ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Faculty of Civil Engineering
Department of Concrete and Masonry Structures

Zavěšený most přes Labe v Pardubicích

Cable-stayed bridge over Labe in Pardubice

Diplomová práce
Master´s thesis

Autor práce **Bc. Rastislav Mazák**
Author

Studijní program: Stavební inženírství
Study programme: Civil Engineering

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
Field of study: Structures and Trasnportation Engineering

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D
Thesis leader:

Praha 2019

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Mazák Jméno: Rastislav Osobní číslo: 423762

Zadávající katedra: K 133 Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Zavěšený most přes Labe v Pardubicích

Název diplomové práce anglicky: Cable-stayed bridge over Labe in pardubice

Pokyny pro vypracování:
Návrh variant konstrukčního řešení mostu
Výběr finální varianty, statický návrh a posouzení konstrukce (globální chování a rozhodující detaily), analýza postupu výstavby a aktivace fungování konstrukce;
Základní výkresová dokumentace popisující návrh konstrukce

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 4.10.2018 Termín odevzdání diplomové práce: 6.1.2019
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“.

9.10.2018

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Týmto prehlasujem, že som zadanú diplomovú prácu vypracoval samostatne pod vedením Doc. Ing. Lúkáša Vráblíka, Ph.D a v zozname použitej literatúry som uviedol všetku použitú literatúru a ďalšie iné zdroje vrátane zoznamu použitého softwaru.

V Prahe dňa 6.1.2019 .....

Poďakovanie

Rád by som poďakoval Doc. Ing. Lukášovi Vráblíkovi, Ph.D za jeho ochotu a čas pri písaním diplomovej práce a za jeho odborné rady a pripomienky.

Bc. Rastislav Mazák

Abstrakt

Účelom tejto diplomovej práce je návrh zaveseného mosta cez rieku Labe na obchvate mesta Pardubice. Kvôli zložitosti miestnych pomerov je most navrhnutý ako asymetrický v pozdĺžnom smere. Teoretická časť práce sa zaoberá riešeniami nevýhod tohto usporiadania, ktoré boli použité pri návrhu mostu v Pardubiciach. Následne je konštrukcia posúdená v priebehu výstavby aj v jej definitívnom statickom systéme v medzných stavoch použiteľnosti v rámci rozsahu tejto diplomovej práce. Počas výstavby letmou betonážou sa analyzuje vývoj osových síl v závesoch tak, aby bolo dosiahnuté ich lineárne chovanie. V závere práce sa posudzujú vybrané prierezy pylónu a jeho hlbinného založenia.

Kľúčové slová:

Betónová konštrukcia, zavesený most, pozdĺžne asymetrická konštrukcia, letmá betonáž, závesy, technológia výstavby, návrh, posúdenie

Abstract

The purpose of this thesis is the design of a cable-stayed bridge across the river Labe on the Pardubice bypass. The bridge has an asymmetrical longitudinal section due the complex arrangement of the landscape. The theorical content is focused on the possible solutions for the disadvantages of the arrangement that are used in the design process of the bridge. The construction process and the structure in its final system are then designed to follow selected requirements and parameters of the Serviceability limit state. For the construction process by balanced cantilever method, the stays were designed to ensure the minimum axial forces required for the linear analysis. At the end, the foundation system and piers are designed and evaluated according to the standards.

Key words:

Concrete structure, cable-stayed bridge, longitudinal asymmetrical structure, balanced cantilever method, stays, construction technology, design, evaluation

Obsah

1 Úvod ... 8

2 Dôvod výstavby ... 8

3 Usporiadanie ... 9

3.1 Pozdĺžne usporiadanie ... 9

3.2 Priečne usporiadanie ... 10

4 Statické riešenie a geometria ... 10

4.1 Typ mosta ... 10

4.2 Asymetria mosta ... 11

4.2.1 Účinky stáleho zaťaženia ... 11

4.2.2 Účinky premenného zaťaženia ... 14

4.3 Predpätie ... 16

4.4 Pylón ... 17

4.4.1 Závesy ... 19

4.5 Priečny rez ... 23

5 Materiály ... 26

5.1 Betón ... 26

5.1.1 Betón komorového nosníka ... 26

5.1.2 Betón základov a pylónu ... 26

5.1.3 Betón konzol ... 27

5.2 Oceľ ... 27

5.3 Betonárska výstuž ... 27

5.4 Predpínacia výstuž a oceľové závesy ... 27

6 Výstavba ... 28

7 Zaťaženie ... 32

7.1 Vlastná tiaž konštrukcie ... 32

7.2 Ostatné stále zaťaženie ... 33

7.3 Premenné zaťaženie ... 33
7.3.1 Model zaťaženia LM1 ... 34
7.3.2 Rozjazdové a brzdné sily: ... 35
7.3.3 Zaťaženie teplotou ... 36
7.3.4 Zaťaženie vetrom ... 36
7.4 Montážne zaťaženie ... 37
7.4.1 Ručné náradie a pohyb osôb ... 37
7.4.2 Betonársky vozík ... 37
8 Predbežný návrh ... 38
8.1 Finálny model s podporami v miestach kotvenia závesov ... 39
8.1.1 Reakcie v podporách ... 39
8.1.2 Geometria a návrh závesov ... 41
8.2 Finálny model pre návrh závesov ... 43
8.2.1 Osové sily v závesoch ... 43
8.2.2 Finálny návrh závesov ... 44
9 Podrobný návrh s fázami výstavby ... 45
9.1 Analýza vývoja síl v závesoch počas výstavby ... 47
9.2 Analýza napätí v mostovke počas výstavby mosta ... 51
9.2.1 Zaťaženia ... 51
9.2.2 Kombinácie pre posúdenie ... 52
9.2.3 Postup výpočtu ... 53
9.2.4 Posúdenie napätí počas výstavby ... 54
9.3 Analýza Medzného stavu použiteľnosti na finálnom stave konštrukcie s vplyvom výstavby ... 63
9.3.1 Postup výpočtu ... 63
9.3.2 Redistribúcia vnútorných síl ... 64
9.3.3 Predpätie na finálnom stave konštrukcie ... 66
9.3.4 Vnútorné sily na finálnom statickom systéme ... 68

9.3.5 Kombinácie ... 72
9.3.6 Posúdenie ... 72
10 Posúdenie pylónu ... 76
10.1 Zaťaženie ... 76
10.2 Posudzované prierezy ... 77
10.3 Vnútorné sily ... 77
10.4 Posúdenie a návrh výstuže ... 78
11 Posúdenie spodnej stavby ... 80
11.1 Podmienky založenia ... 80
11.2 Základ ... 81
11.3 Posúdenie ... 81
11.3.1 Posúdenie sadania základu ... 82
11.3.2 Posúdenie najviac namáhanej pilóty ... 83
12 Záver ... 84
13 Použité zdroje ... 86

1 Úvod

Úlohou tejto diplomovej práce je návrh a posúdenie mosta na obchvate mesta Pardubice. Táto konštrukcia by mala plniť funkciu praktickú ako aj estetickú, kde most by mal byť dominantou celého obchvatu. Úvodné kapitoly sa zaoberajú miestnymi pomermi a následne sa odôvodňuje výber zaveseného most s jedným pylónom. Jedným z problémov bolo asymetrické usporiadanie mosta v pozdĺžnom smere z dôvodu polohy rieky Labe a jej slepého ramena. Riešeniami tohto problému sa zaoberá teoretická časť práce, kde sa popisuje návrh jednotlivých častí konštrukcie.

Prvou fázou posudzovania je predbežný návrh, kde sa navrhla geometria a dimenzie závesov. Potom sa zistili minimálne osové sily v závesoch potrebné pre lineárne chovanie konštrukcie. V podrobnom návrhu bola ako prvá zostavená matica vývoja síl, ktorá popisuje vplyv jednotlivých zaťažení na vývoj osových síl v závesoch počas letmej betonáže. Následne boli navrhnuté vahadlové káble a posúdené napäťové kritéria v priebehu výstavby. Ďalej sa posúdila konštrukcia v Medznom stave použiteľnosti vo finálnom statickom stave. Z dôvodu dodržania napäťových kritérií boli navrhnuté zdvíhané a poľové káble.

V posledných kapitolách sa navrhla výstuž a posúdili tri vybrané prierezy pylónu. Ako posledné bolo navrhnuté hlbinné založenie so základovou doskou a pilótami, kde sa vypočítalo sadanie základu a navrhla sa výstuž najviac namáhanej pilóty.

2 Dôvod výstavby

Navrhovaná konštrukcia sa nachádza v meste Pardubice. Výstavba mosta je jednou s častí trasy komunikácie I/36 v úseku Pardubice, Trnová-Fáblovka-Dubina. Táto trasa bude plniť funkciu severovýchodnej časti obchvatu mesta Pardubice. Zrealizovanie trasy výrazným spôsobom ovplyvní dopravu v centre mesta a v mieste hlavnej železničnej stanice. Za následok bude odklonenie tranzitnej dopravy a zlepšenie dopravnej situácie v mieste kríženia ciest I/36 a I/37.

Na nasledujúcom obrázku je názorne vyznačená poloha mosta a jeho rozpätie.

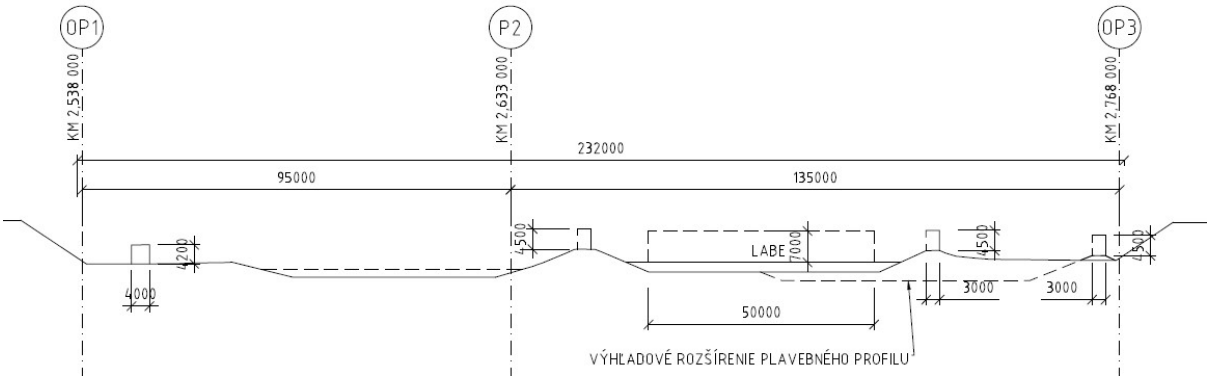
Obrázok 1: Umiestnenie navrhovaného mosta v Pardubiciach

Most trasy komunikácie I/36 bude vytvárať významnú dominantu obchvatu ,ktorá prekračuje rieku Labe a jej slepé rameno.

3 Usporiadanie

3.1 Pozdĺžne usporiadanie

Pri návrhu mosta v pozdĺžnom smere sa museli vziať do úvahy miestne podmienky terénu. Konštrukcia je navrhnutá ako zavesený most o dvoch poliach s jedným pylónom uprostred. Vzhľadom na vzájomnú polohu rieky Labe, jej slepého ramena, polohy hrádze a výhľadového rozšírenia plavebného kanálu je rozpätie dvoch polí odlišné. Hlavné pole prekračujúce rieku Labe má rozpätie 135 m a vedľajšie pole prekračujúce slepé rameno má rozpätie 95 m. Celková dĺžka mosta je 232 m a výška pylónu je 50,6 m nad horným povrchom mostovky.



Obrázok 2: Pozdĺžne usporiadanie terénu v mieste navrhovanej konštrukcie

3.2 Priečne usporiadanie

Most bude prevádzať cestu I. triedy obchvatu a tak priečne usporiadanie vyžaduje 2 pruhy v každom smere spolu s chodníkom pre chodcov a cyklistov.

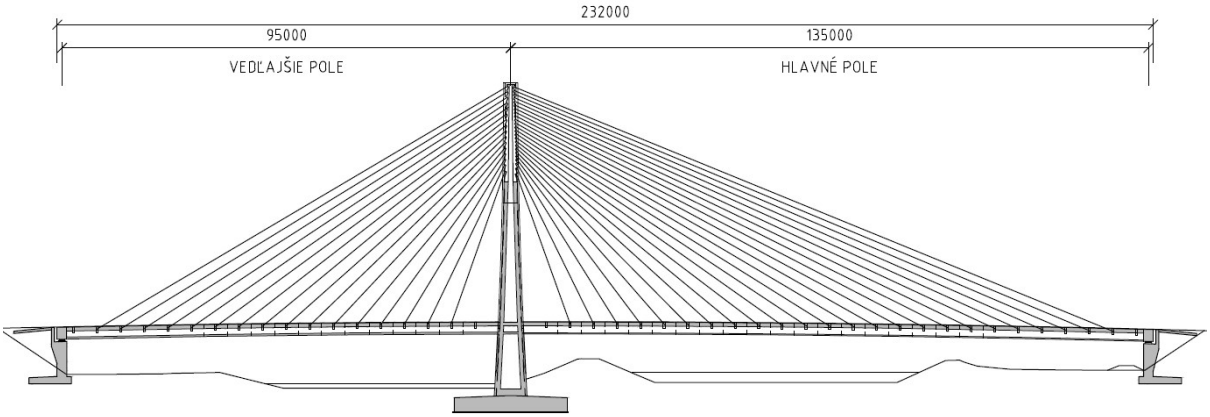
Navrhnuté usporiadanie dopravy je v každom smere pomocou dvoch pruhov šírky 8,5 m. Smerové rozdelenie je zabezpečené pomocou strednej 2,5 m širokej časti, v ktorej je umiestnení pylón a kotvenie závesov. Z oboch strán je stredná časť chránená betónovými zvodidlami. Z ľavej strany nadväzuje revízny 0,75 m široký chodník a z pravej chodník pre peších a cyklistov šírky 3,5 m. Oba chodníky sú oddelené od prejazdného priestoru pomocou zábradľových zvodidiel.

4 Statické riešenie a geometria

4.1 Typ mosta

Pri rozpätí polí nad 100 metrov je pri návrhu mosta treba zvážiť jeho celkové usporiadanie a typ mosta. Komorový nosník s premenným prierezom, oblúkový most a zavesený most sú vo všeobecnosti 3 základné typy mostov vhodné pre toto rozpätie. Pri návrhu obchvatu Pardubíc sa kladie veľký dôraz aj na estetickú stránku , kde most by mal tvoriť dominantu celej stavby. Oblúkový most v hlavnom poli by bolo nutné kombinovať s iným statickým systémom vo vedľajšom poli a tento mix dvoch statických systémov často vytvára zlý vzhľad a nedôveryhodnosť mosta. Na druhú stranu zavesený most je vhodným riešením z oboch estetického a statického hľadiska. Nízky nosník zavesený na viacerých lanách a vysoký robustný pylón v strede mosta by vytváral dobrý estetický vzhľad.

Ideálne rozpätie zaveseného mosta s jedným pylónom uprostred je okolo 100 až 120 m. Preto bol most navrhnutý ako spojitá zavesená konštrukcia o dĺžke 232 m (pravé pole 135m, ľavé pole 95 m).



Obrázok 3: Pozdĺžny rez konštrukciou

Nesymetrické usporiadanie zavesených mostov v pozdĺžnom smere môže mať za následok nevýhodné rozdelenie zaťaženia mosta. Zaťaženie v dlhšom poli má potom väčší účinok na pylón aj celú konštrukciu ako to v kratšom.

4.2 Asymetria mosta

Hlavným aspektom efektívneho a cenovo výhodného zaveseného mosta je pozdĺžne usporiadanie, kde u zaveseného mosta s jedným pylónom je dôležitá symetria silových účinkov polí. To znamená ,že účinky hlavného poľa by mali byť v rovnováhe s účinkami toho vedľajšieho. Najjednoduchším riešením je geometrická symetria mosta, kde osou symetrie je stredný pylón (tzn. rovnaké rozpätie polí). V prípade zaveseného mosta v Pardubiciach nie je toto usporiadanie možné kvôli miestnym geografickým pomerom (rieka a jej slepé rameno) a tak je nutné pri návrhu zohľadniť rozdielne veľkosti polí. Podiel dĺžky vedľajšieho a hlavného poľa je a=0,7.

Pri vyrovnávaní účinkov zaťaženia je vhodné rozdeliť problém na dva prípady (výhody a nevýhody jednotlivých riešení platia pre účinky oboch zaťažení, rozdelenie je vhodné pre prehľadnosť a odôvodnenie):

- **Účinky stáleho zaťaženia**
- **Účinky premenného zaťaženia**

4.2.1 Účinky stáleho zaťaženia

Stále zaťaženie obsahuje vlastnú tiaž prierezu, mostovky, ríms a zariadení pre správne fungovanie dopravy na moste.

4.2.1.1 Uhol pylónu

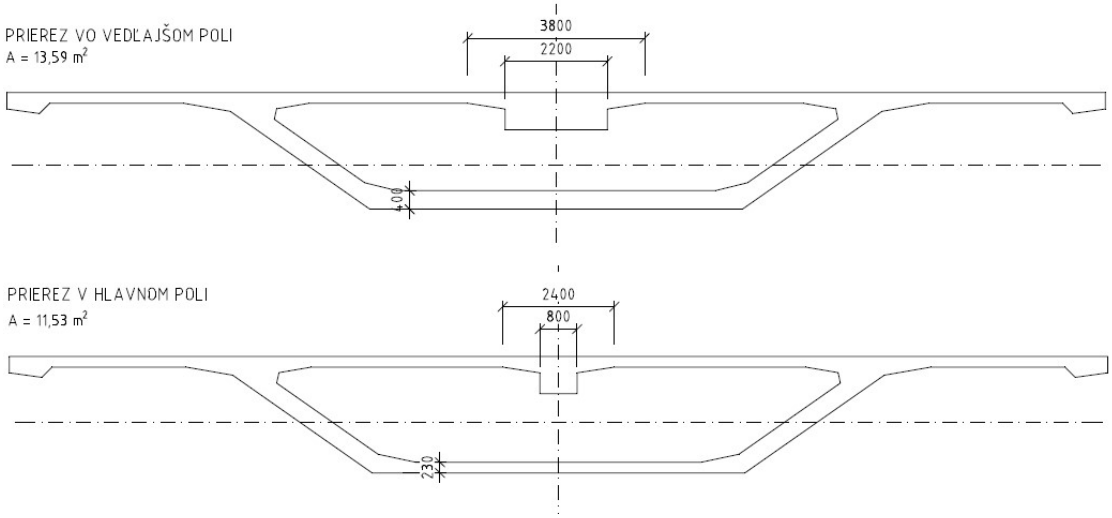
Zmena uhlu pylónu od vodorovnej osy je jedným z riešení, kde sa uvažuje úklon na stranu poľa s menším rozpätím. Naklonený pylón pomáha vedľajšiemu poľu svojou vlastnou tiažou

a zároveň lepšie odoláva silám v závesoch od hlavného poľa (uhol závesov sa zmenší čím sa zväčšia normálové účinky a zmenšia ohybové) . Menšie ohybové momenty od asymetrie a tak aj menšia deformácia pylónu má za následok zníženie negatívneho vplyvu hlavného poľa na vedľajšie. Napriek tomu zmena uhlu pylónu prináša viac nevýhod ako výhod. Závesy v hlavnom poli by boli sklonené natoľko, že ich účinnosť by bola malá a sila potrebná na ich vypnutie príliš veľká. Výrazne by sa zvýšili technologické a finančné požiadavky na výstavbu pylónu.

