Jednoduchý pylon je nahrazen 3D prutovým modelem pylonu ve tvaru  $H$ . Závěsy jsou ve vrcholu pylonu napojeny do míst kotvení pomocí tuhých ramen. Pylon byl nejdříve podepřen jako vetknutý a po lineárním výpočtu byly zjištěny reakce pro předběžný návrh založení. Pro daný geologický profil bylo navrženo celkem 16 pilot o průměru 1 m. Tato skupina pilot byla dále zatížena silou 1 MN. Z tohoto zatížení a výsledku sednutí o 4,4 mm byla podle rovnice (4.24) vypočtena svislá tuhost pilotové skupiny. Pylon bylo potřeba podepřít pro nelineární výpočet tak, aby okrajové podmínky vystihovaly chování konstrukce. Proto byla svislá tuhost přepočtena celkem do čtyř těžišť, ve kterých jsou modelovány pružné podpory. Jedna pružná podpora tedy vystihuje svislou tuhost 4 navržených pilot. Pružné podpory jsou se stojkou pylonu spojeny pomocí tuhých ramen. Další okrajové podmínky jsou modelovány na prutu, který reprezentuje tuhý základ a spojuje obě stojky pylonu. V jeho středu je zabráněno vodorovným posunům a otáčení kolem osy  $Z$ . Takto nastavené okrajové podmínky zohledňují chování konstrukce v příčném i podélném směru a umožňují správnou redistribuci sil do pružných podpor. Řešič programu SCIA byl nastaven na nelineární výpočet podle II. řádu, který zohledňuje počáteční přemístění a lokální imperfekce prutů a vliv normálové síly na tuhost prutů. Po nelineárním výpočtu byly vyhodnoceny extrémy vnitřních sil  $N$ ,  $M_y$ , a  $M_z$ , které byly posouzeny v příslušném interakčním diagramu.

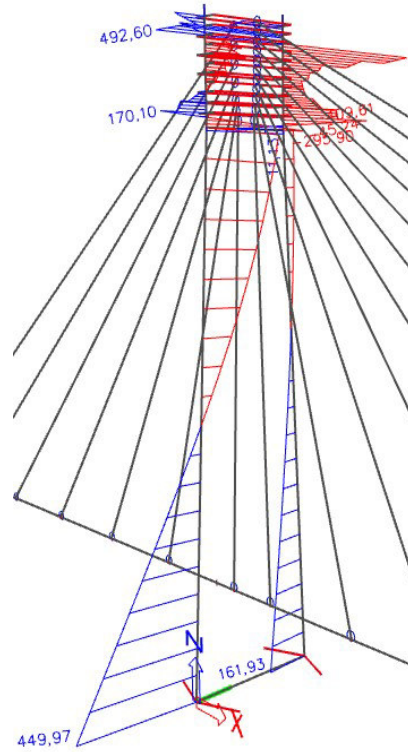
$$k_z = F/u_z = 1000/4,4 = 227,273 \text{ KN/mm} \quad (4.24)$$



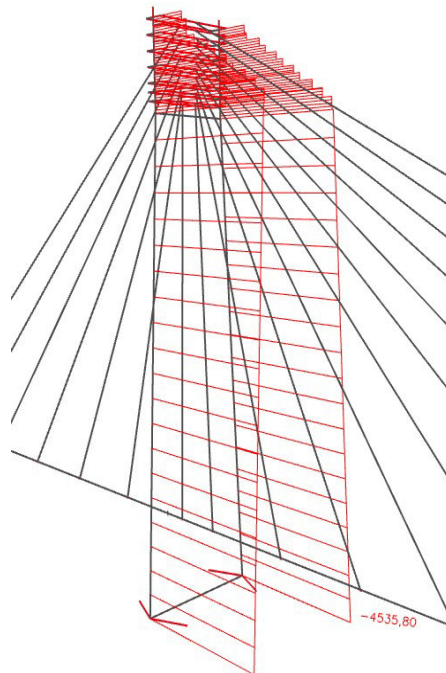
Obrázek 140 Okrajové podmínky pro nelineární výpočet



Obrázek 141 Návrhový ohybový moment  $M_y$



Obrázek 142 Návrhový ohybový moment  $M_z$



Obrázek 143 Návrhová normálová síla  $N$

## INTERAKČNÍ DIAGRAM $N_{Rd,pl}/M_{Rd,pl}$

### POSUZOVANÝ PRŮŘEZ

z = 0 m  
v patě pylonu

### OCEL

$f_y = 355$  MPa  
 $E = 210000$  MPa  
 $\gamma_{M0} = 1,0$  -

### PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

b = 1000 mm  
h = 500 mm  
t = 20 mm  
 $A_s = 58400$  mm<sup>2</sup>  
 $W_{pl,y} = 1,90E+07$  mm<sup>3</sup>  
 $W_{pl,z} = 1,17E+07$  mm<sup>3</sup>

### NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ

$N_{ed} = -4535,80$  KN  
 $M_{Ed,y} = -1109,58$  KNm  
 $M_{Ed,z} = 449,97$  KNm

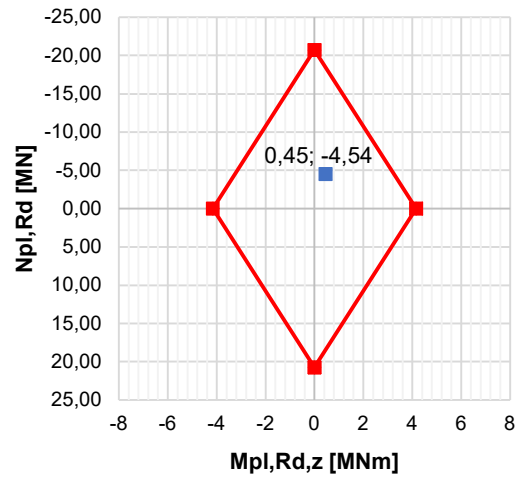
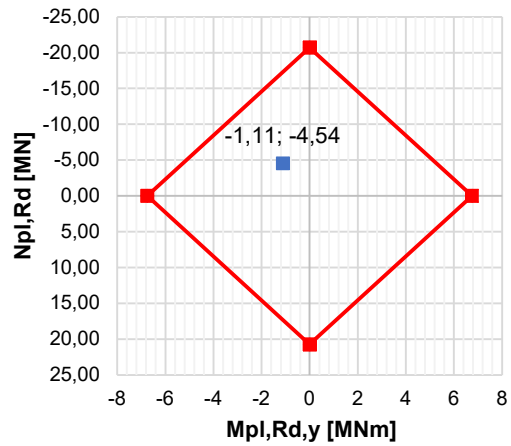
### MEZNÍ ÚNOSNOST DŘÍKU V TAHU/TLAKU

$N_{Rd,pl} = f_y \cdot A_s / \gamma_{M0} = 20732,00$  KNm

### MEZNÍ OHYBOVÁ ÚNOSNOST DŘÍKU

$M_{Rd,pl,y} = f_y \cdot W_{pl,y} / \gamma_{M0} = 6750,68$  KNm  
 $M_{Rd,pl,z} = f_y \cdot W_{pl,z} / \gamma_{M0} = 4159,18$  KNm

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**



## INTERAKČNÍ DIAGRAM $N_{Rd,pl}/M_{Rd,pl}$

### POSUZOVANÝ PRŮŘEZ

$z = 23,38$  m  
místě vodorovné přičle

### OCEL

$f_y = 355$  MPa  
 $E = 210000$  MPa  
 $\gamma_{M0} = 1,0$  -

### PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

$b = 690$  mm  
 $h = 500$  mm  
 $t = 20$  mm  
 $A_e = 46000$  mm<sup>2</sup>  
 $W_{pl,y} = 1,09E+07$  mm<sup>3</sup>  
 $W_{pl,z} = 8,74E+06$  mm<sup>3</sup>

### NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ

$N_{ed} = -4236,28$  KN  
 $M_{Ed,y} = 1400,19$  KNm  
 $M_{Ed,z} = -409,61$  KNm

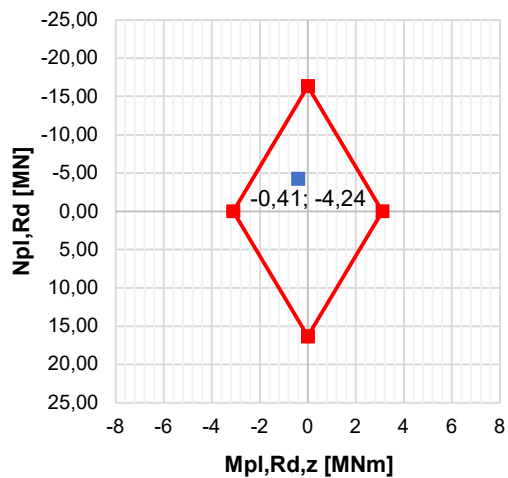
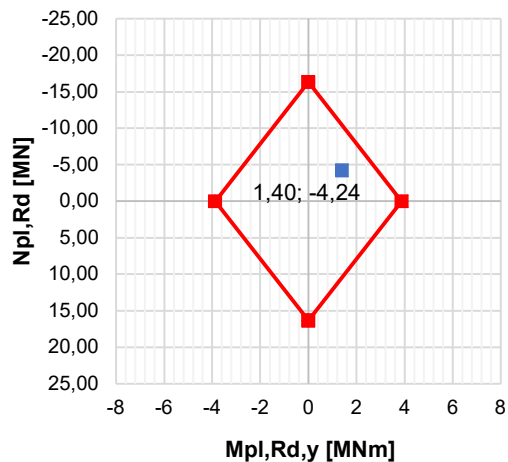
### MEZNÍ ÚNOSNOST DŘÍKU V TAHU/TLAKU