4.2.1.2 Rozdielne priečne rezy

Jednoduchým a efektívnym riešením je navrhnúť rozdielne priečne rezy v hlavnom a vedľajšom poli. Účinky polí sa tak vyrovnajú a pylón je rovnomerne zaťažený. Dosiahnuť požadovaný rozdiel je možné zmenou materiálu alebo zmenou plochy prierezu. Ak by sme uvažovali ľahší oceľový prierez v hlavnom poli a ťažší betónový vo vedľajšom tak by rozdiel vo vlastnej tiaži bol väčší. Nevýhodami je rozdielne sa chovanie materiálov, vyššia náročnosť pri výstavbe a zložitosť spoja nosnej konštrukcie oceľ-betón. U varianty celej nosnej konštrukcie z betónu s rozdielnymi plochami prierezov síce nedosiahneme tak veľký rozdiel vlastnej tiaže ale v kombinácií s predpätím vieme dosiahnuť lepšie chovanie konštrukcie. Nakoniec rozdielne priečne rezy sú použité pri návrhu mosta obchvatu Pardubíc. Rozdiely sú okótované na nasledujúcom obrázku:

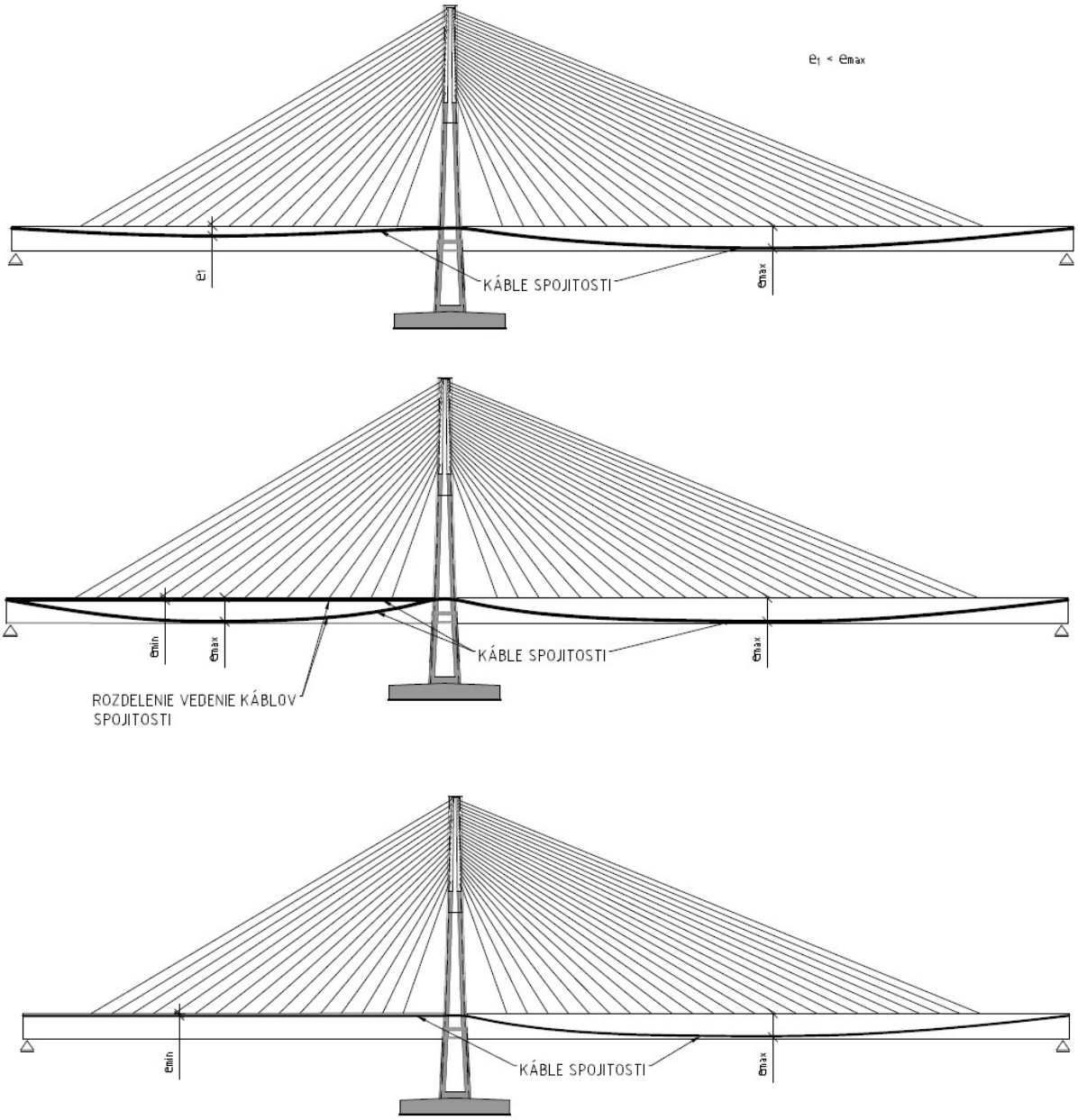
Obrázok 4: Rozdielne priečne rezy v hlavnom a vedľajšom poli



4.2.1.3 Predpätie pomocou zdvíhaných káblov

Pomocou predpätých káblov sa dá účinne dosiahnuť vyrovnanie stáleho zaťaženia. Najdôležitejším faktorom je geometria vedenia káblov, ktorá udáva ekvivalentné zaťaženie od predpätia. Pri návrhu mosta v Pardubiciach je viacero variant ako viesť kábel. V hlavnom poli je potrebné využiť maximálnu excentricitu káblu a vo vedľajšom zase zmierniť tieto účinky. Kabely spojitosti vo vedľajšom poli by sa mohli viesť s menšou excentricitou v strede rozpätia alebo by

sa prepätie rozdelilo, kde určitý počet káblov by bol vedení v hornej doske a zostávajúci počet by bol vedení obdobne ako v hlavnom poli.



Obrázok 5: Varianty vedenia káblov spojitosti

Pri návrhu bola použitá tretia varianta s maximálnou excentricitou v hlavnom poli a minimálnou excentricitou v poli vedľajšom. V priebehu posudzovania bolo zistené potrebné dodatočné predpätie v hlavnom poli a tak boli navrhnuté poľové káble. Geometria a množstvo predpätia na finálnom statickom stave je bližšie opísaný v kap. 9.3.3 Predpätie na finálnom stave konštrukcie.

4.2.2 Účinky premenného zaťaženia

Medzi zaťaženia s najhorším vplyvom na konštrukciu pri nerovnomernom pozdĺžnom usporiadaní patrí doprava a chodci. Za najhoršie zaťažovacie stavy sa uvažuje doprava v polohe iba v jednom z polí súčasne. Dochádza tak k priehybu hlavného poľa, vzniku veľkých osových síl v závesoch, ohybovej deformácii pylónu smerom k hlavnému poľu a naddvíhavaniu (odľahčovaniu – možný vznik ťahových reakcií v ložiskách na krajnej opore vo vedľajšom poli) vedľajšieho poľa.

4.2.2.1 Spoj nosník a pylón

Veľký vplyv na chovanie konštrukcie v týchto prípadoch má typ uloženia komorového nosníka na pylón. U zavesených mostoch sa primárne navrhujú dva typy uloženia:

1. **Kĺbové uloženie mostovky na priečnik pylónu**

   Mostovka je uložená na ložiskách na priečniku pylónu. Uloženie umožňuje pootočenie v mieste podpory a tým sa v značnej miere ovplyvňujú polia cez tento bod. Oproti tuhému spojeniu nevzniká žiaden výrazný záporný ohybový moment v mieste ložiska. Týmto riešením ale nie je možné most postaviť letmou betonážou so zárodkom bez dočasného fixovania behom výstavby.

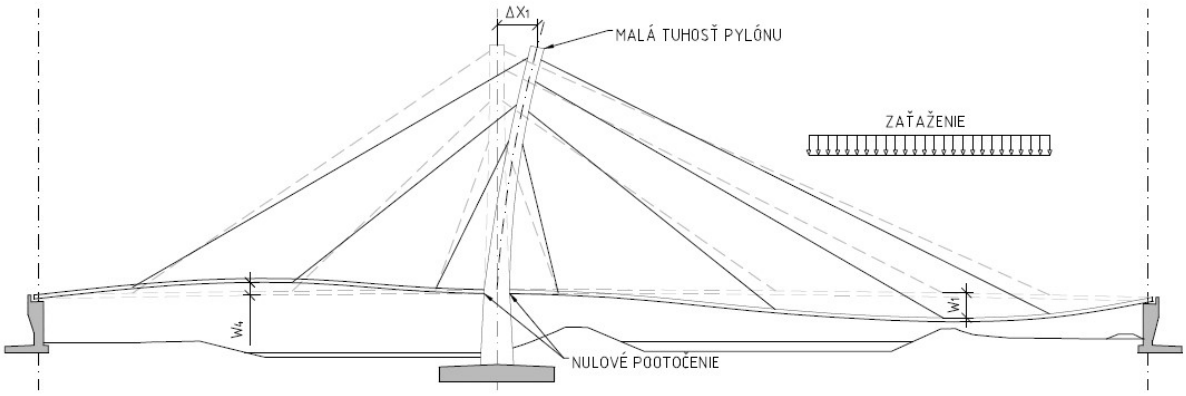
2. **Tuhé spojenie nosníka a pylónu**

   Pylón a nosník sú zmonolitnené do jedného kusu betónu. Často sa navrhuje robustný priečnik v tomto mieste, ktorý odoláva veľkým záporným momentom. Zmonolitnená časť sa potom dá využiť pri výstavbe letmou betonážou ako zárodok, kde sa postupne pri výstavbe jednotlivých lamiel kotvia vahadlové kabely. Spoj je tak tuhý, že hlavný nosník je votknutý do pylónu, a nosnej konštrukcii je takmer zamedzené pootočenie. Táto deformácia sa neprenáša medzi poľami a veľkou mierou sa obmedzuje vzájomné ovplyvňovanie polí. Napríklad pri výraznom zaťažení hlavného poľa sa nadľahčuje a zdvíha vedľajšie pole len cez deformáciu pylónu a závesov. Všetky vodorovné sily od zmršťovania, dotvarovania, teploty a brzdných účinkov sú zachytené v tomto mieste. Kvôli týmto výhodám je toto spojenie použité pri návrhu mosta obchvatu Pardubíc.

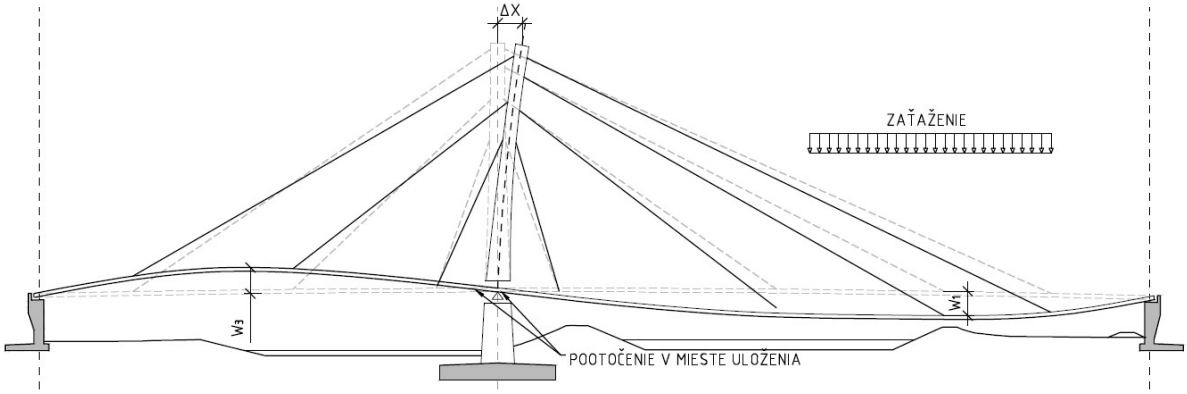
4.2.2.2 Tvar a geometria pylónu

Ďalším výrazným aspektom ovplyvňujúcim rozdelenie vnútorných síl v konštrukcii je pylón. Návrh jeho výšky, tuhosti, prierezu, tvaru a polohy môže zmeniť chovanie celej konštrukcie. Celková tuhosť pylónu má najväčší vplyv v tomto prípade. Pri mostoch s jedným pylónom

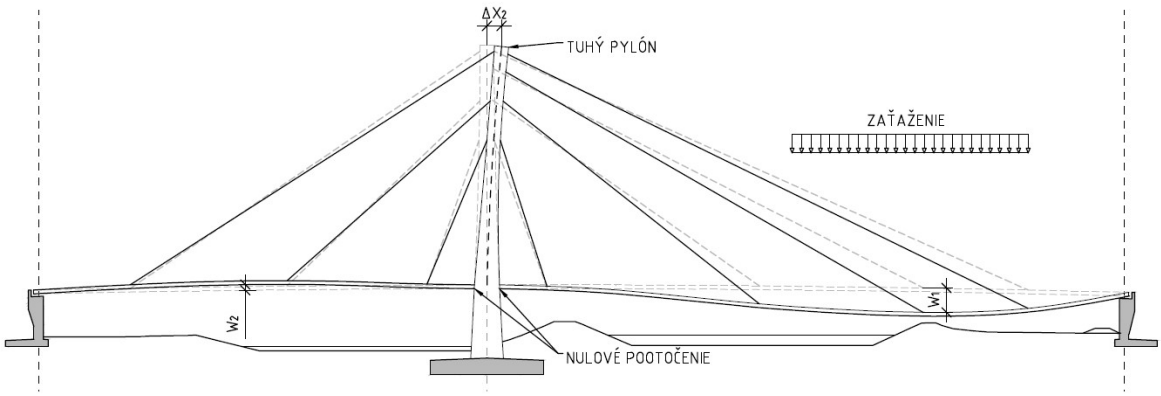
neexistujú typické kotviace laná ,ktoré stabilizujú hlavu pylónu. Preto je pylón navrhnutý v pozdĺžnom smere ako relatívne tuhý s rozširujúcim sa prierezom k spodnej časti aby odolal vnútorným silám narastajúcim smerom k päte pylónu. Ako už bolo spomenuté v navrhnutom tuhom spojení pylónu a nosnej konštrukcie sa prenášajú účinky takmer len cez deformáciu pylónu. Čím je väčšia tuhosť pylónu tým dochádza k menšiemu nepriaznivému účinku asymetrie konštrukcie.



Obrázok 6: Schéma chovania konštrukcie s malou tuhosťou pylónu a tuhým spojením mostovky a pylónu



Obrázok 7: Schéma chovania konštrukcie s kĺbovým uložením mostovky na pylóne



Obrázok 8: Schéma chovania konštrukcie s veľkou tuhosťou pylónu a tuhým spojením mostovky a pylónu

Na obrázkoch vyššie sú zobrazené rozdiely v chovaní konštrukcie v závislosti na tuhosti pylónu a uložení mostovky. Tok síl je zobrazení pomocou deformácií konštrukcie. Z obrázkov vyplýva, že pri takomto usporiadaní zaveseného mosta je najvýhodnejším riešením veľká ohybová tuhosť pylónu v pozdĺžnom smere aby boli obmedzené deformácie na minimum. Taktiež tuhý spoj mostovky a pylónu ma za následok minimálne ovplyvňovanie polí navzájom.

4.3 Predpätie

Predpätie u zavesených mostov sa navrhuje pri betónových prierezoch ako prídavný systém, ktorý spolu so závesmi tvorí podpornú konštrukciu mostovky. Pri návrhu sa musí vziať do úvahy konečný stav mosta pri zaťažení stálym a premenným zaťažením ako aj spôsob výstavby mosta. Priečne predpätie je využívané v doske mostovky a často aj v miestach kotvenia závesov na redistribúciu síl zo závesov do priečneho rezu.

Navrhovaná konštrukcia je predpätá v pozdĺžnom aj priečnom smere. V priečnom smere sa jedná o predopnutie prefabrikovaných priečnikov a predopnutí dosky medzi nimi. V pozdĺžnom smere je to kombinácia vahadlových káblov v priebehu konzolovej výstavby mosta, káblov bez súdržnosti a káblov so súdržnosťou v časti hlavného poľa zaisťujúcich splnenie všetkých napäťových kritérií a zároveň použitých k eliminácii účinkov stáleho zaťaženia na nesymetrickej konštrukcii.

Predpínanie konštrukcie je prevedené tromi rozdielnymi spôsobmi:

1. Vahadlové 12-lanové káble spojitosti použité pri výstavbe, na každú lamelu sú použité dva káble a celkový počet káblov je 36. Tieto káble sú umiestnené v hornej doske mostovky

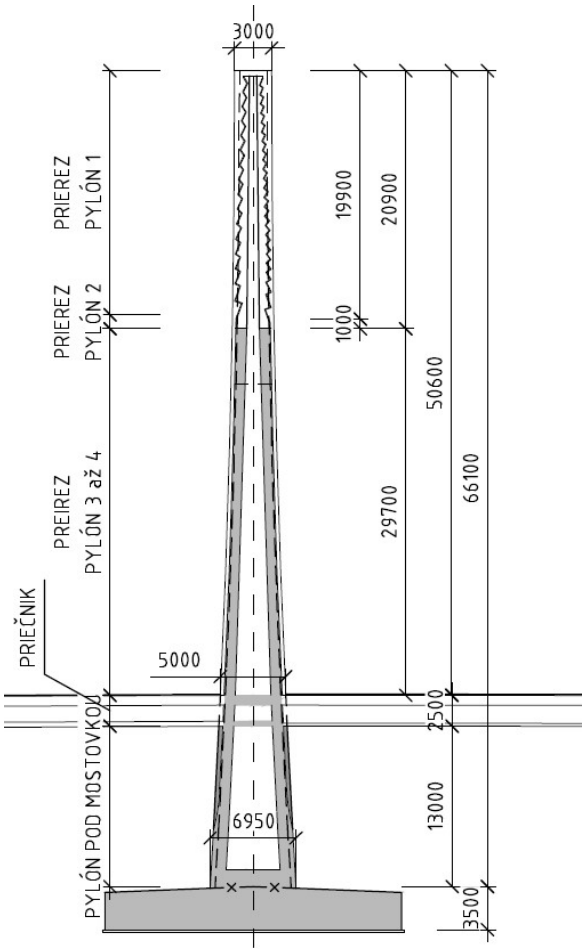
2. Káble bez súdržnosti s geometriou definovanou pomocou deviátorov, 12-lanové zavedené na konečný statický stav mosta. Celkový počet káblov je 30, vedenie káblov je vo vedľajšom poli rovnaké pre všetkých 30 káblov (káble vedené pri hornej doske mostovky). V hlavnom poli sú rozdelené na 4 celky (2 x 6 + 2 x 9) tak aby ich účinok zmenšoval moment od stáleho zaťaženia.
3. Poľové káble v hlavnom poli zavedené na konečný statický stav mosta. Taktiež 12-lanové na vyrovnanie kladného momentu v strede rozpätia. Navrhnuté kvôli nedostatočnej tlakovej kapacite prierezu v mieste zárodku. Celkový počet týchto káblov je 20.

4.4 Pylón

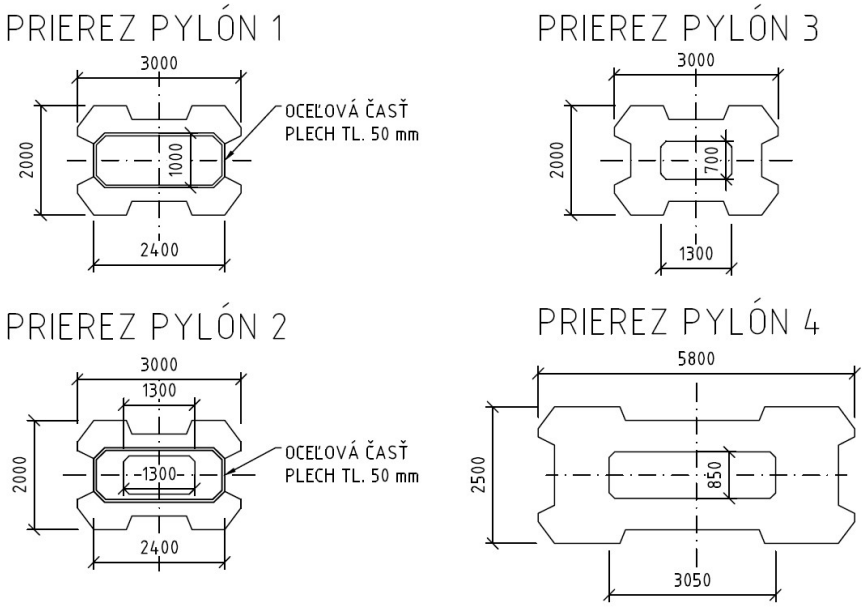
Tvar pylónu sa odvíja od viacerých faktorov ako napríklad zvoleného počtu závesov a podmienok založenia. Pri dvoch radách sú často použité vertikálne pylóny z vonkajšej strany nosnej konštrukcie ,ktoré sú často spojené vo vrchnej časti. V tomto prípade je ale neekonomický široký spoločný základ, a zároveň aj jeden základ pre každý pylón. Z toho dôvodu sa pri zložitejších podmienkach zakladania navrhujú šikmé nohy, ktoré sa približujú smerom ku základu. Tým pádom je použitý jeden základ čo znižuje ekonomickú náročnosť stavby. Tento problém sa dá vyriešiť aj navrhnutím jedného pylónu prechádzajúceho cez strednú časť prierezu. Nevýhodou tohto riešenia je pylón prechádzajúci cez stred priečneho rezu nosnej konštrukcie, čo ma za následok rozšírenie celého priečneho rezu.

Pylón mosta obchvatu v Pardubiciach je navrhnutý ako zvislý, betónový obdĺžnikový prierez s rohovými rebrami. Rozmery sú v priečnom aj pozdĺžnom smere premenné rešpektujúce narastajúce namáhanie smerom k jeho päte.

V hornej časti ,kde dochádza ku kotveniu závesov je prierez doplnení o strednú oceľovú časť vytvárajúcu kotviaci priestor pre závesy. Geometria kotviacej časti je upravená podľa usporiadania závesov, aby bolo zaručené čo najpriaznivejšie namáhanie pylónu. Oceľová časť je zakotvená do betónového prierezu pomocou spriahacích kotviacich prvkov. Prierez je po celej dĺžke navrhnutý tak, aby sa dalo jeho konštrukciou prejsť pre umožnenie inšpekcie konštrukcie a prístupu k hlave pylónu.



Obrázok 9: Tvar pylónu



Obrázok 10: Tvar prierezov pylónu

Prierez Pylón 1: Plocha betónu A = 2,44 m^2, plocha ocele A = 0,308 m^2 , spražený oceľobetónový prierez, oceľová časť pre kotvenie závesov

Prierez Pylón 2: Plocha betónu A = 3,562 m^2, plocha ocele A = 0,308 m^2 spražený oceľobetónový prierez

Prierez Pylón 3: Plocha betónu A = 3,87 m^2

Prierez Pylón 4: Plocha betónu A = 9,66 m^2

Výška

Výška pylónu ovplyvňuje uhol lán a tým celé statické pôsobenie mosta. Vysoké pylóny zväčšujú uhol lán a zmenšujú tlakové sily do mostovky od závesov ale zároveň stúpa cena a požiadavky na materiál pylónu a závesov. Naopak nízke pylóny spôsobujú malé uhly krajných závesov, čo spôsobuje viacero problémov, ktoré sú bližšie popísané v kapitole 4.4.1 Závesy. Preto ideálny pomer medzi výškou pylónu a rozpätím jedného poľa pre zavesený most je okolo 0,4 – 0,5.
Navrhnutý zavesený most má výšku pylónu 50,6 m a pomer ku hlavnému poľu je 0,37 a k vedľajšiemu 0,53.

4.4.1 Závesy

4.4.1.1 Tuhosť závesov

Na celkovú tuhosť mosta ma veľký vplyv tuhosť závesov ,ktorá je ovplyvnená ich previsom. V dôsledku deformácie sa znižuje modul pružnosti závesov. Do rovnice na výpočet redukovaného modulu pružnosti s previsom vstupuje modul pružnosti závesu bez previsu, vlastná tiaž závesu, horizontálny rozmer závesu a napätie v oceli. Najväčšiu váhu v rovnici má napätie pretože má tretiu mocninu. K tomuto javu dochádza, pretože vnesená normálová sila sa z časti vyčerpá zmenou geometrie prvku, až do okamihu , keď sa záves vypne. Od tohto momentu sa predpokladá lineárne chovanie s plnou neredukovanou tuhosťou.

S cieľom maximalizovať tuhosť závesov je tak potrebné dosiahnuť dostatočné napätia (veľkú osovú silu) a preto sa závesy vyrábajú z vysokopevnostnej ocele a napínajú. Vysoká váha betónovej nosnej konštrukcie je výhodou v tomto prípade.

Pre každý záves bola definovaná potrebná ťahová osová sila, ktorá zaručí jeho lineárne chovanie. V prípade výpočtu sa za lineárne chovanie pokladalo ak záves dosiahol 95% pôvodného modulu pružnosti.

4.4.1.2 Typ závesov

Dnes sa využívajú tri základné typy lán (kvôli správnosti označenia lán boli ponechané anglické názvy):

1. **Modern locked coil rope**

   Tento typ je tvorený vnútornými okrúhlymi drôtmi a vonkajšími drôtmi v tvare písmena „Z“. Korózna ochrana pozostáva z viacerých typov a celé lano je zostavené vo fabrike a dovezené na stavbu. Výhodou je dobrá korózna ochrana a jednoduchá údržba ale za cenu zníženého modulu pružnosti a ťahovej pevnosti.

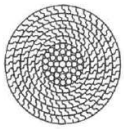
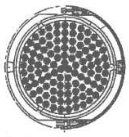
2. **Parallel wire cable**

   Navrhnuté aby boli dosiahnuté lepšie vlastnosti ako u typu 1. Pozostávajú z priamych drôtov v ochrannej polyetylénovej trubke vyplnenej cementovou maltou. Výhodami sú vyšší modul pružnosti a vyššia ťahová a únavová pevnosť, nevýhodami je zložitá korózna ochrana. Taktiež zostavené vo fabrike a dovezené na stavbu.

3. **Parallel strand cable**

   Tieto laná sú dnes najpoužívanejšie a boli použité pre návrh mosta v Pardubiciach (výrobca VSL, vlákno 150mm^2). Sú tvorené drôtmi, ktoré sú spojené do vlákien vyplnené maltou a obalené ochranným plášťom. Celé lano pozostáva z viacerých vlákien chránených ďalšou polyetylénovou trubkou. Ich veľkou výhodou je, že zostavenie lana prebieha na stavbe a vlákna môžu byť individuálne vymenené. 3-vrstvá protikorózna ochrana zabezpečuje veľmi dobrú ochranu proti vonkajším vplyvom.

Na nasledujúcom obrázku sú porovnané niektoré vlastnosti týchto typov lán:

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

Obrázok 11: Tri základné typy lán [5]

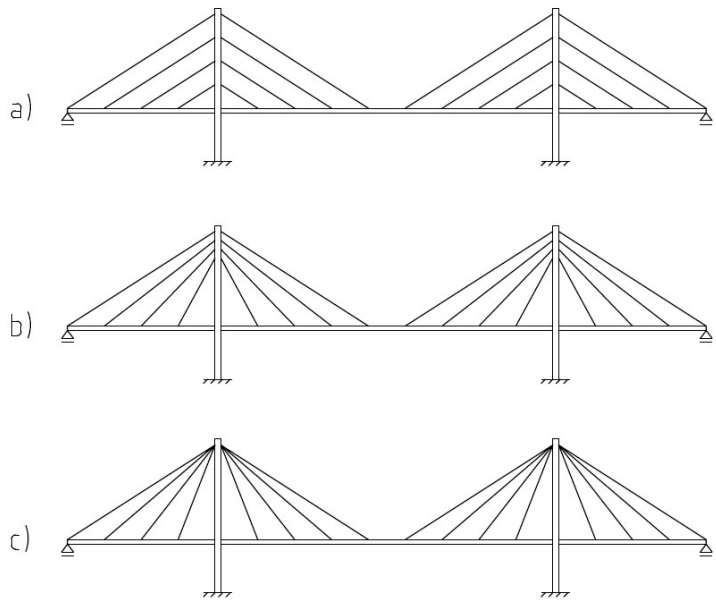
4.4.1.3 Priečny smer

U zavesených mostov sa navrhuje jedna alebo dve rady závesov. Pri dvoch radách je väčší počet závesov a tým aj počet kotvenia v hlave pylónu čo má vplyv na jeho tvar. Toto usporiadanie je ideálne pre maximalizáciu ohybovo torznej tuhosti. Ak je použitá iba jedna rada závesov tak je potrebné navrhnúť priečny rez ,ktorý nahradzuje túto tuhosť závesov.

U navrhovaného mosta je navrhnutá jedna rada závesov, táto varianta je navrhnutá aj s ohľadom na výber pylónu ,ktorý prechádza strednou časťou priečneho rezu. Stredná časť tak bude využitá ku kotveniu a napínaniu závesov. Jeden rad závesov nezabezpečuje torznú tuhosť mostovky a tak je tuhosť zabezpečená tvarom priečneho rezu.

4.4.1.4 Pozdĺžny smer

U zavesených mostov poznáme tri základné typy usporiadania závesov a to vejárový, polovejárový a harfový.



Obrázok 12: Typy usporiadania závesov u zavesených mostov: a) harfové usporiadanie, b) polovejárové usporiadanie, c) vejárové usporiadanie

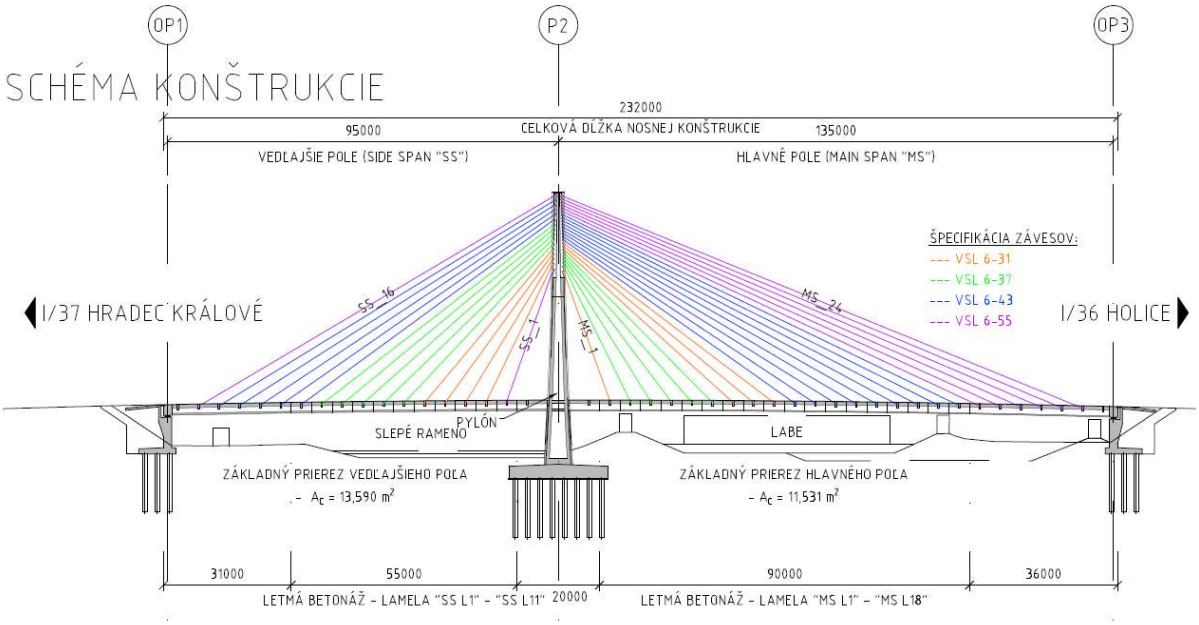
Zo statického hľadiska je najvýhodnejší vejárový lebo ma najväčší uhol závesov ale z technologického hľadiska komplikovaný, pretože závesy v hlave pylónu sa kotvia do jedného miesta. Z praktickej stránky je vejárovité usporiadanie veľmi nevýhodné lebo v prípade poškodenia je potrebné aby bolo možné každý záves vymeniť jednotlivo. Tento fakt vyžaduje minimálne vzdialenosti medzi kotvením každého závesu v hlave pylónu.

U harfového usporiadania je hlavnou výhodou estetika. Zo skoseného pohľadu sa laná nekrížia ani pri dvoch radách závesov.

Z týchto dôvodov bol vybratý ako najlepšia varianta polovejárový systém závesov ,ktorý umožňuje jednoduché kotvenie závesov v hlave pylónu a zachováva relatívne výhodný uhol závesov.

V minulosti sa tento typ mostov navrhoval s pomerne malým počtom závesov a veľkými vzdialenosťami medzi nimi v mieste mostovky. Dnes vzdialenosti medzi závesmi sú malé. Pri betónových mostoch sa navrhujú závesy pod 10 metrov , u oceľových sú tieto vzdialenosti o trochu väčšie.

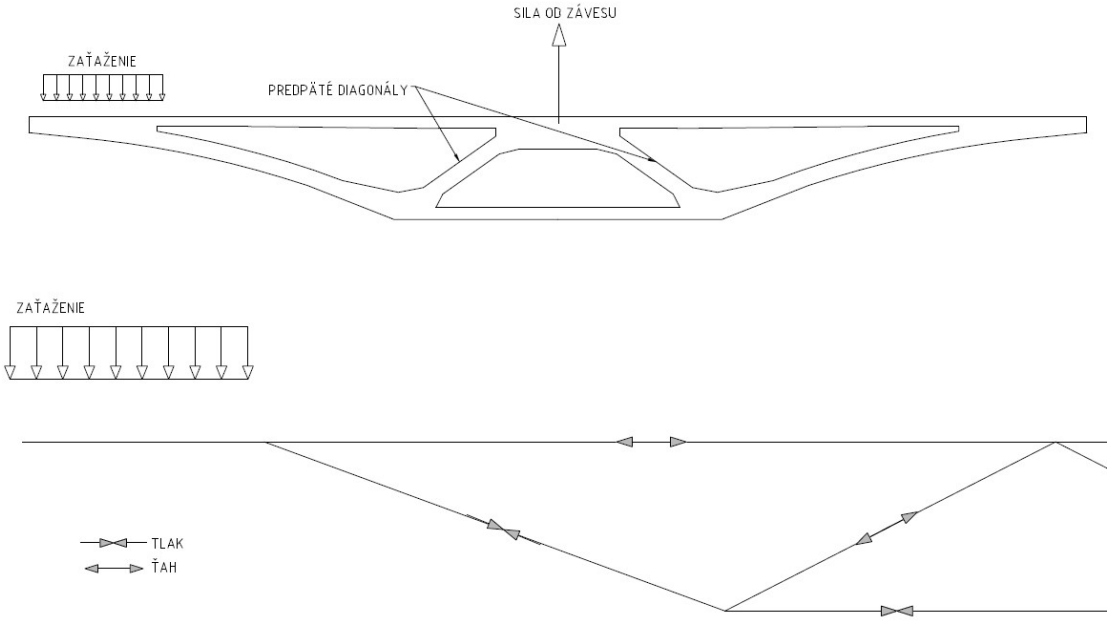
Vzhľadom na predpokladanú technológiu výstavby letmou betonážou je vzdialenosť medzi závesmi 5 m. Vzdialenosť je ideálna pre jeden diel letmej betonáže a závesy slúžia ako podporná konštrukcia pri betónovaní. Vedľajšie pole je zavesené na 16-tich závesoch, hlavné pole potom na 24 závesoch. Systém závesov je navrhnutý VSL s počtom lán 31, 37, 43 a 55. Rozdelenie profilov odpovedá distribúcii síl v jednotlivých závesoch. Predpätie v závesoch je naladené tak, že pre všetky kombinácie zaťaženia je v každom závese minimálna osová sila potrebná na jeho lineárne pôsobenie.