$N_{Rd,pl} = f_y \cdot A_e / \gamma_{M0} = 16330,00$  KNm

### MEZNÍ OHYBOVÁ ÚNOSNOST DŘÍKU

$M_{Rd,pl,y} = f_y \cdot W_{pl,y} / \gamma_{M0} = 3878,38$  KNm  
 $M_{Rd,pl,z} = f_y \cdot W_{pl,z} / \gamma_{M0} = 3102,70$  KNm

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**



## 4.14 Návrh a posouzení založení pylonu

### 4.14.1 Předběžný návrh založení

Po zjištění reakcí z lineárního výpočtu byla navržena skupina pilot. Následně byly spočteny síly v pilotách a bylo ověřeno, že jsou všechny piloty tlačené. Návrhové zatížení maximálně zatížené piloty bylo následně porovnáno s tabulkovou únosností vrtaných pilot pro horninu R3.

Tabulka 5.2 Předpokládaná svislá únosnost  $R_{c,p}$  vrtaných pilot v horninách tříd R1 až R3

Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R1 až R3 pro průměry pilot $d$ (m)							
	třídy R1 až R3	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	200	380	600	850	2300	4000	6000	
1,5	300	500	720	1000	2500	4300	6000	

Tabulka 5.3 Předpokládaná svislá únosnost  $R_{c,p}$  vrtaných pilot v horninách třídy R4 až R6

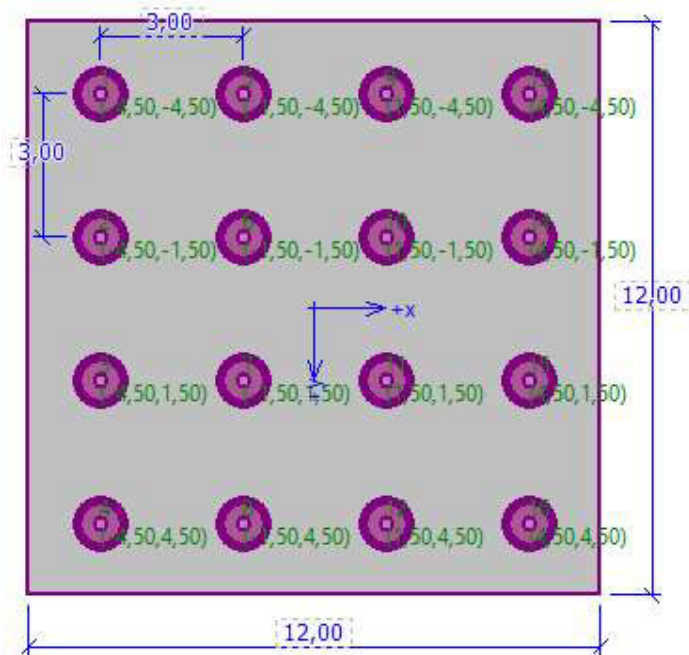
Délka vetknutí (m) v hornině	Únosnost $R_{c,p}$ (kN) v horninách třídy R4 až R6 pro průměry pilot $d$ (m)							
	třídy R4 až R6	0,30	0,40	0,50	0,60	1,00	1,30	1,50
0, až 0,5	100	200	300	430	1000	1600	2000	
1,5	150	300	400	580	1250	1900	2200	
3,0	200	400	500	730	1500	2200	2600	

Tabulka 27 Předpokládaná únosnost vrtaných pilot v horninách R1 až R6

NÁVRH PILOTOVÉHO ZÁKLADU			
$n_y =$	4	ks	počet pilot v y
$n_x =$	4	ks	počet pilot v x
$n =$	16	ks	počet pilot
$d =$	1,00	m	průměr piloty
$L =$	14,00	m	délka piloty
$e_y =$	3,00	m	> 1,7 m rozteč pilot v y
$e_x =$	3,00	m	> 1,7 m rozteč pilot v x
$Y =$	12,00	m	rozměr základu v Y
$X =$	12,00	m	rozměr základu v X
$h_d =$	1,50	m	výška desky
$h_0 =$	2,00	m	hloubka založení
NÁVRHOVÉ ZATÍŽENÍ NA JEDNU PILOTU			
$F_z =$	1426,8	kN	svislá síla od reakce Rz
$F_{M_x} =$	129,6	kNm	svislá síla od $M_x$
$F_{M_y} =$	584,9	kNm	svislá síla od $M_y$
$\Sigma F =$	<b>2141,2</b>	<b>kNm</b>	<b>&lt; 2300 KN</b>

Tabulka 28 Předběžný návrh založení





Tabulka 29 Schéma navržené skupiny pilot v programu GEO5

TŘÍDA ČSN 73 1001	SYMBOL	NÁZEV ZEMINY	z [m]
F3	MS	HLÍNA PÍŠČITÁ	0 - 2,5
F6	CL	JÍL S NÍZKOU PLASTICITOU	2,5 - 2,9
G3	GF	ŠTĚRK S PŘÍMĚSÍ JEMNOZRNÉ ZEMINY	2,9 - 8
F6	CL	JÍL S NÍZKOU PLASTICITOU	8,0 - 9,2
S3	SF	PÍSEK S PŘÍMĚSÍ JEMNOZRNÉ ZEMINY	9,2 - 10,3
F6	CL	JÍL S NÍZKOU PLASTICITOU	10,3 - X

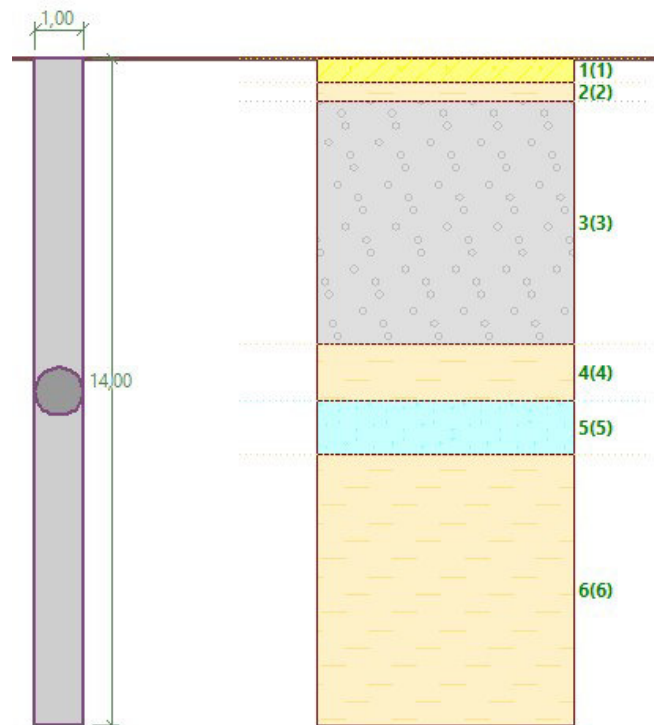
Tabulka 30 Geologický profil

#### 4.14.2 Posouzení založení

Posudek byl vypočten v programu *FINE-GEO5* (*Skupina pilot, Pilota*). Z nelineárního výpočtu pylonu byly zjištěny maximální reakce na pilotový základ, který byl následně touto kombinací sil zatížen. Jelikož jsou od sebe jednotlivé piloty vzdálené více než  $3*d$ , vylučuje se jejich ovlivnění ve skupině pilot. V programu *Skupina pilot* byla vyhodnocena nejvíce zatížená pilota, která byla následně posouzena jako samotná v programu *Pilota*.