Obrázok 13: Označenie závesov a lamiel

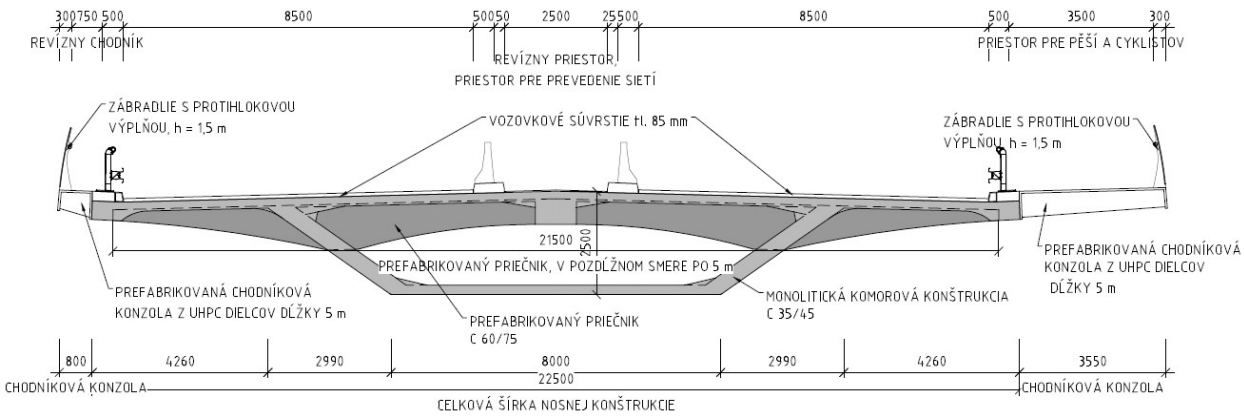
4.5 Priečny rez

V prípade jednej rady závesov je dôležitá geometria priečneho rezu, obzvlášť torzná tuhosť a roznos síl od excentrického zaťaženia a závesu. Častým riešením betónového prierezu je komorový prierez s predpätými diagonálami. Diagonály zaručujú správny roznos síl zo závesov do mostovky. Príkladom takéhoto priečneho rezu je most Pont de Brotonne vo Francúzsku postavený v roku 1977.



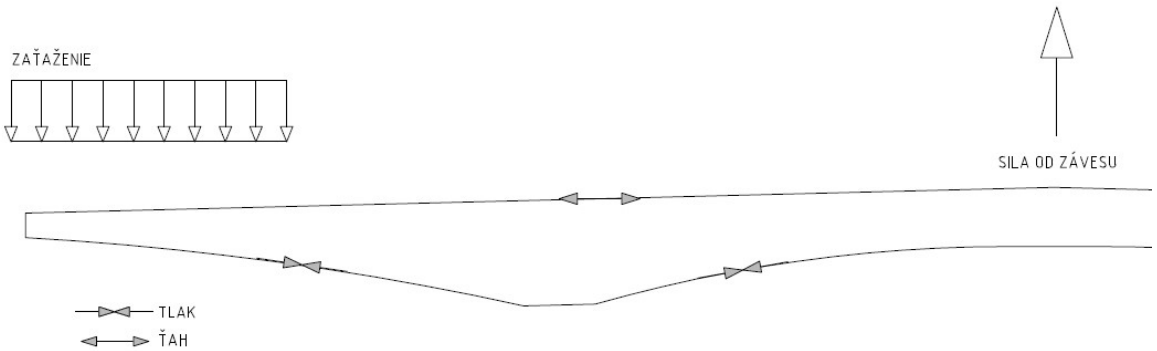
Obrázok 14: Schéma pôsobenia priečneho rezu mosta Pont de Brotonne

V prípade návrhu mosta v Pardubiciach bol zvolený rozdielny prístup k spôsobu roznesenia síl. Priečny rez nosnej konštrukcie je 23,6 m široký a 2,5 m vysoký. Je to jednokomorový betónový prierez s výrazne sklonenými stenami a vyloženými konzolami. Kvôli asymetrii v priečnom smere a tým spojenou náchylnosť ku krúteniu je chodník pre cyklistov a peších navrhnutý z ľahkých UHPC prefabrikátov. Priečny rez je veľmi subtílny pre minimalizáciu vlastnej tiaže, zároveň však dostatočne tuhý pre zaručenie správneho chovania konštrukcie s ohľadom na jej deformáciu a usporiadanie závesov.

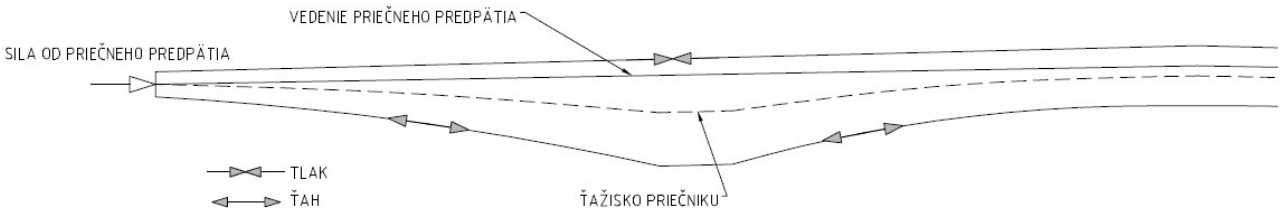


Obrázok 15: Vzorový priečny rez

V priečnom smere je konštrukcia stužená prefabrikovanými predpätými priečnikmi hrúbky 0,4 m, ktoré sú umiestnené vo vzdialenosti 5,0 m v pozdĺžnom smere. Modulárna vzdialenosť priečnikov odpovedá vzdialenosti kotvenia závesov do nosnej konštrukcie. Počet prefabrikovaných priečnikov je 43. V ose mosta je navrhnuté pozdĺžne stužujúce rebro zaisťujúce spolu s priečnikom roznos síl zo závesov do komorového prierezu. Sila zo závesu je prenesená ohybom priečniku do celej mostovky. Predpätie priečnika je navrhnuté pri hornom povrchu aby eliminovalo ťahové napätie od sily v závese a excentrického pôsobenia dopravy. Tvar priečnika je navrhnutý tak aby prenos síl bol podobný ako u diagonál navrhnutých v prípade mosta Pont de Brotonne.



Obrázok 16: Schéma pôsobenia priečniku od zaťaženia

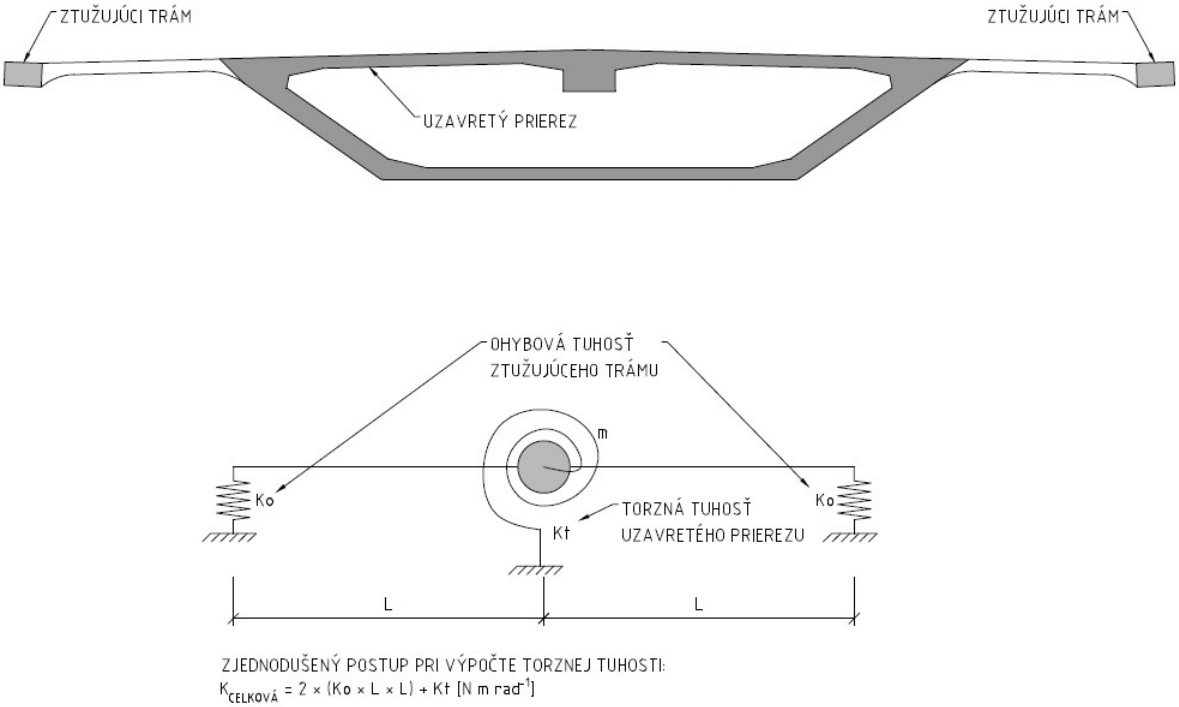


Obrázok 17: Schéma pôsobenia priečniku od predpätia

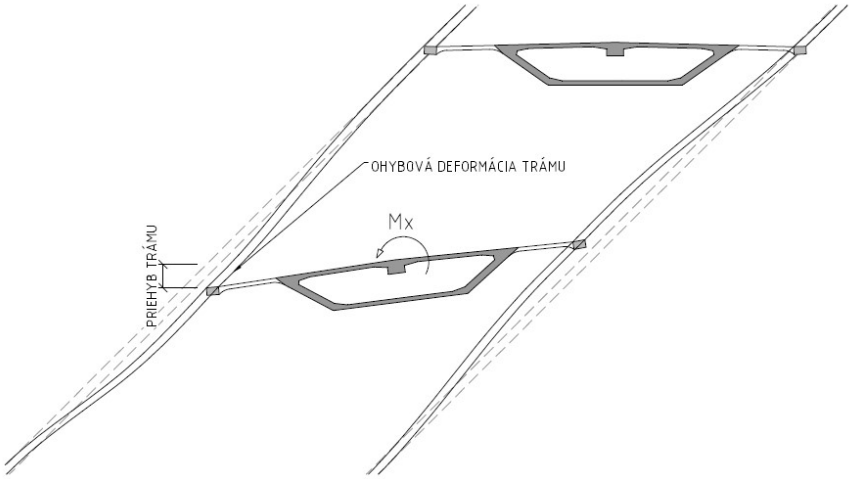
Sily z vykonzolovanej časti komory sa potom prenášajú cez ohyb "T" prierezu, ktorý tvorí priečnik a doska mostovky. Na konci konzol je dvojica pozdĺžnych stužujúcich trámov zvyšujúcich ohybovo-torznú tuhosť a zároveň umožňujúcich kotvenie ríms a chodníkových UHPC konzol.

Torzná tuhosť priečneho rezu

Uzavreté prierezy ako je komorový nosník majú vo všeobecnosti veľkú torznú tuhosť vďaka veľkej ploche opísanej riadiacou krivkou. Priečny rez mosta ma torznú tuhosť naviac zväčšenú o tuhosť spôsobenú ohybom stužujúcich trámov na krajoch prierezu. Pri torznom zaťažení mosta dochádza k pootočeniu priečneho rezu a tak musí dôjsť aj k ohybovej deformácii krajných trámov v pozdĺžnom smere.



Obrázok 18: Schéma výpočtu torznej tuhosti mostovky



Obrázok 19: Schéma deformácie krajných trámov priečneho rezu pri krútení

Horná doska komorového prierezu je priečne predpätá a v pozdĺžnom smere pnutá medzi priečniky tak aby dokázala preniesť lokálne zaťaženie do celého priečneho rezu.

Priečny rez v hlavnom a vedľajšom poli sú tvarovo totožné ale z dôvodu asymetrie mosta v pozdĺžnom smere sa líšia hrúbkou stien a dolnej dosky. Ťažší prierez s hrubšími stenami je logicky použitý v kratšom poli.

5 Materiály

5.1 Betón

5.1.1 Betón nosnej konštrukcie

S ohľadom na vplyvy, ktorým bude most počas svojej životnosti odolávať bol navrhnutý betón komorového nosníka na triedu C60/75 -XF2, XD1, XC4. Materiálové charakteristiky betónu sú:

- Charakteristická valcová pevnosť v tlaku f_{ck} = 60,00 MPa
- Charakteristická pevnosť v ťahu f_{ctm} = 4,4 MPa, $f_{ctk;0,05}$ = 3,1 MPa, $f_{ctk;0,95}$ = 5,7 MPa
- Modul pružnosti E_{cm} = 39 GPa

5.1.2 Betón základov a pylónu

Bol zvolený betón C40/50 a materiálové charakteristiky sú:

- Charakteristická valcová pevnosť v tlaku f_{ck} = 40,00 MPa
- Charakteristická pevnosť v ťahu f_{ctm} = 3,5 MPa, $f_{ctk;0,05}$ = 2,5 MPa, $f_{ctk;0,95}$ = 4,6 MPa
- Modul pružnosti E_{cm} = 35 GPa

5.1.3 Betón chodníkových konzol

Bol zvolený vysokopevnostný betón C110/130. Bližšie materiálové charakteristiky betónov týchto pevností sa určujú individuálne podľa požiadaviek na návrh. Konzoly neboli v tejto práci posudzované a tak sa len predpokladá trieda betónu vzhľadom k dimenziám konzol.

5.2 Oceľ

Hlava pylónu je navrhnutá z ocele S460. Materiálové charakteristiky tejto ocele sú:

- Charakteristická medza klzu f_{yk} = 460 MPa
- Modelu pružnosti E = 210 GPa

5.3 Betonárska výstuž

Pre vystuženie mäkkou betonárskou výstužou je použitá výstuž B500B s charakteristickou medzou klzu - f_{yk} = 500,0 MPa a nasledujúcimi vlastnosťami:

- súčiniteľ spoľahlivosti betonárskej výstuže pre trvalé a dočasné návrhové situácie γs = 1,15,
- návrhová medza klzu: fyd = fyk / γs = 500 / 1,15 = 434,8 MPa
- návrhová hodnota modulu pružnosti betonárskej oceli: Es = 200 GPa

5.4 Predpínacia výstuž a oceľové závesy

Vo výpočte sú uvažované oceľové sedem drôtové stabilizované lana - podľa EN 10138-3, s nasledujúcimi vlastnosťami:

- charakteristická pevnosť predpínacej oceli v ťahu - fpk = 1860 MPa,
- menovitý priemer lana - D = 15,7 mm,
- menovitá prierezová plocha lana Sn = 150 mm2,
- menovitá hmotnosť lana - M = 1,172 kg/m,
- Modul pružnosti - E = 195 GPa,
- charakteristická zmluvná medza klzu 0,1% - fp0,1k = Fp0,1k / Ap = 246 / (150x10-3) = 1640 MPa,
- súčiniteľ spoľahlivosti predpínacej výstuže pre trvalé a dočasné návrhové situácie γs = 1,15,
- návrhová medza klzu 0,1% - fpd = fp0,1k / γs = 1640 / 1,15 = 1426 MPa
- maximálne napätie pri napínaní - σp,max = min (0,8fpk 0,9fp,0,1,k) = min (0,8 . 1860; 0,9 . 1640) = min (1488; 1476) = 1476 MPa

- maximálne prípustné napätie po vnesení predpätia - σp,max = min (0,75fpk 0,85fp,0,1,k) = min (0,75 . 1860; 0,85 . 1640) = min (1395; 1394) = 1394 MPa
- maximálna relaxácia pri 1000 hod a 70% Fma - 2,5%

Pre oceľové závesy bol vybraný systém VSL SSI 2000 s 31 až 55 lanami.

CABLE UNIT ❽	NUMBER OF STRANDS	BREAKING LOAD AT 100% GUTS kN ❶	ADMISSIBLE LOAD AT 50% GUTS kN ❷	ADMISSIBLE LOAD AT 60% GUTS kN ❸
6-12	12	3,348	1,674	2,009
6-19	19	5,301	2,651	3,181
6-22	22	6,138	3,069	3,683
6-31	31	8,649	4,325	5,189
6-37	37	10,323	5,162	6,194
6-43	43	11,997	5,999	7,198
6-55	55	15,345	7,673	9,207

Obrázok 20: Základné vlastnosti závesov podľa počtu lán

Pre návrh vedenia predpínacej výstuže je potrebné najprv vedieť požadované krytie káblových kanálikov a minimálne vzdialenosti medzi káblami, aby bolo možné jednotlivé kabely do prierezu umiestniť.

Stanovenie minimálnej krycej vrstvy pre dodatočne predpínaciu výstuž:

Pre 12-lanové kabely budú použité kanáliky 75/82mm.

$c_{min,b}$ = pre kruhové kanáliky sa rovná priemeru kanáliku, ale maximálne 80mm, takže $c_{min,b}$ = 80mm.

$c_{min,dur}$ = 50 mm (podľa tabuľky ČSN EN 206-1)

c_{min} = max ($c_{min,b}$;$c_{min,dur}$; 10) = max (80; 50; 10) = 80 mm

Δc_{dev} = 10 mm

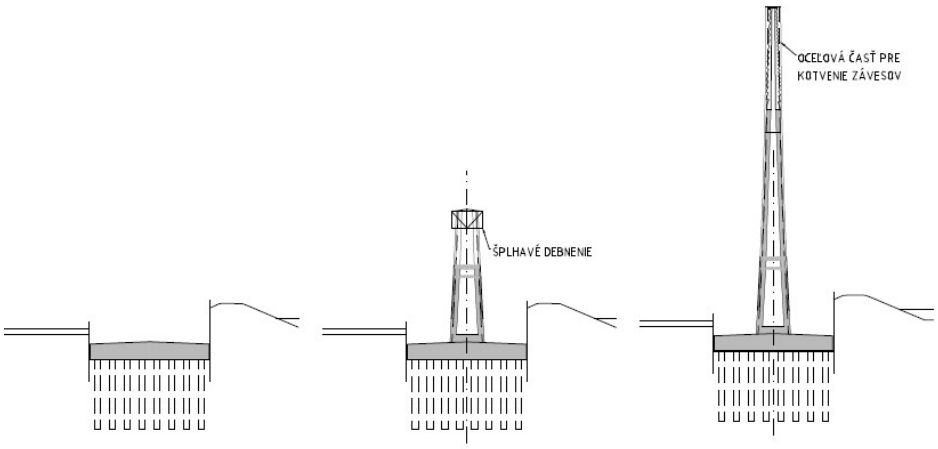
c_{nom} = 80 + 10 = 90 mm

Minimálna osová vzdialenosť dvoch predpínacích káblov musí byť 2 priemery káblového kanáliku. V našom prípade to je 164 mm.