VÝSLEDNICE REAKCÍ-NELINEÁRNÍ VÝPOČET		
$R_x =$	-167,340	KN
$R_y =$	-39,490	KN
$R_z =$	8460,880	KN
$M_x =$	1235,930	KNm
$M_y =$	-2168,340	KNm
$M_z =$	-3,570	KNm

Tabulka 31 Výslednice reakcí z nelineárního výpočtu



Obrázek 144 Schéma samotné piloty

**Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Účinnost skupiny pilot  $\eta_g = 1,00$

Součinitel výpočtu kritické hloubky  $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (ZS 3)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 1420,60$  kN

Únosnost piloty v patě  $R_b = 578,34$  kN

Únosnost piloty  $R_c = 1998,94$  kN

Extrémní svislá síla  $V_d = 1675,64$  kN

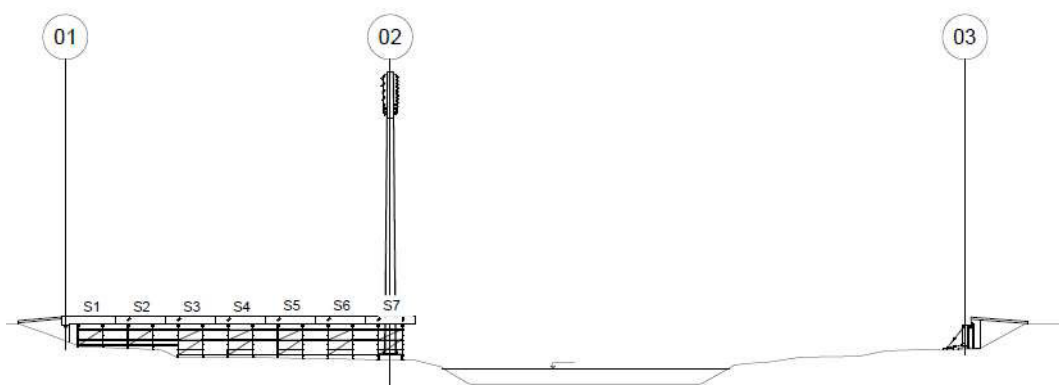
$$R_c = 1998,94 \text{ kN} > 1675,64 \text{ kN} = V_d$$

**Svislá únosnost piloty VYHOVUJE**

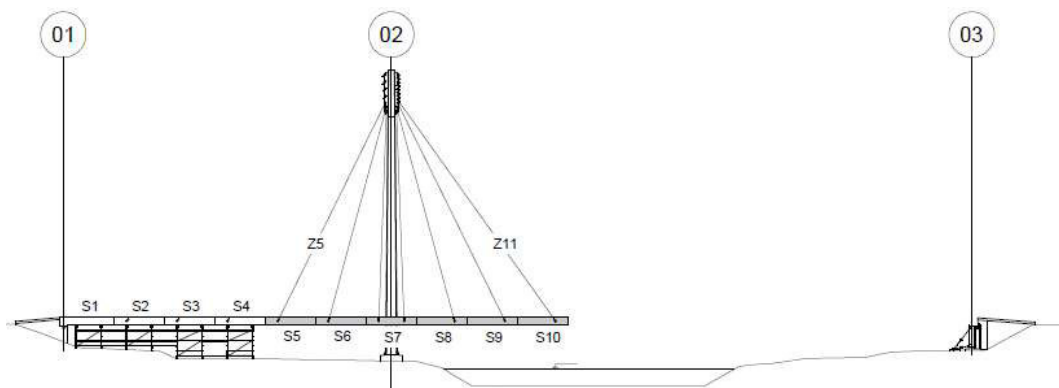
*Obrázek 145 Posouzení únosnosti piloty v programu FINE GEO5-Pilota*

## 4.15 Technologie výstavby

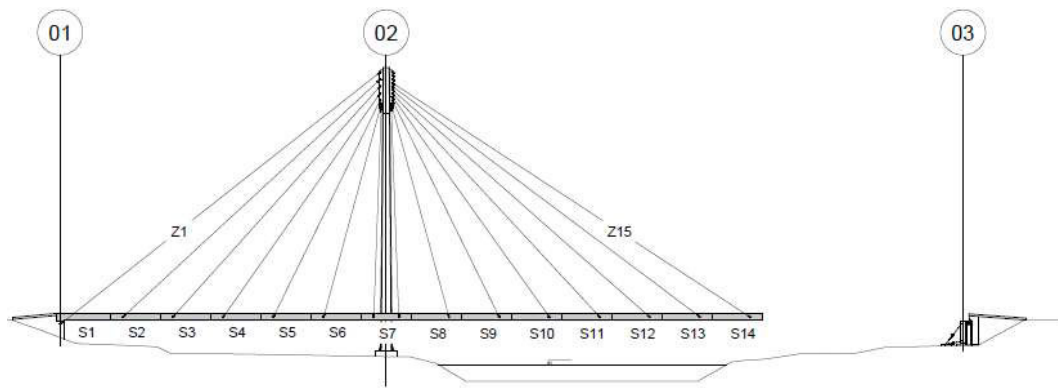
Dalším úkolem diplomové práce bylo navrhnout technologii výstavby. Vzhledem k rozpětí lávky a druhu přemostované překážky byla zvolena letmá montáž. Postup výstavby je koncipován tak, že se nejdříve na levém břehu realizuje krajní pole. Krajní pole je tvořeno od opěry 01 segmenty S1-S7. Hlavní pole ze segmentů S8-S18 je postupně vyvšováno přes řeku k opěře 03. Aby nedocházelo k velkému ohybovému namáhání pylonu od vyvšování hlavního pole, jsou postupně aktivovány i závěsy v krajním poli. Skruž je tedy od pylonu postupně demontována. Jednotlivé segmenty jsou vyvšovány pomocí autojeřábu a těsně před osazením je na jejich čelo nanesen epoxidový tmel. Následně je segment přikotven ke stávající konstrukci lávky předpínacími tyčemi, které jsou předepnuty tak, aby byla v mostovce po celou dobu výstavby tlaková rezerva.



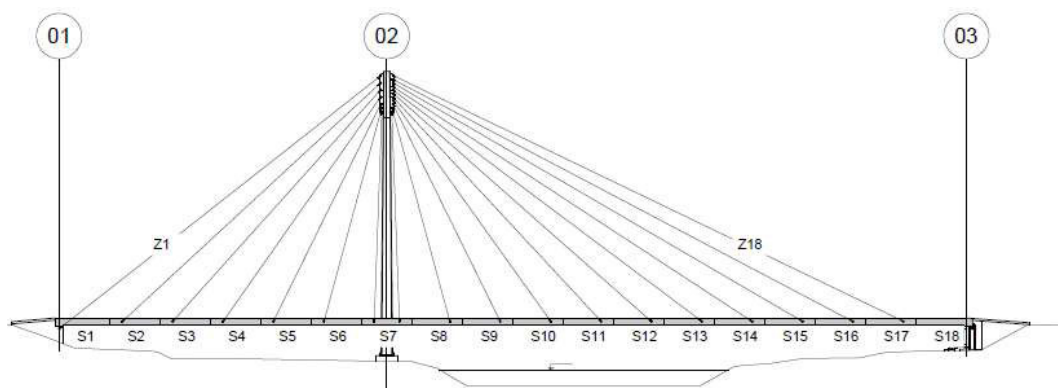
Obrázek 146 Fáze výstavby-realizace krajního pole na skruži



Obrázek 147 Fáze výstavby-postupné vyvšování hlavního pole, aktivace závěsů krajního pole



Obrázek 148 Fáze výstavby-postupné vyvšování hlavního pole, celá skruž demontována



Obrázek 149 Fáze výstavby-hotová lávka

#### 4.15.1 Výpočetní model

V programu SCIA Engineer byl vytvořen 2D prutový model s modulem fází výstavby. Prefabrikované segmenty jsou betonovány před letmou montáží v předstihu větším než 28 dní. Proto nejsou uvažovány reologické změny a model je tak bez časově závislé analýzy. Řešič programu byl nastaven na lineární výpočet. U lineárního výpočtu se však chybně vkládají nové segmenty na původní střednici mostovky. Deformace tak neodpovídají skutečnému stavu vyšetřované fáze výstavby.



Obrázek 150 Schéma vložení segmentu u lineárního (vlevo) a nelineárního (vpravo) výpočtu

Tento problém lze řešit pomocí nelineární výpočtu, ve kterém je možnost nastavení tečného napojení nových částí konstrukce. U nelineárního výpočtu, ale neplatí princip superpozice, a tak nelze sestavovat lineární kombinace. Správné napojení nových segmentů na již zdeformovanou konstrukci u lineárního výpočtu bylo tedy vyřešeno pomocí nehmotného, fiktivního prutu z dokonale lineárně pružného materiálu. Tento ocelový prut byl definován jako střednice mostovky a byl modelován před výstavbou přes celou délku mostovky až k opěře 03. Aby se vykreslovaly správné deformace, nesměl být tento fiktivní prut s opěrou 03 spojen. Při samotné výstavbě se potom betonové segmenty modelovaly jako změna již existujícího průřezu. V takto definovaném modelu pak odpovídají deformace reálnému stavu konstrukce.

Protože je krajní pole nejdříve stavěno na skruži, byly během fází využity dočasné podpory. Tyto podpory byly modelovány jako neposuvné, působící jen v tlaku.

V modelu je uvažováno zatížení od vlastní tíhy konstrukce a staveništní zatížení podle kapitoly 4.4.2.4. Zatížení větrem není uvažováno. Mostovka byla rektifikována pomocí rovnoměrného ochlazení závěsů.

#### 4.15.2 Fáze výstavby

Postup výstavby byl rozdělen celkem do 50 fází. V první fázi je postavena spodní stavba a pylon. Ve druhé fázi je postaveno krajní pole na skruži. Ve třetí fázi je část mostovky na skruži předepnuta. Ve čtvrté fázi je odstraněna skruž pod segmentem S7 (v místě pylonu). Následně je segment rektifikován a předepnut. Tento postup se opakuje až do fáze 49, kdy je mostovka vyvěšena celá. V poslední fázi 50 je mostovka zmonolitněna s opěrou 03.

FÁZE	NÁZEV	ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA	$\Delta T$ [K]
0	Ocelový prut	nic	pomocný nehmotný prut	
1	Spodní stavba, pylon	vlastní tíha		
2	Část na skruži S1-S7	vlastní tíha		
3	Část na skruži S1-S7	předpětí		
4	Segment S7	vlastní tíha	odstranění části skruže pod S7	
5	Segment S7	rektifikace $\Delta T$	závěs Z7	-36
		rektifikace $\Delta T$	závěs Z8	-44
6	Segment S8	vlastní tíha		
7	Segment S8	rektifikace $\Delta T$	závěs Z9	-51
8	Segment S8	předpětí		
9	Segment S6	vlastní tíha	odstranění části skruže pod S6	
10	Segment S6	rektifikace $\Delta T$	závěs Z6	-48
11	Segment S9	vlastní tíha		
12	Segment S9	rektifikace $\Delta T$	závěs Z10	-38
13	Segment S9	předpětí		
14	Segment S5	vlastní tíha	odstranění části skruže	
15	Segment S5	rektifikace $\Delta T$	závěs Z5	-40
16	Segment S10	vlastní tíha		
17	Segment S10	rektifikace $\Delta T$	závěs Z11	-41
18	Segment S10	předpětí		
19	Segment S4	vlastní tíha	odstranění části skruže pod S4	
20	Segment S4	rektifikace $\Delta T$	závěs Z4	-35
21	Segment S11	vlastní tíha		
22	Segment S11	rektifikace $\Delta T$	závěs Z12	-46
23	Segment S11	předpětí		
24	Segment S3	vlastní tíha	odstranění části skruže pod S3	
25	Segment S3	rektifikace $\Delta T$	závěs Z3	-35
26	Segment S12	vlastní tíha		
27	Segment S12	rektifikace $\Delta T$	závěs Z13	-40
28	Segment S12	předpětí		
29	Segment S2	vlastní tíha	odstranění zbylé části skruže pod S2 a S1	
30	Segment S2	rektifikace $\Delta T$	závěs Z2	-35
31	Segment S13	vlastní tíha		
32	Segment S13	rektifikace $\Delta T$	závěs Z14	-25
33	Segment S13	předpětí		
34	Reverzní závěs Z1	vlastní tíha		
35	Reverzní závěs Z1	rektifikace $\Delta T$	reverzní závěs Z1	-30
36	Segment S14	vlastní tíha		
37	Segment S14	rektifikace $\Delta T$	závěs Z15	-21
38	Segment S14	předpětí		
39	Segment S15	vlastní tíha		
40	Segment S15	rektifikace $\Delta T$	závěs Z16	-22
41	Segment S15	předpětí		
42	Segment S16	vlastní tíha		
43	Segment S16	rektifikace $\Delta T$	závěs Z17	-16
44	Segment S16	předpětí		
45	Segment S17	vlastní tíha		
46	Segment S17	rektifikace $\Delta T$	závěs Z18	-22
47	Segment S17	předpětí		
48	Segment S18	vlastní tíha		
49	Segment S18	předpětí		
50	Zmonolitnění s opěrou 03			

Tabulka 32 Fáze výstavby

### 4.15.3 Předpětí ve fázích výstavby

Předpětí segmentů ve fázích výstavby je provedeno 4 předpínacími tyčemi Freyssisar o jmenovitém průměru 50 mm. Tyče jsou předpínány na sílu  $0,75 \cdot F_{pk}$ .

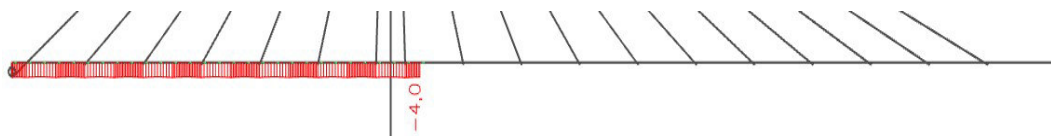
Charakteristika	Měrná jednotka	Jmenovitý průměr				
		26,5	32	36	40	50
Jakost oceli	MPa	1030	1030	1030	1030	1030
Plocha příčného řezu	mm <sup>2</sup>	552	804	1018	1257	1964
Hmotnost	kg/m	4,56	6,66	8,45	10,41	16,02
Charakteristická pevnost $F_{pk}$	kN	568	828	1048	1295	2022
Síla na mezi kluzu 0,1% $F_{p0,1}$	kN	461	672	850	1049	1640
Předpínací síla při $0,8 \times F_{pk}$	kN	454	662	838	1036	1618
Stoupání závitů		6	6	6	8	8
Modul pružnosti	GPa	170 ±5%				
Tažnost	%	3,5				

Obrázek 151 Předpínací tyče Freyssisar [31]

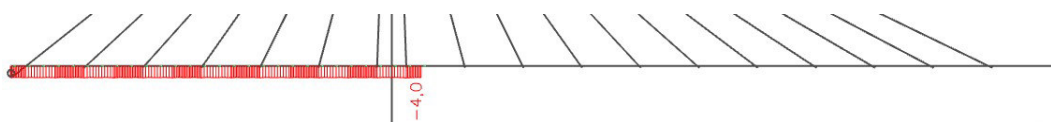
### 4.15.4 Mezní stav omezení napětí v mostovce

Posouzení v montážním stavu je provedeno na kvazistálou kombinaci zatížení. Posuzovány byly všechny fáze výstavby. Níže jsou pro příklad průběhy normálového napětí fází 3, 8, 18, 24, 38

- Fáze 3



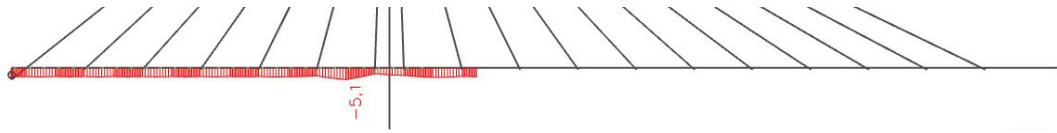
Obrázek 152 Fáze 3-normálové napětí, horní vlákna



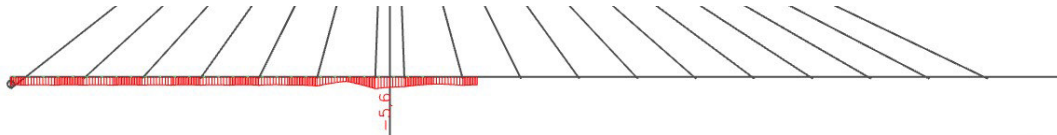
Obrázek 153 Fáze 3-normálové napětí, spodní vlákna