6 Výstavba

Najčastejšou metódou výstavby zavesených mostov je letmá betonáž alebo montáž, v pár prípadoch bola použitá aj metóda výsuvu. Zavesené mosty sú veľmi výhodne z pohľadu výstavby, pretože počas procesu sú stabilné a nepotrebujú ďalšie podporné konštrukcie. To má za následok relatívne nízke náklady a voľný prejazdný priestor pod mostom.

Výstavba konštrukcie mosta obchvatu v Pardubiciach je uvažovaná ako kombinácia letmej betonáže s vyvesovaním na konečné závesy a výstavby na pevnej skruži. Najprv sa bude realizovať základ pylónu. Ako prvé sa osadia oceľové štetovnice do koryta slepého ramena rieky Labe, zaistí sa nepriepustnosť, odčerpá sa voda zo stavebnej jamy a začnú sa vŕtať a betónovať pilóty. Pylón bude vybetónovaný pomocou šplhavého debnenia.

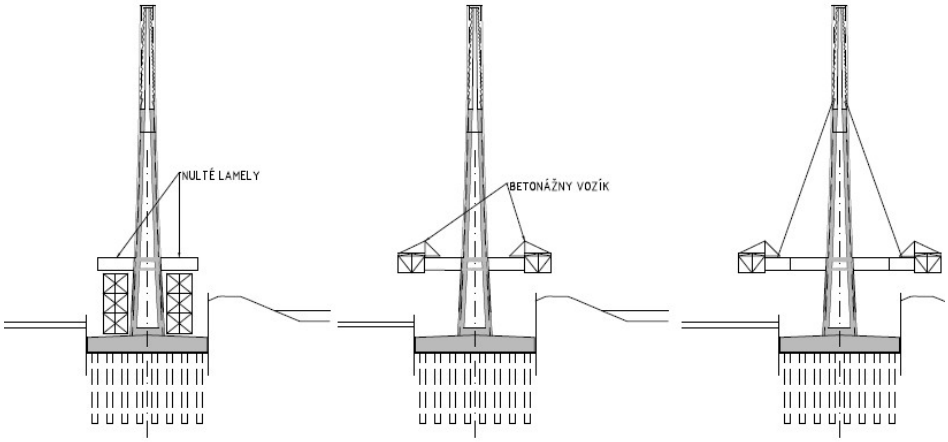


Obrázok 21: Schéma postupu výstavby pylónu

Následne sa pomocou skruže dobetónuje nultá lamela dĺžky 7,3 m z oboch strán. Celá táto časť pylónu a nultej lamely sa nazýva zárodok a jeho stred v pozdĺžnom smere definuje osu symetrie letmej betonáže.

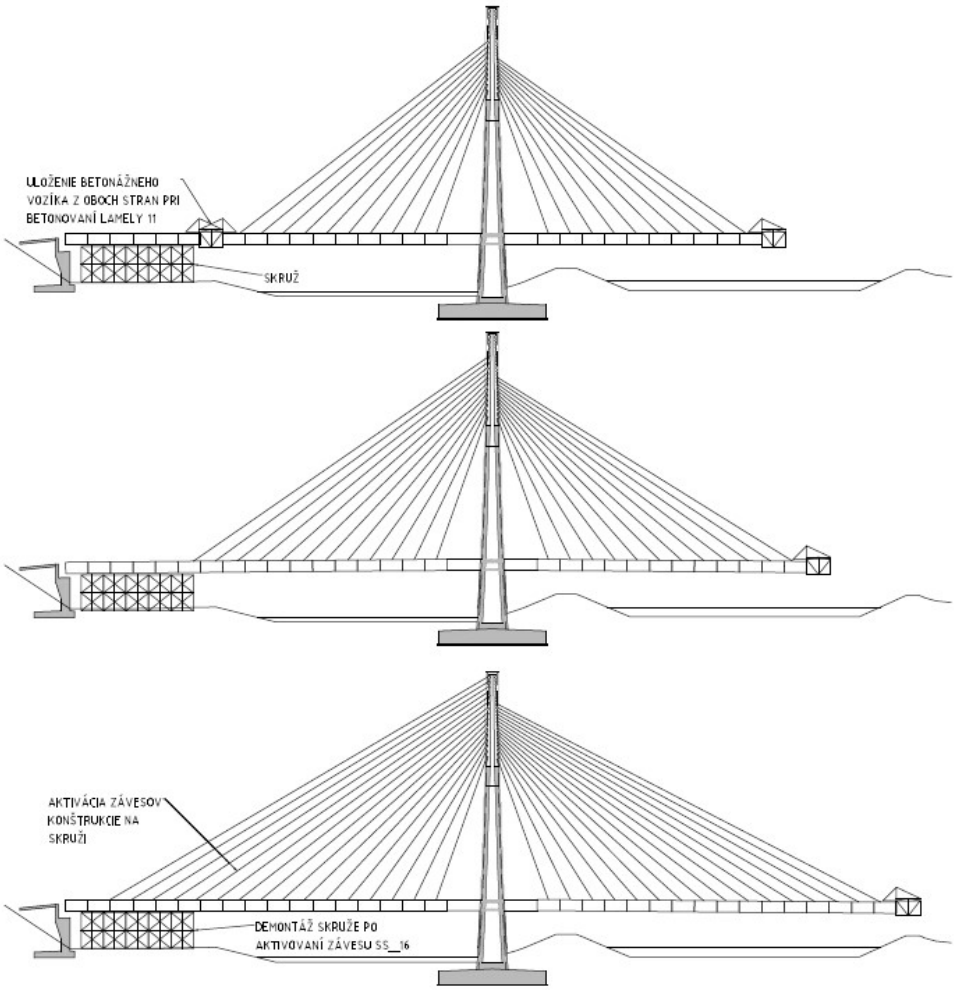
Pre tento typ výstavby sa použije približne 100-tonový betonársky vozík pre každú stranu. Každá letmo betónovaná lamela bude predopnutá dvoma 12-lanovými vahadlovými kabelami aby sa eliminovalo ťahové napätie a deformácia od konzolového štádia mosta. V každom štádiu je treba uvážiť vlastnú tiaž čerstvého betónu, montážne zaťaženie a vlastnú hmotnosť betonárskeho vozíka.

Od zárodku sa postupuje súčasne na obe strany, kde každá betónovaná lamela je 5 metrov dlhá, čo je aj vzdialenosť medzi kotvením závesov. Vozík umiestnený na zárodku vybetónuje lamelu 1. Po aktivácii vahadlových káblov zatvrdnutej lamely 1 sa vozík presunie na pozíciu pre betónovanie lamely 2 a až potom sa zakotví a napne záves podporujúci lamelu 1. Týmto spôsobom bude betónovaných prvých 11 lamiel. Pre realizáciu 11. lamely vo vedľajšom poli sa vozík umiestni z časti na skruž podporujúcu zostávajúcu konštrukciu vedľajšieho poľa.



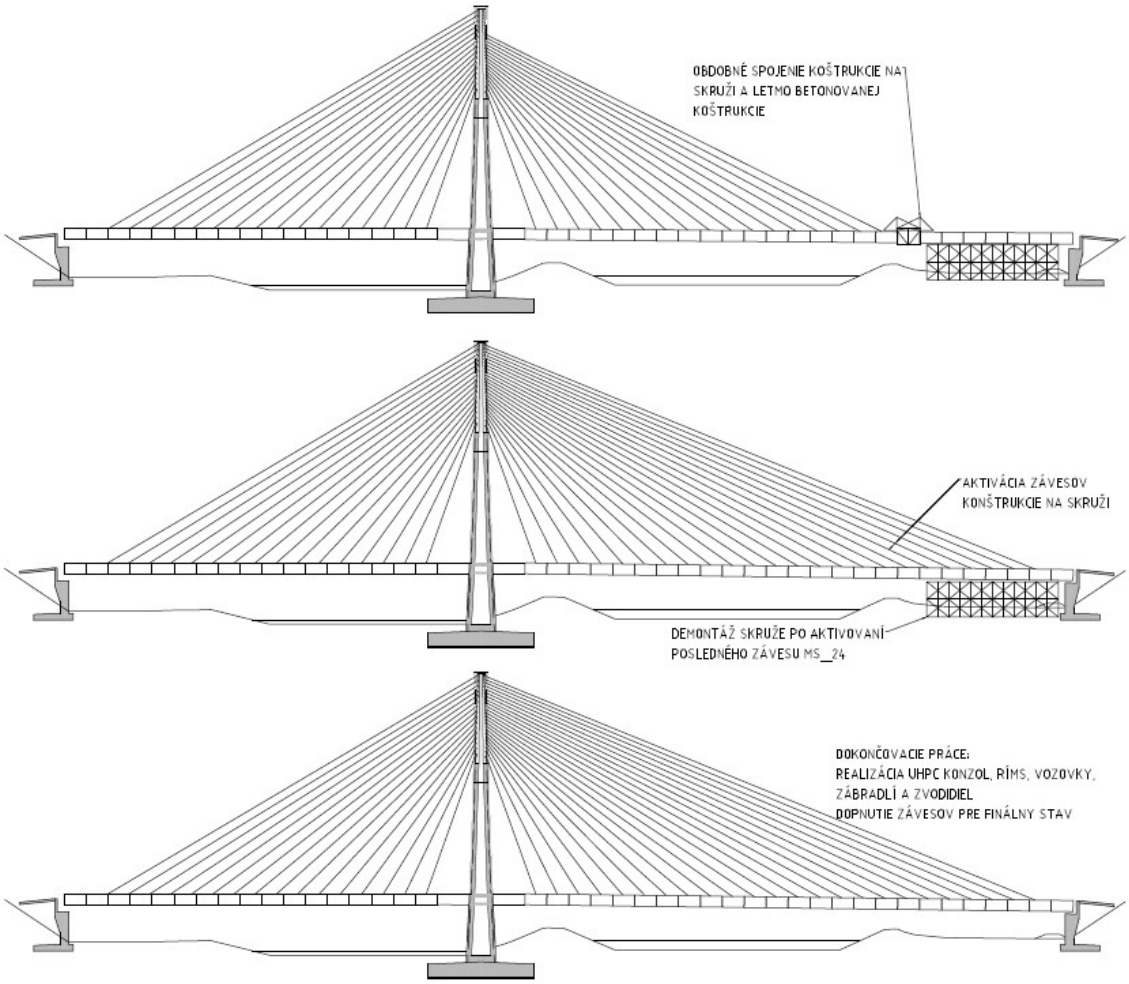
Obrázok 22: Schéma výstavby zárodku a prvej lamely

Po dokončení 11. lamely vo vedľajšom poli dôjde k spojeniu s časťou vedľajšieho poľa realizovanom na pevnej skruži a následne bude vybetónované hlavné pole až po 18. lamelu, pričom aktivácia závesov prebieha súmerne vo vedľajšom a hlavnom poli. Po spojení sa zmení statický systém konštrukcie a začne dochádzať k prerozdeleniu vnútorných síl vplyvom reologických zmien betónu. Pevná skruž vedľajšieho poľa sa demontuje hneď po aktivácii závesu SS-16.



Obrázok 23: Schéma dokončovania výstavby vedľajšieho poľa

Potom sa rovnako hlavné pole spojí s časťou poľa betónovaného na pevnej skruži a dôjde k aktivácii zostávajúcich závesov MS. Prebehne taktiež realizácia pozdĺžneho predpätia zdvíhanými poľovými káblami. Most je po tomto kroku v konečnom statickom usporiadaní a nasledovať budú dokončovacie práce ako je osadenie mostných záverov, realizácia ríms, výstavba predpolí a vozovky, osadenie chodníkových UHPC konzol, zvodidiel a zábradlí. Potom prebehne statická a dynamická zaťažovacia skúška, počas ktorých sa bude podrobne sledovať odozva konštrukcie.



Obrázok 24: Schéma dokončovania výstavby hlavného poľa

Podrobný postup výstavby jednej lamely je uvedení v kapitole 9. Podrobný návrh s fázami výstavby.

7 Zaťaženie

7.1 Vlastná tiaž konštrukcie

Zaťaženie vlastnou tiažou konštrukcie bolo automaticky generované softwarom Scia Engineer. Účinky zaťaženia vlastnou tiažou konštrukcie boli stanovené najprv v dobe dokončenia vahadla. Následne bolo zaťaženie vlastnou tiažou stanovené v stav po spojení vahadiel s konštrukciou na skruži.

Počas životnosti konštrukcie sa predpokladá redistribúcia vnútorných síl z dôvodu zmeny statického pôsobenia konštrukcie a reologických zmien betónu. Ohybový moment od vlastnej

tiaže na konci životnosti je tak uvažovaný hodnotou 80% ohybového momentu z vahadlového stavu konštrukcie a 25% ohybového momentu od vlastnej tiaže konštrukcie na definitívnom stave konštrukcie.

7.2 Ostatné stále zaťaženie

Ako ostatné stále zaťaženie boli uvažované ostatné časti mosta nesené nosnou konštrukciou.

Uvažované zaťaženie:

-	Konzoly z UHPC dielcov:	(2 . 0,173 + 0,431) . 25,0 =	19,420	kN/m
-	Kryt vozovky 40mm:	0,68 . 23 =	15,640	kN/m
-	Ochranná vrstva izolácia 45mm:	0,945 . 25 =	23,625	kN/m
-	Celoplošná izolácia NAIP:	22,5 . 0,005 . 23,0 =	2,588	kN/m
-	2 x zábradľové zvodidlo:	2 . 0,74 =	1,480	kN/m
-	2 x betónové zábradľové zvodidlo:	2 . 6,8 =	13,600	kN/m
-	2 x zábradlie s protihlukovou výplňou	2 . 1,0 =	2,000	kN/m
	Celkom	$(g\text{-}g_0)_m$ =	78,35	kN/m

Nerovnomerné poklesy podpor nebudú uvažované, kvôli predpokladu deformácie podložia v dobe konzolového štádia mosta, kedy je statický systém konštrukcie určitý. V tomto prípade pri poklese podpor nevznikajú žiadne vnútorné sily v konštrukcii a tým ani žiadne napätia. Vzhľadom na veľkú vlastnú tiaž vahadla a pylónu sa predpokladá, že počas výstavby nastane konsolidácia podložia a tak vo finálnom statickom stave nebude dochádzať k poklesom podpor.

7.3 Premenné zaťaženie

Hodnoty súčiniteľov α pre zaťaženie dopravou:

Súčinitele α sa uvažujú podľa danej skupiny pozemnej komunikácie.

Skupina Pozemnej kom.	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{qi} (i ≥ 2)	α_{qr}
Cesta I. triedy	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2

Tabuľka 1: Hodnoty regulačných súčiniteľov α pre ČR.

Všetky súčinitele α sú podľa ČSN EN 1991-2.

7.3.1 Model zaťaženia LM1

Model simuluje účinky dopravy osobnými a nákladnými vozidlami a mal by byť použitý pre dĺžky mostov do 200m, pre dlhšie mosty je na strane bezpečnosti. Model je zložený z dvoch sústav:

a) sústredené zaťaženie od dvoj nápravy (TS) - každá náprava o tiaži α_Q . Q_k, kde:

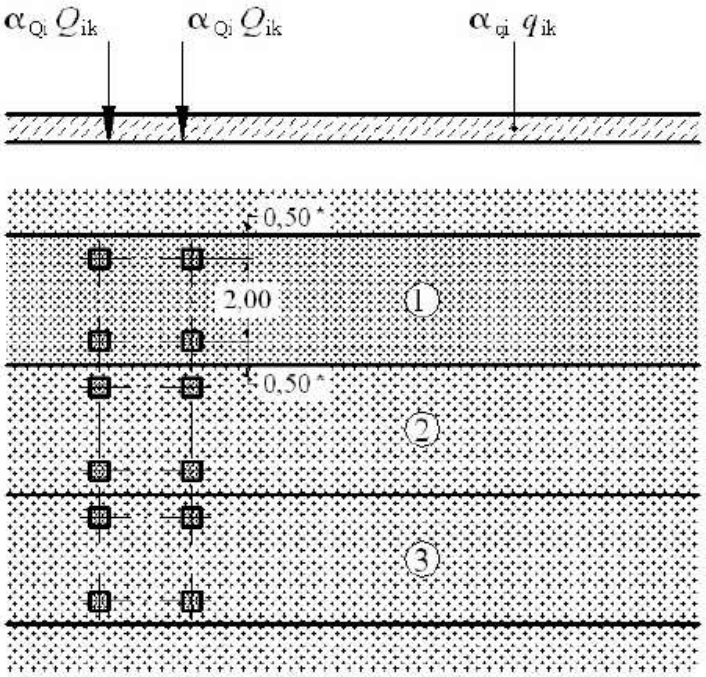
Q_k sú charakteristické hodnoty nápravových síl (podľa obr. 25)

α_Q sú regulačné súčinitele podľa tab. 1

b) rovnomerné zaťaženie α_q . q_k na štvorcový meter zaťažovacieho pruhu, kde:

α_q sú regulačné súčinitele podľa tab. 1

q_k je charakteristická hodnota rovnomerného zaťaženia (podľa obr. 25)



Legenda

(1) pruh č. 1: Q_{1k} = 300 kN; q_{1k} = 9,0 kN/m^2

(2) pruh č. 2: Q_{2k} = 200 kN; q_{2k} = 2,5 kN/m^2

Obrázok 25: Rozmiestnenie zaťaženia do pruhov [4]

Keďže sa most skladá zo štyroch pruhoch (smerovo rozdelených 2+2) na jednej nosnej konštrukcii tak sa vo výpočte uvažujú 3 pruhy zaťažené nápravovými silami s rovnomerným spojitým zaťažením a zostávajúca plocha vozovky zaťažená už len rovnomerným spojitým zaťažením. Sily majú tak hodnoty:

Q_1 = 300 . 1,0 = 300 kN q_1 = 9 . 1,0 = 9,0 kN/m^2

Q_2 = 200 . 1,0 = 200 kN q_2 = 2,5 . 2,4 = 6,0 kN/m^2

Q_3 = 100 . 1,0 = 100 kN q_3 = 2,5 . 1,2 = 3,0 kN/m^2

Na prútovom modely jedna nápravová sila je: Q = 300 + 200 + 100 = 600 kN

Uvažované rovnomerné zaťaženie je : q = 9 . 3 + 6 . 3 + 3 . 11= 78 kN/m

Zaťaženie *chodníkov*:

Do kombinácie zaťaženie s modelom LM1 patrí ešte zaťaženie chodníkov, ktoré sa uvažujem uvažuje zníženou hodnotou 3 kN/m^2 pre revízny chodník a 4 kN/m^2 pre chodník pre cyklistov a chodcov. Zaťaženie chodníkov tak je:

f = 0,75 . 3 + 3,5 . 3 = 12,75 kN/m

Vzhľadom na veľkosť konštrukcie sa predpokladá, že model LM2 nebude pre návrh rozhodujúci a tak sa vo výpočte neuvažuje. Most je súčasťou obchvatu mesta a tak sa nepredpokladá veľký pohyb chodcov , a preto sa model LM4 taktiež nebude uvažovať.