- Fáze 8

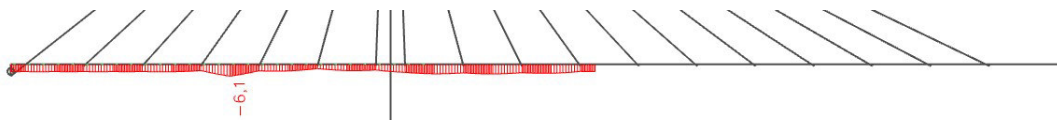


Obrázek 154 Fáze 8-normálové napětí, horní vlákna

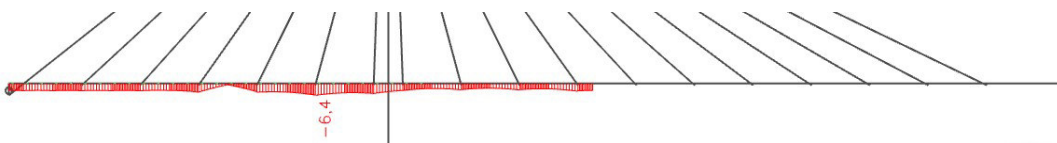


Obrázek 155 Fáze 8-normálové napětí, spodní vlákna

- Fáze 18

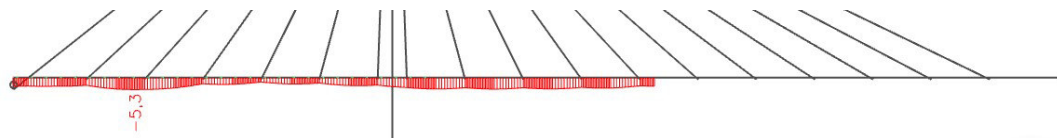


Obrázek 156 Fáze 18-normálové napětí, horní vlákna

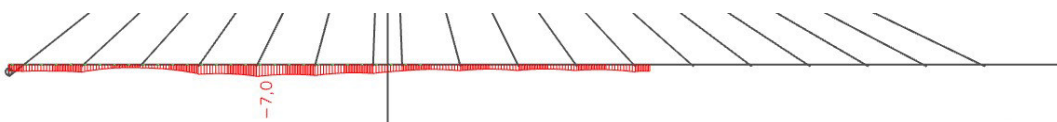


Obrázek 157 Fáze 18-normálové napětí, spodní vlákna

- Fáze 24

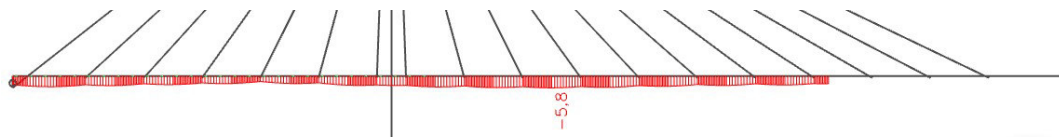


Obrázek 158 Fáze 24-normálové napětí, horní vlákna

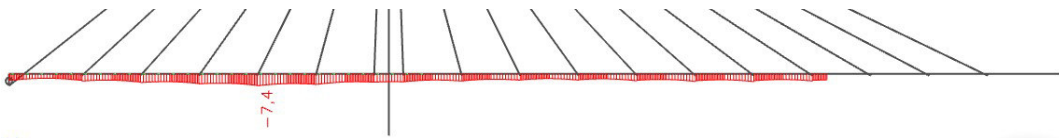


Obrázek 159 Fáze 24-normálové napětí, spodní vlákna

- Fáze 38

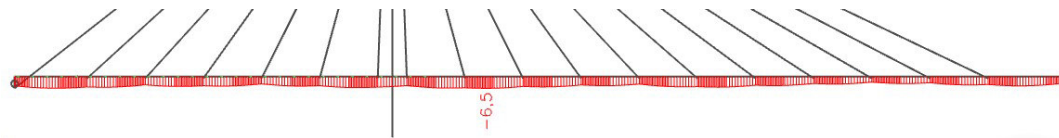


Obrázek 160 Fáze 38-normálové napětí, horní vlákna

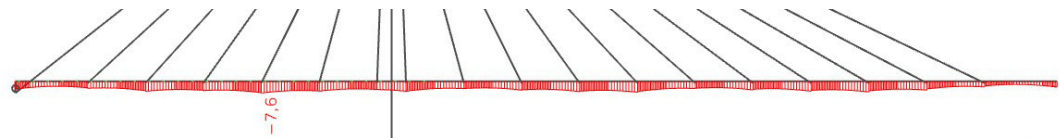


Obrázek 161 Fáze 38-normálové napětí, spodní vlákna

- Fáze 50



Obrázek 162 Fáze 50-normálové napětí, horní vlákna



Obrázek 163 Fáze 50-normálové napětí, spodní vlákna

Ve všech fázích výstavby jsou splněny následující podmínky mezního stavu omezení napětí. Mostovka vyhovuje na mezní stav omezení napětí.

Omezení napětí v tlaku

$$|\sigma_{c,min}| < 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

Omezení napětí v tahu

$$\sigma_{t,max} < 0 \text{ MPa}$$

→ Vyhovuje

#### 4.15.5 Mezní stav omezení napětí v závěsech

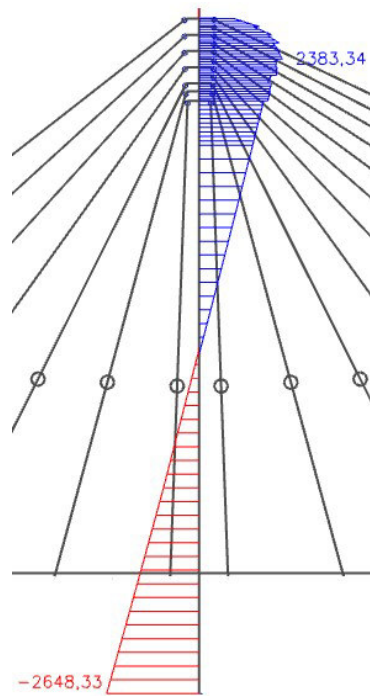
Podle ČSN EN 1993-1-11 jsou závěsy posouzeny na mezní stav omezení napětí pro charakteristickou kombinaci. Podle tabulky 7.1 v normě, je hodnota omezeného napětí  $f_{const}$  pro montážní fázi stanovena na  $0,55 \sigma_{u,k}$ . Ze všech fází výstavby byly pro každý závěs stanoveny maxima normálového napětí. Zároveň bylo ověřeno, že žádný závěs není tlačný.

ZÁVĚS	TYP ZÁVĚSU	$\sigma_{E,k}$ [MPa]	$0,55 \sigma_{u,k}$ [MPa]	POSUDEK	
KRAJNÍ POLE	1	M 97	136,8	253,00	OK 54,07%
	2	M 45	103,6	253,00	OK 40,95%
	3	M 45	95,6	253,00	OK 37,79%
	4	M 45	87,4	253,00	OK 34,55%
	5	M 45	99,3	253,00	OK 39,25%
	6	M 45	87,1	253,00	OK 34,43%
	7	M 45	67,4	253,00	OK 26,64%
HLAVNÍ POLE	8	M 45	71,1	253,00	OK 28,10%
	9	M 45	71,8	253,00	OK 28,38%
	10	M 45	70,0	253,00	OK 27,67%
	11	M 45	89,8	253,00	OK 35,49%
	12	M 45	94,5	253,00	OK 37,35%
	13	M 45	89,7	253,00	OK 35,45%
	14	M 52	91,3	253,00	OK 36,09%
	15	M 52	108,9	253,00	OK 43,04%
	16	M 52	106,2	253,00	OK 41,98%
	17	M 52	89,7	253,00	OK 35,45%
	18	M 52	103,5	253,00	OK 40,91%

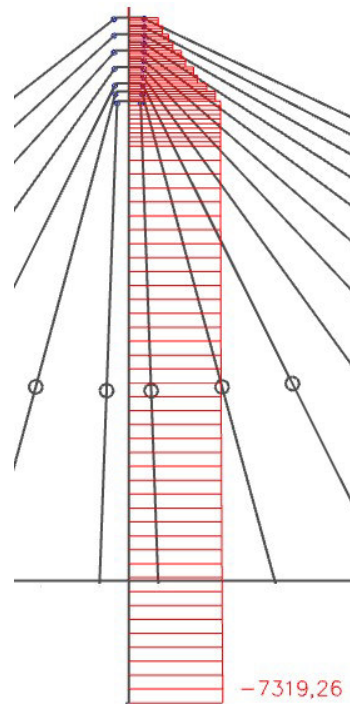
Tabulka 33 Posouzení závěsů MSP-fáze výstavby

#### 4.15.6 Posouzení pylonu MSÚ

Ve fázích výstavby byly sestaveny kombinace pro maxima podle rovnice 6.10. Nejnepříznivější kombinace zatížení byla vyhodnocena ve fázi F47. Jelikož byl výpočet proveden lineárně a pylon je ve fázích výstavby podepřen tuhým vetknutím, posudek je vypočten se zohledněním vzpěru.



Obrázek 164 Fáze 47-ohybový moment  $M_{y,max}$



Obrázek 165 Fáze 47- normálová síla

Ocel:

$f_{yk} = 355$  MPa  
 $E = 210000$  MPa  
 $G = 80,77$  MPa  
 $\epsilon = 0,81$  -  
 $\gamma_{M0} = 1,0$  -

Průřezové charakteristiky:

$A_s = 113600$  mm<sup>2</sup>  
 $H = 28,13$  m  
 $b = 1000$  mm  
 $h = 500$  mm  
 $t = 40$  mm

$W_{pl,y} = 3,61E+07$  mm<sup>3</sup>  
 $I_y = 1,44E+10$  mm<sup>4</sup>  
 $L_{cr,y} = 2$  -

Mezní únosnost dřívku pylonu v tahu:

$$N_{Rd,pl} = f_{yk} \cdot A_s / \gamma_{M0} = 40,328 \text{ MN}$$

Mezní vzpěrná únosnost dřívku pylonu v prostém tlaku:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot f_{yk} \cdot A_s / \gamma_{M0} = 39,239 \text{ MN}$$

Součinitel vzpěrnosti:

$$\chi = 1 / (\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{1/2}) = 0,973$$

Hodnota pro výpočet součinitele vzpěrnosti:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,551$$

Poměrná štíhlost:

$$\lambda = (A \cdot f_y / N_{cr})^{1/2} = 0,276 \text{ -}$$

Pružná kritická síla pro příslušný způsob vybočení:

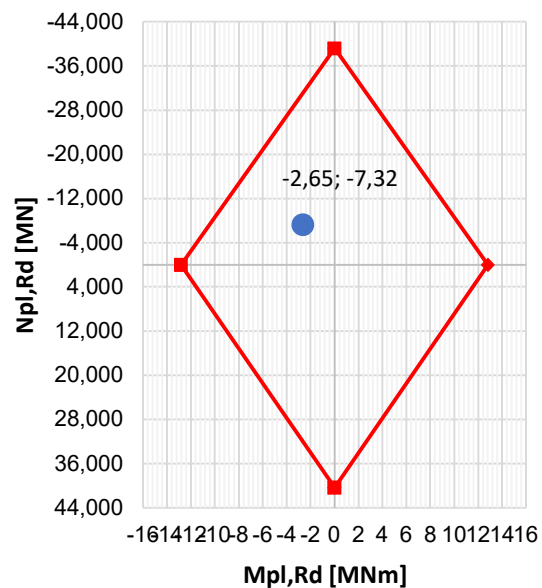
$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_{cr}^2 = 530,97 \text{ MN}$$

Mezní plastická ohybová únosnost dřívku pylonu:

$$M_{Rd,pl} = f_{yd} \cdot W_{pl} / \gamma_{M0} = 12,83 \text{ MNm}$$

Součinitel imperfekce:

$$\alpha_y = 0,34 \text{ (b)}$$



$N_{Ed} = -7319$  KN

$M_{Ed} = -2648$  KNm

VYHOVUJE

## 5. Závěr

Cílem práce byl návrh a posouzení hlavních nosných částí lávky s uvažováním technologie výstavby. Součástí zadání práce nebyla dynamická analýza lávky. Je však nutno zmínit, že odezva na dynamické účinky zatížení může být u lávek rozhodující.

V první části práce byla zpracována rešerše na téma zavěšených mostů a lávek. V druhé části byla ze dvou zvažovaných variant zavěšené lávky vybrána varianta s jedním pylonem. Dále byl proveden komentovaný statický výpočet, ve kterém byly posouzeny hlavní konstrukční části, konkrétně mostovka, závěsy, pylon a základové konstrukce pylonu. Nakonec byla navržena technologie výstavby postupným vyvěšováním. Ve fázích výstavby byla ověřeno normálové napětí v mostovce, mezní stav omezení napětí v závěsech a únosnost pylonu.

Všechny posouzené konstrukční části lávky v této závěrečné práci bezpečně vyhověly.

## 6. Použité programy

- Microsoft Word
- Microsoft Excel
- SCIA Engineer – verze 20.0.28
- AutoCAD – verze 2019
- FINE GEO5 –verze 2021
  - Skupina pilot
  - Pilota

## 7. Seznam tabulek

<i>Tabulka 1 Pořadí zavěšených mostů podle délky rozpětí hlavního pole (9)</i> .....	17
<i>Tabulka 3 Materiálové charakteristiky - mostovka</i> .....	61
<i>Tabulka 4 Materiálové charakteristiky - spodní stavba</i> .....	62
<i>Tabulka 5 Materiálové charakteristiky - betonářská výztuž</i> .....	63
<i>Tabulka 6 Doporučená úprava klasifikace konstrukce (21)</i> .....	64
<i>Tabulka 7 Minimální hodnoty krycí vrstvy <math>c_{min}</math>, <math>d_{ur}</math> požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž (21)</i> .....	64
<i>Tabulka 8 Výsledná krycí vrstva betonářské výztuže</i> .....	64
<i>Tabulka 9 Materiálové charakteristiky - předpínací výztuž</i> .....	65
<i>Tabulka 10 Minimální hodnoty krycí vrstvy <math>c_{min}</math>, <math>d_{ur}</math> požadované z hlediska trvanlivosti pro předpínací výztuž (21)</i> .....	66
<i>Tabulka 11 Výsledná krycí vrstva předpínací výztuže</i> .....	66
<i>Tabulka 12 Materiálové charakteristiky – závěsy</i> .....	67
<i>Tabulka 13 Tabulka táhel Macalloy S460 (12)</i> .....	67
<i>Tabulka 14 Materiálové charakteristiky - pylon</i> .....	67
<i>Tabulka 15 Ostatní stálé zatížení</i> .....	68
<i>Tabulka 16 Sestavy zatížení dopravou (22)</i> .....	69
<i>Tabulka 17 Zatížení větrem na závěsy-síly v místě kotvení závěsů</i> .....	74
<i>Tabulka 18 Dílčí součinitele <math>\gamma</math> a redukční součinitel <math>\xi</math></i> .....	75
<i>Tabulka 19 Doporučené hodnoty součinitelů <math>\Psi</math> pro lávky pro pěší</i> .....	75
<i>Tabulka 20 Předběžný návrh závěsů Macalloy S460</i> .....	78
<i>Tabulka 21 Upravený návrh závěsů Macalloy S460</i> .....	79
<i>Tabulka 22 Časová osa model s TDA</i> .....	84
<i>Tabulka 23 Vyhodnocení ztrát předpětí</i> .....	85
<i>Tabulka 24 Přípustné hodnoty průhybů</i> .....	91
<i>Tabulka 25 Posouzení závěsů MSP omezení napětí</i> .....	106
<i>Tabulka 26 Obálka 6.10 Obálka normálových sil v závěsech na konci životnosti</i> .....	107
<i>Tabulka 27 Posouzení závěsů MSÚ</i> .....	107
<i>Tabulka 28 Předpokládaná únosnost vrtaných pilot v horninách R1 až R6</i> .....	112
<i>Tabulka 29 Předběžný návrh založení</i> .....	112
<i>Tabulka 30 Schéma navržené skupiny pilot v programu GEO5</i> .....	113
<i>Tabulka 31 Geologický profil</i> .....	113
<i>Tabulka 32 Výslednice ralcí z nelineárního výpočtu</i> .....	114
<i>Tabulka 33 Fáze výstavby</i> .....	119
<i>Tabulka 34 Posouzení závěsů MSP-fáze výstavby</i> .....	123



## 8. Seznam obrázků

<i>Obrázek 1 Faust Veranzio, 1617 (1)</i> .....	11
<i>Obrázek 2 Carl Immanuel Löscher, 1784 (2)</i> .....	11
<i>Obrázek 3 Poyet, 1787 (2)</i> .....	11
<i>Obrázek 4 Kings Meadow Bridge, 1817 (1)</i> .....	12
<i>Obrázek 5 Second Dryburgh Abbey Bridge, 1818 (3)</i> .....	13
<i>Obrázek 6 Nienburg Bridge, 1824 (4)</i> .....	13
<i>Obrázek 7 Most císaře Františka Josefa, stav roku 1890-1895 (5)</i> .....	14
<i>Obrázek 8 Cassagne Bridge, 1909 (6)</i> .....	14
<i>Obrázek 9 Transporter bridge Marsielle, 1905 (6)</i> .....	15
<i>Obrázek 10 Akvadukt Tempul, 1864 (7)</i> .....	15
<i>Obrázek 11 Strömsund Bridge, 1956 (8)</i> .....	15
<i>Obrázek 12 Ruský most, 2002</i> .....	16
<i>Obrázek 13 Časový vývoj délky hlavních rozpětí zavěšených mostů (1)</i> .....	16
<i>Obrázek 14 Rozdělení mostů podle jejich rozpětí, 1976 (2)</i> .....	18
<i>Obrázek 15 Srovnání ohybového namáhání trémového a zavěšeného mostu (1)</i> .....	19
<i>Obrázek 16 Průběh vnitřních síl: a) Normálová síla od stálého zatížení, b) Normálová síla od předpětí, c) Normálová síla od proměnného zatížení, d) Moment od stálého zatížení a předpětí, e) Výsledná obálka ohybového momentu včetně proměnného zatížení (1)</i> .....	19
<i>Obrázek 17 Kabelové uspořádání v podélném směru: a) radiální, b) harfové, c) poloharfové, d) hvězdicové (1)</i> .....	20
<i>Obrázek 18 Mariánský most v Ústí nad Labem (10)</i> .....	21
<i>Obrázek 19 Příčné uspořádání kabelů (2)</i> .....	22
<i>Obrázek 20 Tvary pylonů pro jednu závěsnou rovinu (1)</i> .....	23
<i>Obrázek 21 Tvary pylonů pro dvě závěsné roviny (1)</i> .....	23
<i>Obrázek 22 Kotvení závěsů do pylonu a) betonový pylon, b) betonový komorový pylon, c) ocelobetonový pylon, d) betonový pylon se sedlem, e) betonový pylon s tuhou výztuží a kotevními plechy (11)</i> ..	24
<i>Obrázek 23 Kotvy závěsů v komorovém pylonu s revizním schodištěm (1)</i> .....	24
<i>Obrázek 24 Ocelová hlavice betonového pylonu pro radiální uspořádání závěsů (1)</i> .....	24
<i>Obrázek 25 Betonová desková mostovka s dvěma rovinami závěsů (1)</i> .....	25
<i>Obrázek 26 Betonová mostovka s dvěma rovinami závěsů, Posadas-Encarnación Bridge (1)</i> .....	25
<i>Obrázek 27 Betonová komorová mostovka s dvěma rovinami závěsů, Posadas-Encarnación Bridge (1)</i> .	26
<i>Obrázek 28 Betonová komorová mostovka s jednou rovinou závěsů, Ben-Ahin Bridge (1)</i> .....	26
<i>Obrázek 29 Betonová komorová mostovka s dvěma středními rovinami závěsů, Rhine River Bridge (1)</i> .	26
<i>Obrázek 30 Ocelová mostovka ze dvou hlavních nosníků a s dvěma rovinami závěsů (1)</i> .....	26
<i>Obrázek 31 Ocelová ortotropní mostovka s dvěma rovinami závěsů (1)</i> .....	26
<i>Obrázek 32 Ocelová komorová ortotropní mostovka s jednou rovinou závěsů, Millau Bridge (1)</i> .....	27