7.3.2 Rozjazdové a brzdné sily:

Rozjazdové a brzdné sily by sa mali uvažovať medzi hodnotami 180 . α_{Q1} = 180 ≤ Q_{lk} ≤ 900 [kN]

$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_{1k} \cdot L$ = 0,6 . 1 . (2 . 300) + 0,1 . 1 . 9 . 3 . L

Kde: α_{Q1} a α_{q1} sú redukčné súčinitele zaťaženia

w_{1k} je šírka zaťažovacieho pruhu

L je dĺžka daného poľa mosta

Brzdné sily pre jeden smer mosta sú uvažované hodnotami:

Sila pre celý most 232 m = 986 kN -> Q = 900 kN

Sila pre rozpätie 96 m = 619,2 kN

Sila pre rozpätie 136 m = 727,2 kN

Priečne brzdné sily:

Priečne brzdné sily sú uvažované ako 25% z Qlk.

Sila pre celý most 232 m = 225 kN

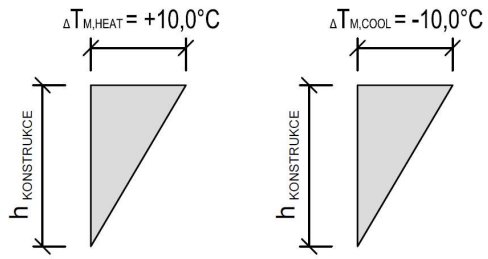
Sila pre rozpätie 96 m = 154,8 kN

Sila pre rozpätie 136 m = 181,8 kN

7.3.3 Zaťaženie teplotou

Lineárna zmena teploty

Bol uvažovaný zjednodušený postup 1 - lineárne premenná rozdielová zložka teploty podľa nasledujúceho obrázku:



Obr. 1: Uvažované zaťaženie lineárnou zmenou teploty

Rovnomerné oteplenie a ochladenie konštrukcie

Z máp pre extrémne hodnoty teplôt v oblasti Pardubíc boli uvažované tieto hodnoty:

T_{min} = -32°C $T_{e,min} = T_{min}$ + 8°C = -32 + 8 = -24°C

T_{max} = 40°C $T_{e,max} = T_{max}$ + 1,5°C = 40 + 1,5 = 41,5°C

Teplota pri výstavbe je uvažovaná teplota T_0= +10°C. Vo výpočte je uvažované rovnomerné ochladenie o $\Delta T_{N,CON}$ = -34,0°C a rovnomerné oteplenie o $\Delta T_{N,EXP}$ = +31,5°C.

7.3.4 Zaťaženie vetrom

Zaťaženie vetrom je rozdelené podľa typu konštrukcie mosta a spočítané podľa ČSN EN 1991-1-4. Pardubice sa podľa mapy veterných oblastí nachádzajú v II. oblasti, kde rýchlosť vetra sa uvažuje $v_{b,0}$ =23,5 m/s. Následne sa vypočíta základná rýchlosť vetra pomocou vzorca $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$, kde oba súčinitele C su rovné 1,0 a tak v_b=23,5 m/s. Zaťaženie vetrom bolo spočítané v programe Microsoft Excel.

Zaťaženie *mostovky*

Vzorec na vypočítanie sily vetra v priečnom smere:

$$F_w = ½.\rho.v_b^2.C.A_{ref}$$

Kde: F_w je priečna sila od vetru,

ρ je základný tlak vetra,

v_b^2 je základná rýchlosť vetra,

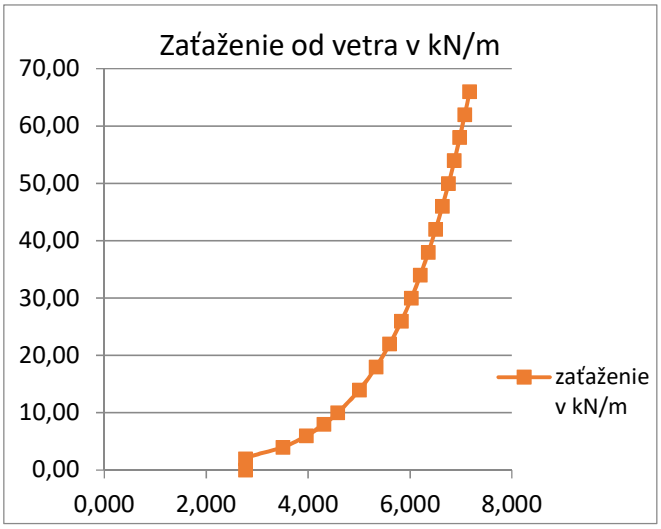
C je súčiniteľ zohľadňujúci tvar nosnej konštrukcie a expozície konštrukcie,

A_{ref} je zaťažená referenčná plocha,

Sila vetru bolo spočítaná a zaokrúhlená na hodnotu F_w = 4,0 kN/m.

Zaťaženie pylónu

Pylón bol spočítaný obdobným spôsobom ale zaťaženie je premenné po výške.



Graf 1: Premenné zaťaženie pozdĺž výšky pylónu

7.4 Montážne zaťaženie

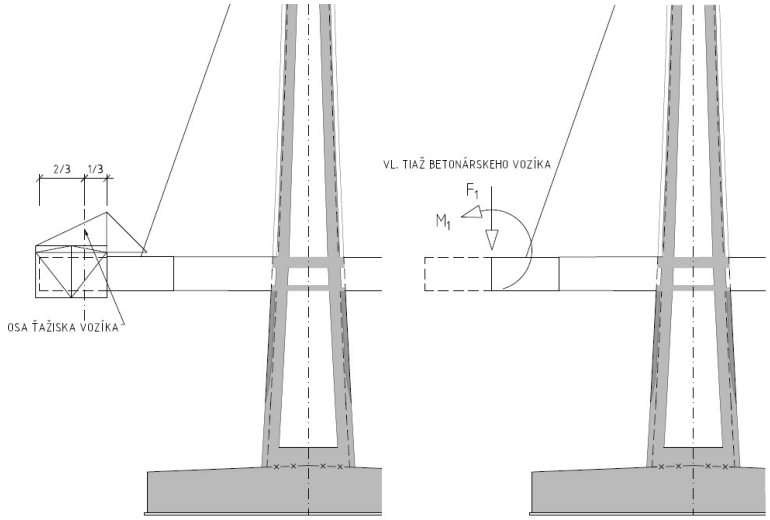
7.4.1 Ručné náradie a pohyb osôb

Zaťaženie od pohybu osôb a ručného náradia pri betónovaní a predpínaní lamiel pri výstavbe v konzolovom štádiu je uvažované na jednej lamele pred lamelou, ktorá je predpínaná alebo betónovaná. Hodnota tohto zaťaženie je 1,0 kN/m^2.

7.4.2 Betonársky vozík

Vlastná tiaž najťažšej nezatvrdnutej 5-metrovej lamely je 176,6 t preto bol zvolený pre výstavbu betonársky vozík s vlastnou tiažou 100 t. Ťažisko vozíka je predpokladané v 1/3 dĺžky

betónovanej lamely a tak vo výpočte sa vlastná tiaž vozíka nahradila osamelou silou F_1 = 1000 kN a momentom M_1 = 1666,67 kNm v mieste hrany poslednej dokončenej lamely.



Obrázok 26: Poloha betonárskeho vozíka

8 Predbežný návrh

Hlavnými parametrami ovplyvňujúcimi návrh a rozdelenie síl v konštrukcii zaveseného mosta sú:

1. Veľkosť rozpätia vedľajšieho poľa
2. Veľkosť rozpätia hlavného poľa
3. Výška pylónu nad mostovkou
4. Uhol pylónu od vodorovnej osy
5. Usporiadanie závesov:
    a) V hlave pylónu
    b) V mostovke
6. Počet závesov:
    a) V hlavnom poli
    b) Vo vedľajšom poli

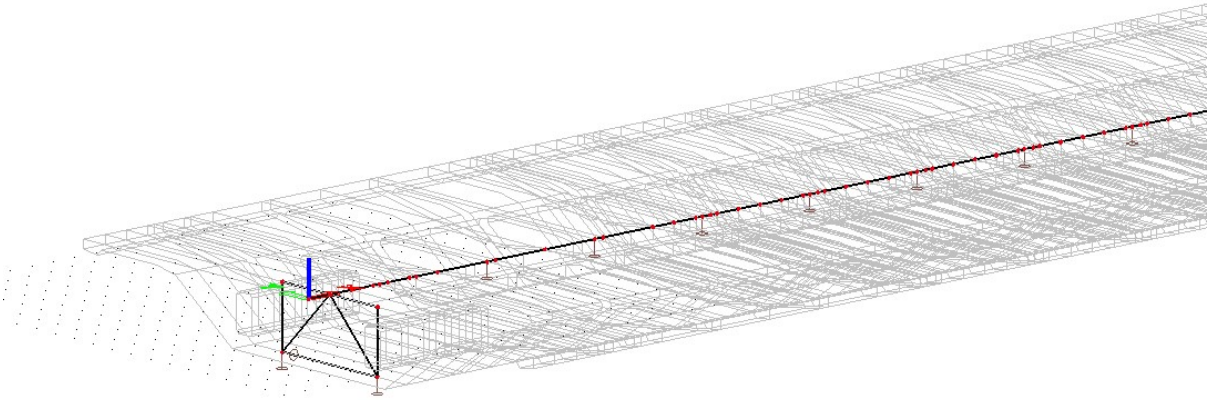
Podstata celého návrhu je ,že konštrukcia pre účinky stáleho zaťaženia sa chová ako spojitý nosník s rozpätím polí vzdialenosti daného závesu. Sily v závesoch sú naladené tak aby zvislá zložka v závese v mieste jeho upevnenia do mostovky odpovedala reakcií vo virtuálnej podpore spojitého nosníka. Pri účinkoch premenného zaťaženia sa závesy správajú ako elastické podpory s tuhosťou odpovedajúcej osovej tuhosti závesu.

Model

S ohľadom na zložitosť konštrukcie a jeho výstavby bolo vytvorených niekoľko modelov, ktoré sa snažia čo najpresnejšie vystihnúť skutočné chovanie konštrukcie. Všetky modely boli vytvorené vo výpočtovom programe Scia Engineering.

8.1 Finálny model s podporami v miestach kotvenia závesov

Ako prvý bol vytvorený prútový model finálneho štádia s podporami v miestach kotvenia závesov, z ktorého potom vychádzajú ostatné modely. Tento model bol vytvorený, pretože hlavná idea návrhu je aby sa most pri účinkoch stáleho zaťaženia choval ako spojitý nosník s podporami v miestach kotvenia závesov. To je hlavne výhodné z hľadiska dotvarovania, pretože pri statickou systéme takéhoto spojitého nosníka dotvarovanie má relatívne malý účinok na konštrukciu. Most je namodelovaný s reálnymi dimenziami mostovky a pylónu.

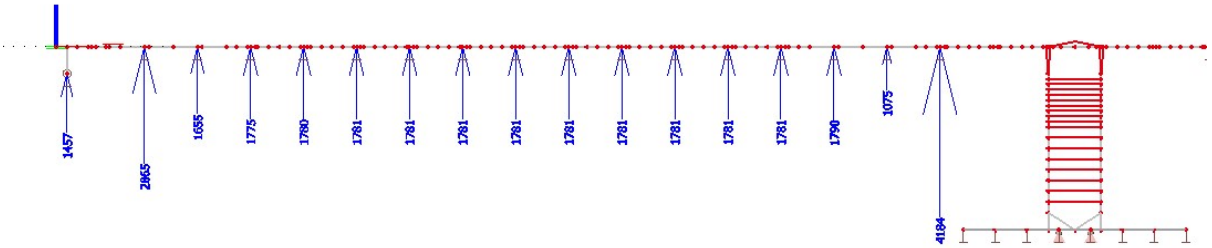


Obrázok 27: Model s podporami v miestach kotvenia závesov

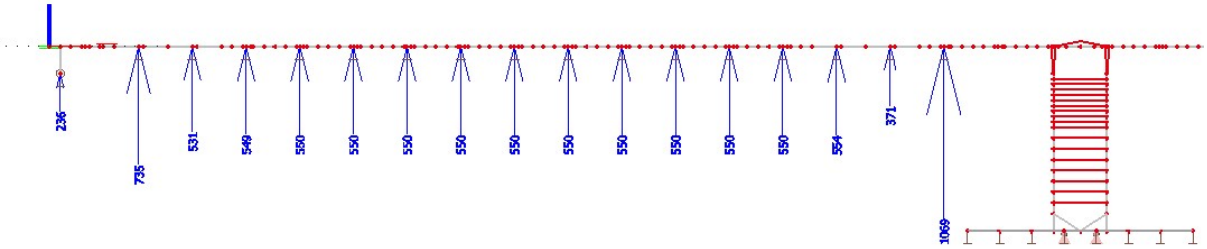
8.1.1 Reakcie v podporách

Model bol zaťažený vlastnou tiažou generovanou programom Scia Engineering a ostatným stálym zaťažením o hodnote 78,35 kN/m.

Vedľajšie pole:

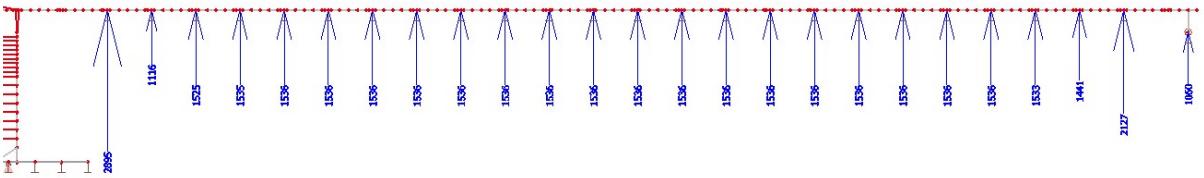


Obrázok 28: Reakcie v miestach kotvenia závesov od vlastnej tiaže nosnej konštrukcie, vedľajšie pole

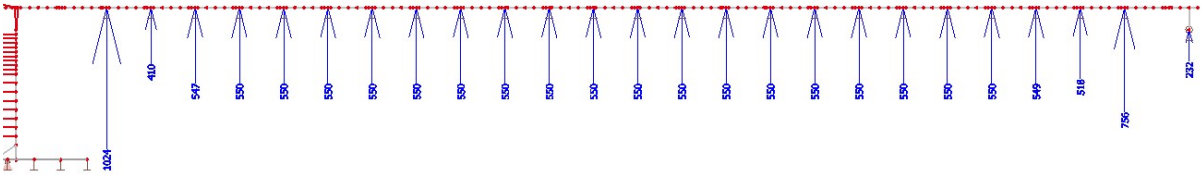


Obrázok 29: Reakcie v miestach kotvenia závesov od ostatného stáleho zaťaženia, vedľajšie pole

Hlavné pole:



Obrázok 30: Reakcie v miestach kotvenia závesov od vlastnej tiaže konštrukcie, hlavné pole



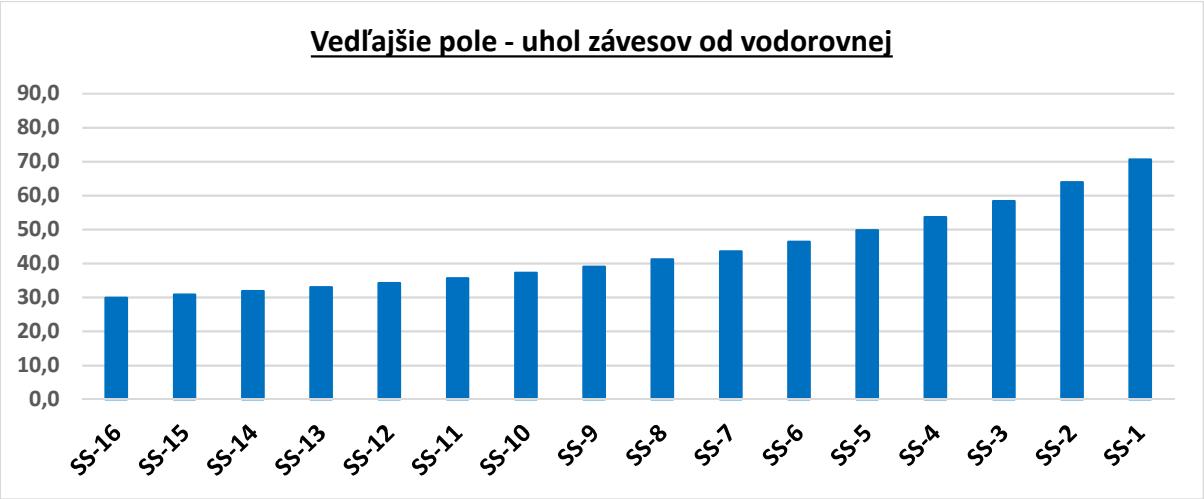
Obrázok 31: Reakcie v miestach kotvenia závesov od ostatného stáleho zaťaženia, hlavné pole

8.1.2 Geometria a návrh závesov

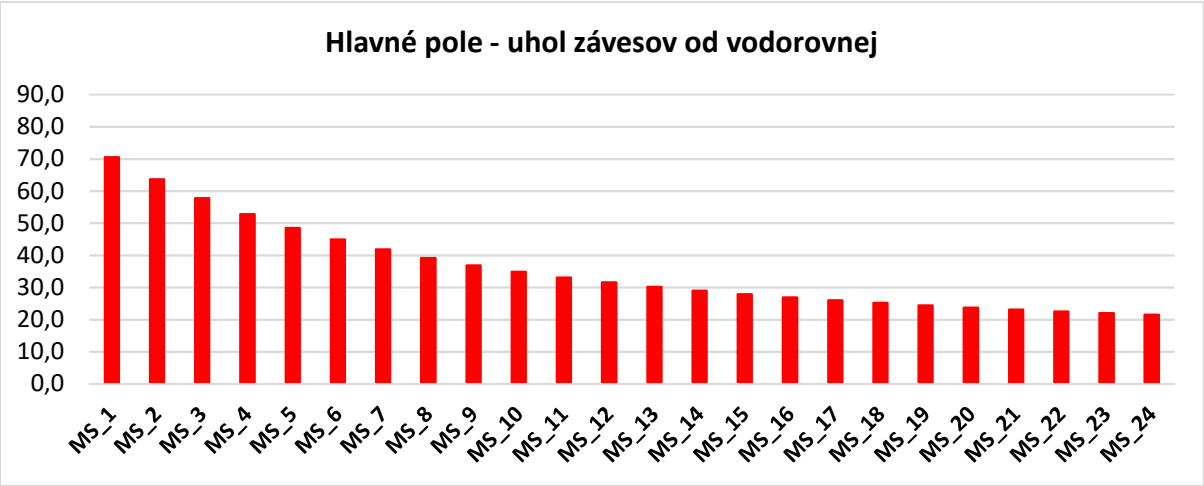
Spočítané zvislé zložky reakcií v podporách boli prepočítané na osové sily podľa uhla sklonu jednotlivých závesov. Geometria a nutné sily v závesoch sú zobrazené v nasledujúcej tabuľke.

	Označenie závesov	Dĺžka závesu [mm]	Vodorovný priemet *x* [mm]	Zvislý priemet *y* [mm]	Uhol závesu α od vodorovnej [°]	sin α	Reakcie Rz vo fitkívnych podporách [kN]		Nutná síla v závesoch Ni pre vyrovnanie [kN]		
							Vlastná tiaž g0	Ostatné stále g - g0	Vlastná tiaž g0	Ostatné stále g - g0	Celkom *g*
Vedľajšie pole	SS-16	99861	86500	49900	29,980	0,499694	2865	735	5734	1471	7204
	SS-15	94967	81500	48750	30,886	0,513334	1655	531	3224	1034	4258
	SS-14	90100	76500	47600	31,891	0,528302	1775	549	3360	1039	4399
	SS-13	85263	71500	46450	33,010	0,544782	1780	550	3267	1010	4277
	SS-12	80463	66500	45300	34,263	0,562990	1781	550	3163	977	4140
	SS-11	75706	61500	44150	35,674	0,583173	1781	550	3054	943	3997
	SS-10	71002	56500	43000	37,273	0,605619	1781	550	2941	908	3849
	SS-9	66360	51500	41850	39,098	0,630649	1781	550	2824	872	3696
	SS-8	61796	46500	40700	41,195	0,658619	1781	550	2704	835	3539
	SS-7	57328	41500	39550	43,622	0,689895	1781	550	2582	797	3379
	SS-6	52979	36500	38400	46,453	0,724811	1781	550	2457	759	3216
	SS-5	48783	31500	37250	49,781	0,763581	1781	550	2332	720	3053
	SS-4	44782	26500	36100	53,719	0,806121	1781	550	2209	682	2892
	SS-3	41034	21500	34950	58,402	0,851742	1790	554	2102	650	2752
	SS-2	37612	16500	33800	63,980	0,898641	1075	371	1196	413	1609
	SS-1	34616	11500	32650	70,597	0,943203	4184	1069	4436	1133	5569
Hlavné pole	MS_1	34616	11500	32650	70,597	0,943203	2895	1024	3069	1086	4155
	MS_2	37253	16500	33400	63,710	0,896564	1116	410	1245	457	1702
	MS_3	40354	21500	34150	57,806	0,846254	1525	547	1802	646	2448
	MS_4	43821	26500	34900	52,790	0,796426	1535	550	1927	691	2618
	MS_5	47573	31500	35650	48,536	0,749378	1536	550	2050	734	2784
	MS_6	51548	36500	36400	44,921	0,706136	1536	550	2175	779	2954
	MS_7	55699	41500	37150	41,834	0,666979	1536	550	2303	825	3128
	MS_8	59989	46500	37900	39,182	0,631784	1536	550	2431	871	3302
	MS_9	64390	51500	38650	36,888	0,600248	1536	550	2559	916	3475
	MS_10	68881	56500	39400	34,890	0,572000	1536	550	2685	962	3647
	MS_11	73446	61500	40150	33,138	0,546662	1536	550	2810	1006	3816
	MS_12	78071	66500	40900	31,593	0,523883	1536	550	2932	1050	3982
	MS_13	82746	71500	41650	30,222	0,503345	1536	550	3052	1093	4144
	MS_14	87464	76500	42400	28,997	0,484769	1536	550	3169	1135	4303
	MS_15	92218	81500	43150	27,899	0,467913	1536	550	3283	1175	4458
	MS_16	97002	86500	43900	26,908	0,452566	1536	550	3394	1215	4609
	MS_17	101813	91500	44650	26,011	0,438549	1536	550	3502	1254	4757
	MS_18	106646	96500	45400	25,195	0,425707	1536	550	3608	1292	4900
	MS_19	111499	101500	46150	24,450	0,413904	1536	550	3711	1329	5040
	MS_20	116369	106500	46900	23,768	0,403027	1536	550	3811	1365	5176
	MS_21	121255	111500	47650	23,140	0,392974	1536	550	3909	1400	5308
	MS_22	126154	116500	48400	22,560	0,383658	1533	549	3996	1431	5427
	MS_23	131065	121500	49150	22,025	0,375005	1441	518	3843	1381	5224
	MS_24	135986	126500	49900	21,528	0,366949	2127	756	5796	2060	7857

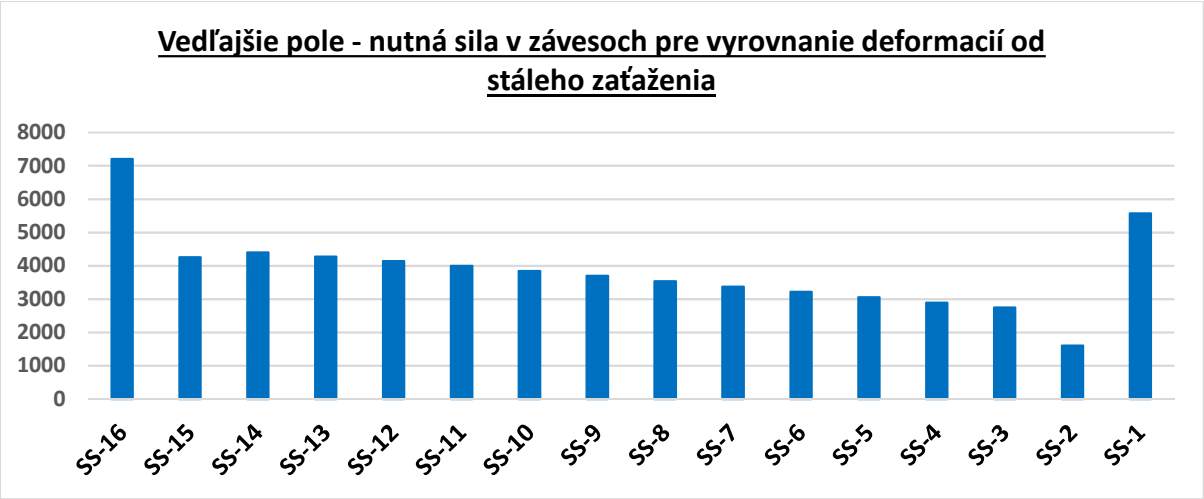
Tabuľka 1: Geometria závesov



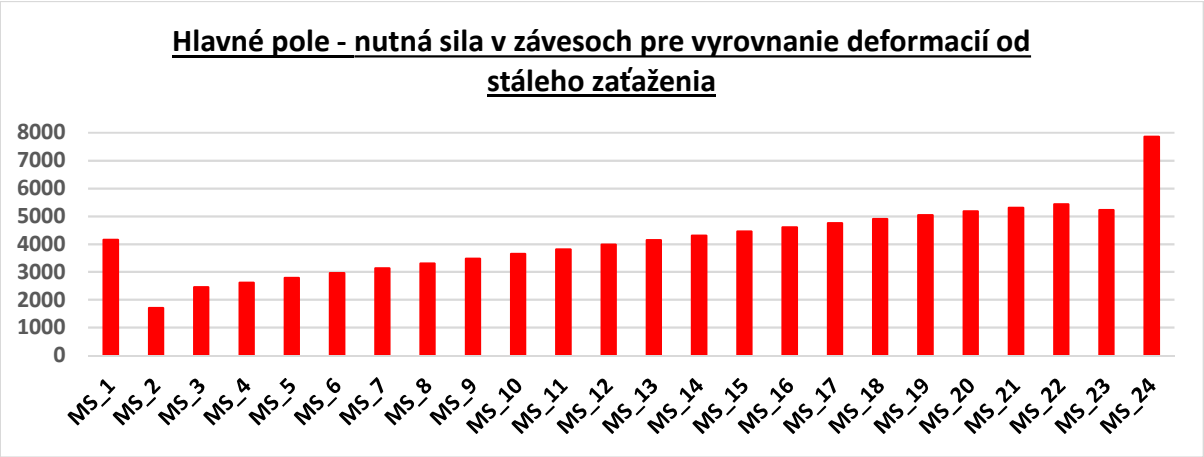
Graf 2: Uhol závesov od vodorovnej osy, vedľajšie pole



Graf 3: Uhol závesov od vodorovnej osy, hlavné pole



Graf 4: Nutná sila v závesoch pre vyrovnanie deformácií od stáleho zaťaženia, vedľajšie pole



Graf 5: Nutná sila v závesoch pre vyrovnanie deformácií od stáleho zaťaženia, hlavné pole

Vypočítané hodnoty nutných síl pre vyrovnanie účinkov stáleho zaťaženia boli použité pri prvotnom návrhu prierezovej plochy a typu závesov.

8.2 Finálny model pre návrh závesov

Pre skutočné sily v závesoch od stáleho a premenného zaťaženia (chodci, sústava LM1, nerovnomerná teplota) bol použitý prútový model s dimenziami závesov z predbežného návrhu. Podľa výsledkov osových síl boli prierezy niektorých závesov upravené a následne znova overené výpočtom.

8.2.1 Osové sily v závesoch

Na výpočet vnútorných síl od dopravy bol využitý modul pre pohyblivé bremená na prútoch. Model LM1 bol rozdelený na nápravové sily, rovnomerné spojité zaťaženie a chodcov, kde pre laná bol určený maximálny a minimálny účinok daného zaťaženia.

			Osové síly v závesoch [kN]											
				LM1 TS		LM1 UDL		Chodci		Nerovnomerná teplota na mostovke			
	Označení závesu	Stále	Ostatné stále zaťaženie	min	max	min	max	min	max	Ohriatie horného povrchu	Ohriatie dolného povrchu	min	max
Vedľajšie pole	SS-16	1985	737	-55	144	-197	719	-32	118	53	-53	-53	53
	SS-15	1731	621	-27	105	-86	526	-14	86	21	-21	-21	21
	SS-14	1916	667	-14	97	-34	507	-6	83	4	-4	-4	4
	SS-13	2099	712	-7	89	-11	516	-2	84	-11	11	-11	11
	SS-12	2276	756	-3	81	-3	539	-1	88	-24	24	-24	24
	SS-11	2439	796	-2	73	-1	565	0	92	-33	34	-33	34
	SS-10	2221	714	-1	75	0	507	0	83	-35	35	-35	35
	SS-9	2318	736	-2	87	0	522	0	85	-39	39	-39	39
	SS-8	2380	749	-2	96	0	531	0	87	-41	41	-41	41
	SS-7	2398	749	-1	101	-1	532	0	87	-42	42	-42	42
	SS-6	2360	733	-2	102	-1	521	0	85	-40	40	-40	40
	SS-5	1888	585	-2	83	-2	417	0	68	-30	30	-30	30
	SS-4	1728	536	-3	75	-3	383	0	63	-26	26	-26	26
	SS-3	1485	463	-5	64	-5	333	-1	54	-21	21	-21	21
	SS-2	1158	364	-6	48	-6	265	-1	43	-15	15	-15	15
	SS-1	1349	435	-11	52	-13	321	-2	53	-18	18	-18	18
Hlavné pole	MS_1	-31	-4	-25	40	-100	97	-16	16	7	-7	-7	7
	MS_2	431	153	-13	56	-46	155	-8	25	3	-3	-3	3
	MS_3	899	313	-6	75	-18	240	-3	39	-1	1	-1	1
	MS_4	1310	454	-5	91	-10	331	-2	54	-5	5	-5	5
	MS_5	1639	566	-4	103	-8	409	-1	67	-9	9	-9	9
	MS_6	1881	649	-3	110	-6	466	-1	76	-13	13	-13	13
	MS_7	2441	840	-3	137	-5	601	-1	98	-20	20	-20	20
	MS_8	2555	878	-2	140	-3	626	-1	102	-23	23	-23	23
	MS_9	2599	892	-1	140	-2	634	0	104	-26	26	-26	26
	MS_10	3002	1029	-1	161	-1	730	0	119	-34	34	-34	34
	MS_11	2925	1000	-1	157	0	709	0	116	-36	36	-36	36
	MS_12	2797	954	-2	150	0	676	0	111	-37	37	-37	37
	MS_13	2623	891	-2	142	0	632	0	103	-37	37	-37	37
	MS_14	2408	815	-2	131	0	578	0	95	-36	36	-36	36
	MS_15	2159	726	-2	118	-1	516	0	84	-34	34	-34	34
	MS_16	1878	627	-2	103	-3	447	0	73	-31	31	-31	31
	MS_17	1571	519	-5	86	-7	375	-1	61	-26	26	-26	26
	MS_18	1243	403	-8	68	-16	302	-3	49	-20	20	-20	20
	MS_19	898	360	-18	62	-44	300	-7	49	-17	17	-17	17
	MS_20	543	200	-28	40	-86	228	-14	37	-5	5	-5	5
	MS_21	183	39	-42	44	-157	185	-26	30	8	-8	-8	8
	MS_22	-176	-122	-59	49	-264	178	-43	29	22	-22	-22	22
	MS_23	-526	-279	-80	53	-392	193	-64	32	39	-39	-39	39
	MS_24	-1101	-430	-102	58	-513	209	-84	34	58	-58	-58	58

Tabuľka 2: Osové síly v závesoch od stálého a premenného zaťaženia.

8.2.2 Finálny návrh závesov

V nasledujúcej tabuľke sú prehľadne zobrazené prierezy navrhnutých závesov z katalógu VSL. Pre uľahčenie zadávania predpätia do programu SCIA Engineering bola vypočítaná plocha závesu a náhradný priemer, podľa ktorých sa vypočítala ekvivalentná zmena teploty aby bola dosiahnutá určitá napínacia sila v závese. Napínanie na silu 1000 kN bolo použité na výpočet vývoja síl v závesoch počas výstavby. Ďalej bola vyčíslená hodnota sily v závese pre zaručenie 95% tuhosti závesu aby bolo dosiahnuté lineárne chovanie. Táto hodnota sa taktiež použila a overila štádiách výstavby v podrobnom výpočte.

	Označenie závesu	Maximálna sila pre návrh [kN]	Návrh typu závesu podľa špecifikácie VSL	Medzná sila v závese MSP podľa specifikace VSL [kN]	Plocha závesu [mm2]	Náhradný priemer *d* [mm]	Ekvivalentná Δt pre silu 1000 kN v závese	Síla v závese pre zaručenie 95% tuhosti [kN]	Tuhost závesu pri sile odpovedajúcej 10% pevnosti [%]
Vedľajšie pole	SS-16	8099	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	1950	88,0
	SS-15	4902	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1460	89,0
	SS-14	5005	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1400	91,0
	SS-13	4889	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1340	92,0
	SS-12	4775	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1280	93,0
	SS-11	4655	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1206	94,0
	SS-10	4452	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	990	95,0
	SS-9	4329	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	930	96,0
	SS-8	4191	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	864	97,0
	SS-7	4037	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	804	97,0
	SS-6	3863	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	732	98,0
	SS-5	3571	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	560	98,0
	SS-4	3365	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	496	99,0
	SS-3	3162	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	432	99,0
	SS-2	1931	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	368	100,0
	SS-1	5953	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	520	100,0
Hlavné pole	MS_1	4296	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	340	100,0
	MS_2	1915	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	368	100,0
	MS_3	2764	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	432	99,0
	MS_4	3043	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	496	99,0
	MS_5	3301	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	560	98,0
	MS_6	3538	6-31	3 892	4 650	76,945	-110,284	624	98,0
	MS_7	3878	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	800	97,0
	MS_8	4082	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	864	97,0
	MS_9	4265	6-37	4 645	5 550	84,062	-92,400	928	96,0
	MS_10	4558	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1152	95,0
	MS_11	4703	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1206	94,0
	MS_12	4830	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1278	93,0
	MS_13	4940	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1332	92,0
	MS_14	5034	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1404	91,0
	MS_15	5112	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1458	89,0
	MS_16	5178	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1512	88,0
	MS_17	5233	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1584	86,0
	MS_18	5282	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1730	85,0
	MS_19	5412	6-43	5 399	6 450	90,622	-79,507	1785	83,0
	MS_20	5447	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	1845	81,0
	MS_21	5542	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	1900	80,0
	MS_22	5667	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	1950	77,0
	MS_23	5493	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	2015	75,0
	MS_24	8158	6-55	6 905	8 250	102,490	-62,160	2640	73,0

Tabuľka 3: Návrh priemeru závesov

9 Podrobný návrh s fázami výstavby

Postup výstavby je uvažovaný ako letmá betonáž a preto je potrebné analyzovať vnútorné sily v každom štádiu výstavby. Dôležité je dodržať ťahové a tlakové medze v betónových častiach mosta a zároveň dodržať minimálnu osovú silu v závesoch pre zaručenie lineárneho chovania.