Obrázek 33 Ocelová komorová mostovka s dvěma rovinami závěsů převádějící automobilovou i kolejovou dopravu (1) .....	27
Obrázek 34 Typické kotvení závěsu do betonové mostovky (1).....	27
Obrázek 35 Typické kotvení závěsu do ocelové mostovky (1).....	27
Obrázek 36 Vztah mezi výškou pylonu a množstvím oceli závěsů (1) .....	28
Obrázek 37 Porovnání charakteristik závěsů (1).....	28
Obrázek 38 Řez lanem LCR bez HDPE chráničky (8).....	29
Obrázek 39 Řez lanem LCR s HDPE chráničkou (8).....	29
Obrázek 40 Schéma vinutí lana LCR (1).....	29
Obrázek 41 Kotevní prvky pro lana LCR (1).....	29
Obrázek 42 Paralelní drátový kabel PWS s ochranou páskou a chráničkou HDPE (8).....	30
Obrázek 43 Paralelní drátový kabel s cementovou záplivkou a ocelovou chráničkou (8).....	30
Obrázek 44 Paralelní lanový kabel (1).....	31
Obrázek 45 Kotevní systém paralelního lanového kabelu (1).....	31
Obrázek 46 Tyčový závěs Macalloy s kotevní vidlicí, rektifikačním prvkem a spojkou (12).....	32
Obrázek 47 Detail kotvení (kotevní vidlice, čep, kotevní plech) (12).....	32
Obrázek 48 Podélný řez podskružením krajního pole lávky v Lužci nad Vltavou, zmonolitnění krajního segmentu s opěrou, skruž PERI UP Rosett (13) .....	34
Obrázek 49 Příčný řez podskružením krajního pole lávky v Lužci nad Vltavou, skruž PERI UP Rosett (13)	34
Obrázek 50 Ohybové momenty před a po dosednutí výsuvného nosu na pylon (14) .....	35
Obrázek 51 Typická obálka ohybových momentů při výsuvu nosné konstrukce (14) .....	35
Obrázek 52 Fáze výstavby při výsuvu nosné konstrukce zavěšeného mostu včetně definitivních pylonů a provizorních podpor, Jülicher Strasse Bridge Düsseldorf 1963 (2) .....	36
Obrázek 53 Letmá montáž s postupným vyvěšováním a dočasným kotvením pylonu (2).....	37
Obrázek 54 Letmá montáž s postupným vyvěšováním probíhající současně na obou pylonech (8).....	38
Obrázek 55 Letmá montáž mostovky a dočasné zhotovení pylonu a závěsů (8).....	38
Obrázek 56 Postupné vyvěšování segmentů s dočasnými závěsy (8) .....	38
Obrázek 57 Postupné vyvěšování segmentů s dočasným pylonem (8).....	38
Obrázek 58 Schématický podélný řez (15) .....	40
Obrázek 59 Příčný řez (15) .....	40
Obrázek 60 Letmá montáž s využitím montážního vozíku (16).....	41
Obrázek 61 Pohled na vedení vnějšího předpětí mostovky (17) .....	41
Obrázek 62 Vývoj krychelné pevnosti UHPC ze vzorků odebraných při betonáži segmentů (15).....	41
Obrázek 63 Vizualizace lávky v Uherském Brodě SO201, SO202 a SO203 (18).....	42
Obrázek 64 Lávka v Uherském Brodě, pole přes železniční trať (19) .....	43
Obrázek 65 Lávka v Uherském Brodě, pole vedené mezi okolní zástavbou (19).....	43
Obrázek 66 Schématický podélný řez (20) .....	44
Obrázek 67 Příčný řez (20) .....	44

Obrázek 68 Kotvení závěsů do pylonu (20) .....	44
Obrázek 69 Ocelový přípravek pro kotvení závěsů do mostovky (20) .....	45
Obrázek 70 Fáze výstavby lávky přes dálnici D1 v Bohumíně (20) .....	46
Obrázek 71 Lávka přes dálnici D1 v Bohumíně (20) .....	46
Obrázek 72 Mapa umístění nové lávky pro pěší a cyklisty .....	49
Obrázek 73 Varianty lávky .....	50
Obrázek 74 Schématický podélný řez .....	51
Obrázek 75 Schématický příčný řez .....	51
Obrázek 76 Schéma 2D prutového modelu .....	53
Obrázek 77 Renderovaný 3D model pro nelineární výpočet .....	53
Obrázek 78 Renderovaný model pro návrh betonářské výztuže .....	54
Obrázek 79 Průřez-mostovka .....	55
Obrázek 80 Průřez-podporový příčník OP1 .....	55
Obrázek 81 Průřez-pylon v patě .....	56
Obrázek 82 Průřez-pylon ve vrcholu .....	56
Obrázek 83 Průřez-závěs 2xM97 .....	57
Obrázek 84 Průřez-závěs 2xM52 .....	57
Obrázek 85 Průřez-závěs 2xM45 .....	57
Obrázek 86 Průřez-pylon v patě (pro nelineární výpočet) .....	58
Obrázek 87 Průřez-pylon v místě vetknutí příčle (pro nelineární výpočet) .....	58
Obrázek 88 Průřez-pylonu ve vrcholu (pro nelineární výpočet) .....	59
Obrázek 89 Průřez-příčle pylonu .....	59
Obrázek 90 Průřez-hlavní nosník .....	60
Obrázek 91 Průřez-příčník .....	60
Obrázek 92 Vlastnosti modelované desky .....	60
Obrázek 93 Zatížení dopravou - obslužné vozidlo (22) .....	69
Obrázek 94 Mapa izoterm minimálních teplot vzduchu ve stínu (24) .....	70
Obrázek 95 Mapa izoterm maximálních teplot ve stínu (24) .....	70
Obrázek 96 Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ( $T_{min}/T_{max}$ ) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty mostu ( $T_{e,min}/T_{e,max}$ ) (23) .....	71
Obrázek 97 Mapa fundamentálních hodnot základní rychlosti větru $v_{b,0}$ .....	73
Obrázek 98 Náhradní spojitý nosník .....	77
Obrázek 99 Zatížení náhradního nosníku dvojnásobkem vlastní tíhy .....	77
Obrázek 100 Zatížení náhradního nosníku dvojnásobkem ostatního stálého zatížení .....	77
Obrázek 101 Výsledné reakce $R_z$ na náhradním spojitým nosníku .....	78
Obrázek 102 Ohybové momenty $M_y$ od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení .....	80
Obrázek 103 Svislá deformace $U_z$ od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení .....	80
Obrázek 104 Předpětí závěsů rovnoměrným ochlazením .....	80

Obrázek 105 Ohybové momenty $M_y$ od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení po rektifikaci .....	81
Obrázek 106 Svislá deformace $U_z$ od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení po rektifikaci.....	81
Obrázek 107 Normálové napětí při char. kombinaci – horní vlákna MAX .....	82
Obrázek 108 Normálové napětí při char. kombinaci – spodní vlákna MAX.....	82
Obrázek 109 Normálové napětí při char. kombinaci – horní vlákna MIN.....	82
Obrázek 110 Normálové napětí při char. kombinaci – spodní vlákna MIN.....	83
Obrázek 111 Schéma průběhu ztrát předpětí v čase (25) .....	85
Obrázek 112 Napětí v době vnesení předpětí - horní vlákna .....	86
Obrázek 113 Napětí v době vnesení předpětí - spodní vlákna .....	86
Obrázek 114 Normálové napětí při char. kombinaci UP - horní vlákna MIN .....	87
Obrázek 115 Normálové napětí při char. kombinaci UP - spodní vlákna MIN.....	87
Obrázek 116 Normálové napětí při char. kombinaci UP - horní vlákna MAX .....	87
Obrázek 117 Normálové napětí při char. kombinaci UP - spodní vlákna MAX.....	87
Obrázek 118 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - horní vlákna MIN.....	88
Obrázek 119 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - spodní vlákna MIN.....	88
Obrázek 120 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - horní vlákna MAX.....	88
Obrázek 121 Normálové napětí při char. kombinaci KŽ - spodní vlákna MAX.....	88
Obrázek 122 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - horní vlákna MIN .....	89
Obrázek 123 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - spodní vlákna MIN .....	89
Obrázek 124 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - horní vlákna MAX.....	89
Obrázek 125 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci UP - spodní vlákna MAX .....	89
Obrázek 126 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - horní vlákna MIN .....	90
Obrázek 127 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - spodní vlákna MIN.....	90
Obrázek 128 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - horní vlákna MAX .....	90
Obrázek 129 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci KŽ - spodní vlákna MAX.....	90
Obrázek 130 Průhyb mostovky při nejnepříznivější časté kombinaci na konci životnosti konstrukce.....	91
Obrázek 131 Obálka ohybových momentů $M_y$ na konci životnosti .....	92
Obrázek 132 Normálová síla v předpínací výztuži na konci životnosti.....	92
Obrázek 133 Obálka posouvajících sil $V_z$ na konci životnosti .....	97
Obrázek 134 Drátový model pro návrh betonářské výztuže .....	101
Obrázek 135 Renderovaný model pro návrh betonářské výztuže.....	102
Obrázek 136 Maximální ohybový moment na příčniku .....	103
Obrázek 137 Obálka ohybových momentů $M_{x,max}$ na desce .....	104
Obrázek 138 Obálka ohybových momentů $M_{x,min}$ na desce .....	105
Obrázek 139 Globální extrém normálového napětí na závěsech při nejnepříznivější char. kombinaci ...	106
Obrázek 140 Okrajové podmínky pro nelineární výpočet .....	108
Obrázek 141 Návrhový ohybový moment $M_y$ .....	109
Obrázek 142 Návrhový ohybový moment $M_z$ .....	109

Obrázek 143 Návrhová normálová síla N .....	109
Obrázek 144 Schéma samotné piloty.....	114
Obrázek 145 Posouzení únosnosti piloty v programu FINE GEO5-Pilota .....	115
Obrázek 146 Fáze výstavby-realizace krajního pole na skruži .....	116
Obrázek 147 Fáze výstavby-postupné vyvěšování hlavního pole, aktivace závěsů krajního pole.....	116
Obrázek 148 Fáze výstavby-postupné vyvěšování hlavního pole, celá skruž demontována.....	117
Obrázek 149 Fáze výstavby-hotová lávka.....	117
Obrázek 150 Schéma vložení segmentu u lineárního (vlevo) a nelineárního(vpravo) výpočtu .....	117
Obrázek 151 Předpínací tyče Freyssibar (25).....	120
Obrázek 152 Fáze 3-normálové napětí, horní vlákna .....	120
Obrázek 153 Fáze 3-normálové napětí, spodní vlákna .....	120
Obrázek 154 Fáze 8-normálové napětí, horní vlákna .....	121
Obrázek 155 Fáze 8-normálové napětí, spodní vlákna .....	121
Obrázek 156 Fáze 18-normálové napětí, horní vlákna .....	121
Obrázek 157 Fáze 18-normálové napětí, spodní vlákna .....	121
Obrázek 158 Fáze 24-normálové napětí, horní vlákna .....	121
Obrázek 159 Fáze 24-normálové napětí, spodní vlákna .....	121
Obrázek 160 Fáze 38-normálové napětí, horní vlákna .....	122
Obrázek 161 Fáze 38-normálové napětí, spodní vlákna .....	122
Obrázek 162 Fáze 50-normálové napětí, horní vlákna .....	122
Obrázek 163 Fáze 50-normálové napětí, spodní vlákna .....	122
Obrázek 164 Fáze 47-ohybový moment $M_{y,max}$ .....	124
Obrázek 165 Fáze 47- normálová síla .....	124

## 9. Seznam citací

[1] **Swensson, Prof.Dipl.-Ing. Holger.** *Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide.* místo neznámé : John Wiley & Sons, 2012. ISBN: 978-3-433-02992-3.

[2] **Walter Podolny, JR., Ph.D., John B. Scalzi, Sc.D.** *Construction and Design of Cable-stayed Bridges.* místo neznámé : John Wiley & Sons, 1976. ISBN: 0-471-75625-3.

[3] **Civil Engineering X.** [Online]

<https://www.civilengineeringx.com/structural-analysis/structural-steel/evolution-of-cable-suspended-bridges/>.

[4] **Bernd Nebel.** [Online]

[http://www.berndnebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/4\\_desaster/nienburg/nienburg.html](http://www.berndnebel.de/bruecken/index.html?/bruecken/4_desaster/nienburg/nienburg.html).

[5] **ČTK Fotobanka.** [Online]

<https://multimedia.ctk.cz/?setOrder=asc&setSite=foto-set&setId=5546837&select-continue=1>.

6. Structurae. [Online]

<https://structurae.net/en/structures/cassagne-bridge/media>.

[7] **Wikimedia Commons.** [Online]

[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Acueducto\\_de\\_Tempul\\_02.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Acueducto_de_Tempul_02.jpg).

[8] **Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis.** *Cable Supported Bridges, Concept and Design, Third Edition.* místo neznámé : John Wiley & Sons, Ltd, 2012.

ISBN: 978-0-470-66628-9.

[9] **Wikipedie.** *Seznam nejdelších zavěšených mostů.* [Online]

[https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam\\_nejdel%C5%A1%C3%ADch\\_zav%C4%9B%C5%A1en%C3%BDch\\_most%C5%AF](https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam_nejdel%C5%A1%C3%ADch_zav%C4%9B%C5%A1en%C3%BDch_most%C5%AF).

[10] **Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., Ing. Radim Nečas.** *Betonové mosty 1, základní principy navrhování.* Brno , 2006.

[http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL12-Betonove\\_mosty/BL12-Betonove\\_mosty\\_I--M01-Zakladni\\_principy\\_navrhovani.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL12-Betonove_mosty/BL12-Betonove_mosty_I--M01-Zakladni_principy_navrhovani.pdf).

- [11] **Wikipedie.** [Online]  
[https://cs.m.wikipedia.org/wiki/Soubor:Mariansky\\_most\\_Usti\\_nad\\_Labem.jpg](https://cs.m.wikipedia.org/wiki/Soubor:Mariansky_most_Usti_nad_Labem.jpg).
- [12] **Wai-Fah Chen, Lian Duan.** *Bridge Engineering Handbook, Superstructure Design.* místo neznámé : CRC Press, 2014. ISBN: 9781439852217.
- [13] **Šafář, Ing. Roman.** *Betonové mosty 2: přednášky.* Praha : ČVUT, 2014.  
ISBN: 978-80-01-05543-4.
- [14] **Roland Verreet, Dipl.-Ing. Wire Rope Technology.** [PDF dokument]  
[http://www.ropetechnology.com/bro\\_engl/Bro\\_Geschichte\\_en.pdf](http://www.ropetechnology.com/bro_engl/Bro_Geschichte_en.pdf).
- [15] **Tension Systems.** [Online]  
[http://www.tension.cz/media/files/pdf-k-pripojzeni\\_12/9449-Macalloy-Tension-Structures-v4\\_133.pdf](http://www.tension.cz/media/files/pdf-k-pripojzeni_12/9449-Macalloy-Tension-Structures-v4_133.pdf).
- [16] **Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.** *Moderní technologie výstavby ocelových.* [PDF dokument]  
2014. <https://portal.cvut.cz/wp-content/uploads/2017/04/HP2014-09-Ryjacek.pdf>.
- [17] **PERI, spol. s r.o.** *Lávka v Lužci nad Vltavou - výkresová dokumentace.* Jesenice u Prahy, 2020.
- [18] **Hrdoušek Vladislav a kolektiv.** *Betonové mosty 2.* Praha : ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2005. 80-01-03321-X.
- [19] **Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc.** *Betonové mosty, Technická knihnice autorizovaného inženýra TK21.* místo neznámé : Český svaz stavebních inženýrů, 2001.  
ISBN: 80-86426-05-X.
- [20] **Petr Tej, Lukáš Vráblík, Ondřej Matoušek, Petr Harazim, Petr Vítek, Robert Coufal.** *Lávka z UHPC v Lužci nad Vltavou.* místo neznámé : Beton TKS, 2020.  
<https://www.betontks.cz/archiv/42020>.
- [21] **Soutok blogspot.** [Online]  
<http://soutok.blogspot.com/2020/05/most-pres-vltavu-v-luzci-nad-vltavou-je.html>.
- [22] **Hornof, Max.** *Pohled na mostovku lávky v Lužci nad Vltavou.* Lužec nad Vltavou, foceno 12.6.2020.
- [23] **Město Uherský Brod.** [Online]  
<https://www.ub.cz/zpravy/Slavnostni-poklepani-zakladniho-kamene-Dopravniho-terminalu-Uhersky-Brod>.

- [24] **SDS EXMOST spol. s r.o.** *Přechodová lávka u nádraží ČD v Uherském Brodě.* místo neznámé : Stavební Investorské Noviny, 2010.  
<https://tvstav.cz/clanek/161-prechodova-lavka-u-nadrazi-cd-v-uherskem-brode>.
- [25] **Vráblík s.r.o.** *Lávka pro pěší a cyklisty Uherský Brod.*  
<https://www.vrablik.cz/reference/lavka-pro-pesi-a-cyklisty-uhersky-brod/>.
- [26] **Ing. lenka Zapletalová, Ing. Petr Mojzík, Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc., Ing. Peter Pitoňák.** *Zavěšená lávka přes dálnici D1 v Bohumíně,* Časopis stavebnictví, 2012.  
[https://www.betontks.cz/sites/default/files/2012-4-08\\_0.pdf](https://www.betontks.cz/sites/default/files/2012-4-08_0.pdf).
- [27] **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.** 2006.
- [28] **ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou.** 2005.
- [29] **ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou.** 2005.
- [30] **STN EN 1991-1-5: 2008/NA - národní dodatek normy.** 2008.
- [31] **STN EN 1991-1-4: 2007/NA - národní dodatek normy.** 2007.
- [32] **ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění.** 2006.
- [33] **ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.** 2004.
- [34] **Šafář, Roman.** *Betonové mosty 2 - cvičení, Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů.* Praha : ČVUT, 2015. 978-80-01-05690-5.
- [35] **Freyssinet.** [Online]  
[http://www.freyssinet.cz/228-predpinaci\\_tyce](http://www.freyssinet.cz/228-predpinaci_tyce).
- [36] **Jan Vítek, Ing., DrSc.** *Světové mosty od antiky až po současnost.* místo neznámé : Grada, 2019. ISBN: 978-80-271-0770-4.
- [37] **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.** 2006.
- [38] **ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.** 2007.