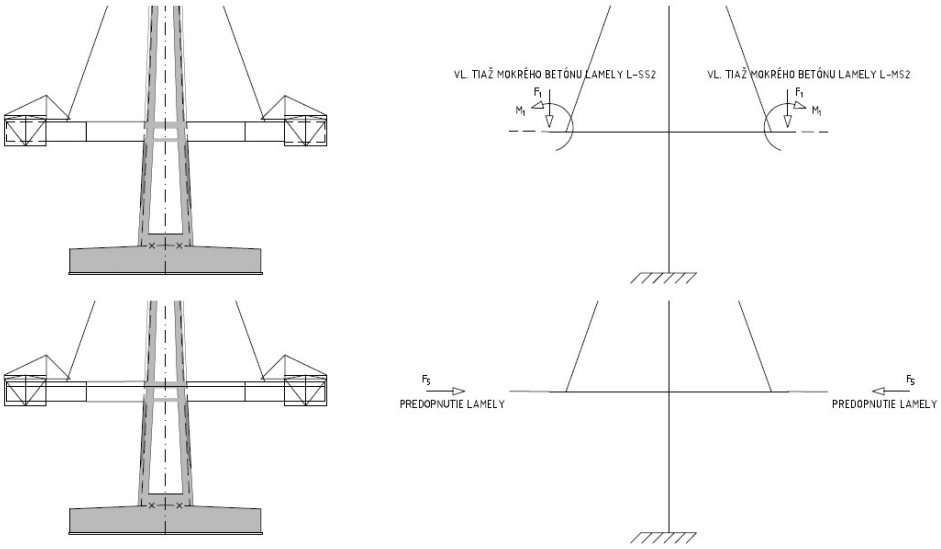
Pre presnú analýzu reálneho chovania konštrukcie bol výpočet rozdelený na niekoľko celkov, kde každý celok analyzoval určitú časť konštrukcie. V poslednom kroku boli výsledky z týchto celkov spojené a vyhodnotené. Analýza sa skladá z týchto častí:

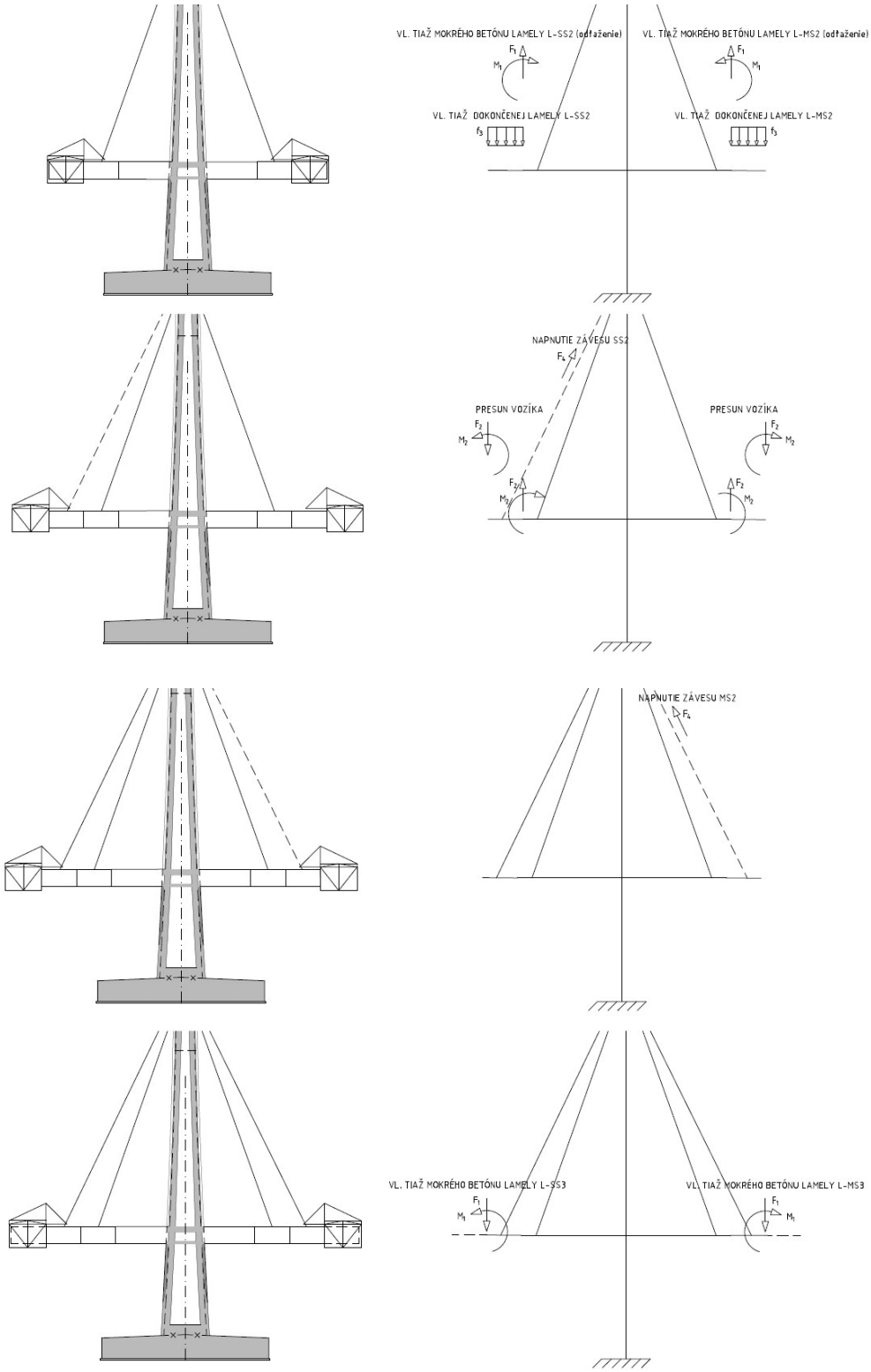
1. *Analýza vývoja síl v závesoch počas výstavby mosta*
2. *Analýza napätí v mostovke počas výstavby mosta*

3. *Analýza Medzného stavu použiteľnosti na finálnom stave konštrukcie s vplyvom výstavby*

Príklad postupu výstavby lamely:

- Na hranu poslednej dokončenej lamely sa umiestni osamelé bremeno a moment ekvivalentné k účinkom mokrého betónu realizovanej lamely
- Následne sa predopne betónovaná lamela vahadlovými kabelami
- Odťaženie konštrukcie od zaťaženia mokrým betónom, priťaženie dokončenej lamely spojitým zaťažením
- Presun vozíka na realizáciu nasledujúcej lamely
- Po presune vozíka dochádza k napínaniu závesu vo vedľajšom poli
- Napínanie závesu v hlavnom poli
- Ekvivalentné zaťaženie od mokrého betónu ďalšej lamely

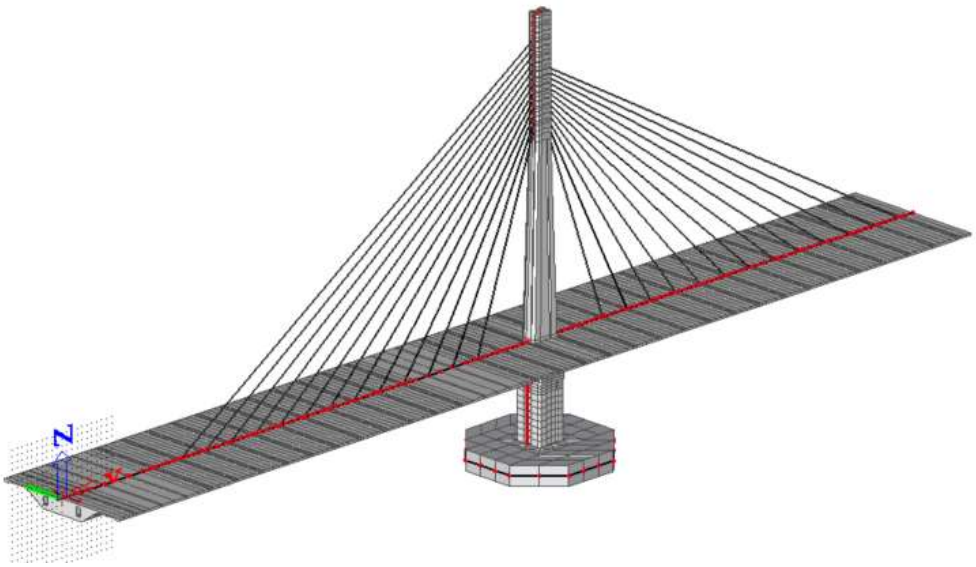




Obrázok 32: Schéma betónovania vzorovej lamely

9.1 Analýza vývoja síl v závesoch počas výstavby

Táto analýza bola modelovaná na prútovom modeli v programe SCIA Engineering.



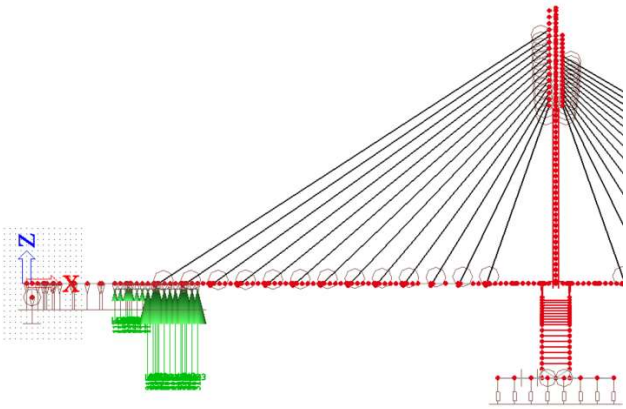
Obrázok 33: Model 14.2 v programe Scia Engineering

Na modelovanie nebol použitý modul TDA pre fázy výstavby z dôvodu nelineárneho chovania konštrukcie pri spojení letmej betonáže a skruži vo vedľajšom poli. Skruž je v tomto prípade modelovaná ako tuhá podpora bez možnosti ťahu a tak pri betónovaní hlavného poľa dochádza k nadľahčovaniu konštrukcie na skruži a k deaktivácii týchto podpor. Pre tento prípad neexistuje v programe Scia Engineering modul, ktorý by vedel tento účinok zohľadniť a tak pre každú geometrickú zmenu v modeli (vybetónovanie lamely, pridanie závesu) bolo nutné vytvoriť nový model. Pre každú fázu boli vytvorené 3 modely, v nasledujúcej tabuľke je názorne ukázané, ktoré zaťažovacie stavy boli použité ,v ktorom modeli. Týmto postupom bola zanalyzovaná celá doba výstavby dokým nedošlo k spojeniu s konštrukciou na skruži.

	Model	Zaťažovací stav
VÝSTAVBA LAMELY 10	10.1	Napnutie závesu SS9 na teoretickú silu
	10.2	Napnutie závesu MS9 na teoretickú silu
		Vlastná tiaž lamely L-SS10 bodovo
		Vlastná tiaž lamely L-MS10 bodovo
	10.3	Predopnutie lamely L-SS10 a L-MS10
		Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-SS10 bodovo
		Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-MS10 bodovo
		Vlastná tiaž lamely L-SS10 spojito
		Vlastná tiaž lamely L-MS10 spojito
		Odťaženie vozíka z pozície pre betónovanie lamely L-SS10
		Priťaženie vozíka na pozíciu pre betónovanie lamely L-SS11
		Odťaženie vozíka z pozície pre betónovanie lamely L-MS10
		Priťaženie vozíka na pozíciu pre betónovanie lamely L-MS11

Tabuľka 4: Priradenie zaťažovacích stavov k jednotlivým modelom.

Po spojení vedľajšieho poľa na skruži a stavaného letmou betonážou dochádzalo pri betónovaní lamiel v hlavnom poli, pri napínaniu závesov a pri presunu betonárskeho vozíka k nadľahčovaniu vedľajšieho poľa na skruži a k znižovaniu reakcií v podporách až k ich deaktivácií. Tento nelineárny účinok je nahradení tak, že sa na časti konštrukcie na skruži aplikuje fiktívne zaťaženie, ktoré odľahčuje túto časť a tým zohľadňuje odľahčovací účinok hlavného poľa z predošlého zaťažovacieho stavu. Zaťaženie je vytvorené rozdielom reakcií v podporách (skruž) z predchádzajúcich dvoch zaťažovacích stavov a postupnou výstavbou sa zvyšuje až na hodnotu 511 kN/m.



Obrázok 34: Zaťažovací stav zohľadňujúci nelineárne chovanie konštrukcie

Po dobetónovaní 16 lamely hlavného poľa, presunutí betonárskeho vozíka a napnutí posledného závesu SS-16 sa odstráni skruž vo vedľajšom poli a dôjde k aktivácii finálneho statického pôsobenia tejto časti. To sa prejaví v modeli tým, že táto časť konštrukcie bude zaťažená rozdielom vlastnej tiaže a odťažením z nelineárneho chovania. Ďalej bude prebiehať realizácia lamiel a dopínanie závesov v hlavnom poli až po lamelu 18, po čom sa spojí hlavné pole s konštrukciou na skruži obdobným spôsobom ako u vedľajšieho poľa. Po tomto kroku je most v konečnom statickom stave. Posledným krokom bolo napínanie zostávajúcich závesov (MS-18 až MS-24) a doplnenie ich vplyvu na ostatné závesy.

Vývoj síl v závesoch v priebehu výstavby bol zhrnutý v matici, kde každý zaťažovací stav ovplyvňuje osové sily v závesoch a vďaka dodržaniu lineárneho chovania závesov platí princíp superpozície. Miera akou napínaný záves ovplyvňuje osové sily ostatných závesov je daná hlavne tuhosťou pylónu a jeho deformáciou. Základná sila predpínania závesov v modeli bola zvolená na hodnotu 1000 kN, z ktorej vplyvu na ostatné závesy sa potom vychádzalo pri zmenách napínacej sily.

		Napnutie závesu	SS-16	SS-15	SS-14	SS-13	SS-12	SS-11	SS-10	SS-09	SS-08	SS-07	SS-06	SS-05	SS-04	SS-03	SS-02	SS-01					
VÝSTAVBA LAMELY 2																							
Sily v závesoch [kN]	Napnutie závesu S51 na teoretickou silu	**3800 kN**																**3093**	0				
	Napnutie závesu M51 na teoretickou silu	**2700 kN**																346	**2360**				
	Vlastná tiaž lamely L-S52 bodovo																	93	10				
	Vlastná tiaž lamely L-M52 bodovo																	11	77				
	Predopnutie lamel L-S52 a L-M52																	-32	-25				
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-S52 bodovo																	-10	-93				
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-M52 bodovo																	-77	-11				
	Vlastná tiaž lamely L-S52 spolito																	91	9				
	Vlastná tiaž lamely L-M52 spolito																	11	76				
	Odťaženie vozíku zpozice pre lamelu L-S52																	-51	-5				
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-S52																	72	7				
	Odťaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M52																	-49	-7				
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M52																	10	68				
VÝSTAVBA LAMELY 3																							
Sily v závesoch [kN]	Napnutie závesu S52 na teoretickou silu	**2300 kN**															**2491**	-945	247	249			
	Napnutie závesu M52 na teoretickou silu	**1500 kN**															**0**	215	-216	**1257**			
	Vlastná tiaž lamely L-S53 bodovo																119	107	23	24			
	Vlastná tiaž lamely L-M53 bodovo																23	34	87	140			
	Predopnutie lamel L-S53 a L-M53																-35	-30	-22	-37			
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-S53 bodovo																-119	-107	-23	-24			
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-M53 bodovo																-23	-34	-87	-140			
	Vlastná tiaž lamely L-S53 spolito																116	105	23	23			
	Vlastná tiaž lamely L-M53 spolito																23	33	85	138			
	Odťaženie vozíku zpozice pre lamelu L-S53																-65	-58	-13	-13			
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-S53																86	74	17	17			
	Odťaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M53																-15	-22	-55	-89			
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M53																19	28	70	117			
VÝSTAVBA LAMELY 4																							
Sily v závesoch [kN]	Napnutie závesu S53 na teoretickou silu	**2700 kN**															**2214**	-397	-516	232	235	0	
	Napnutie závesu M53 na teoretickou silu	**1500 kN**															117	105	156	-191	-225	**1221**	
	Vlastná tiaž lamely L-S54 bodovo																198	128	98	43	43	47	
	Vlastná tiaž lamely L-M54 bodovo																50	45	67	78	148	227	
	Predopnutie lamel L-S54 a L-M54																-49	-31	-27	-19	-32	-51	
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-S54 bodovo																-198	-128	-98	-43	-43	-47	
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-M54 bodovo																-50	-45	-67	-78	-148	-227	
	Vlastná tiaž lamely L-S54 spolito																194	125	97	43	42	46	
	Vlastná tiaž lamely L-M54 spolito																49	44	66	77	145	222	
	Odťaženie vozíku zpozice pre lamelu L-S54																-108	-69	-53	-24	-32	-25	
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-S54																137	86	63	29	29	32	
	Odťaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M54																-32	-28	-42	-49	-93	-143	
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M54																39	35	53	58	114	181	
VÝSTAVBA LAMELY 5																							
Sily v závesoch [kN]	Napnutie závesu S54 na teoretickou silu	**2500 kN**															-413	-328	-410	150	143	150	155
	Napnutie závesu M54 na teoretickou silu	**1400 kN**															**2020**	98	88	133	-162	-197	-251	**1107**
	Vlastná tiaž lamely L-S55 bodovo																0	201	118	68	68	64	68	70
	Vlastná tiaž lamely L-M55 bodovo																275	201	68	105	55	135	227	307
	Predopnutie lamel L-S55 a L-M55																77	74	26	21	-15	-27	-44	-62
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-S55 bodovo																-60	-43	-26	-68	-68	-64	-68	-70
	Odťaženie - Vlastná tiaž lamely L-M55 bodovo																-275	-201	-118	-105	-55	-135	-227	-307
	Vlastná tiaž lamely L-S55 spolito																-77	-74	-68	67	67	63	67	69
	Vlastná tiaž lamely L-M55 spolito																270	197	116	67	54	132	222	302
	Odťaženie vozíku zpozice pre lamelu L-S55																76	72	67	103	-37	-35	-37	-38
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-S55																-149	-109	-64	-36	44	42	45	46
	Odťaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M55																185	131	75	40	-34	-84	-142	-193
	Pridaženie vozíku z pozice pre lamelu L-M55																-49	-46	-43	-66	37	99	171	238
																	59	56	52	79				

Tabuľka 5: Časť matice vývoja síl v závesoch počas výstavby

Matica vývoja síl bola potom použitá pri analýze napätí v mostovke počas výstavby mosta. Detailnejší popis využitia v kapitole 9.2 Analýza napätí v mostovke počas výstavby mosta.

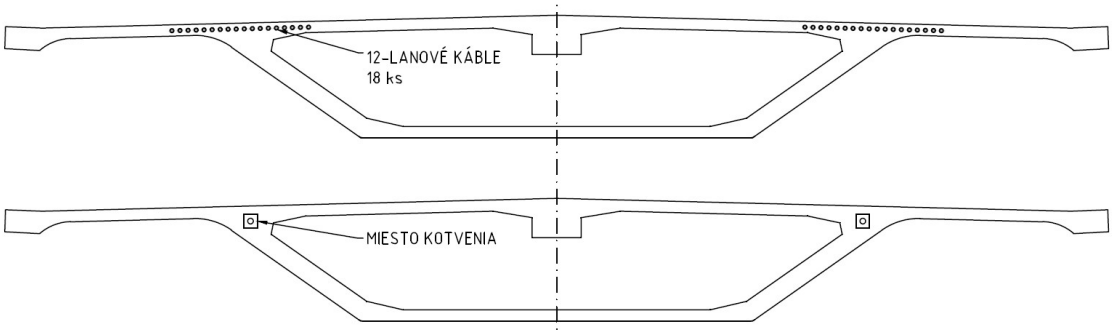
9.2 Analýza napätí v mostovke počas výstavby mosta

Výpočet napätí počas konzolového štádia bol prevedení v programe Microsoft Excel a pomocou matice vývoja síl boli optimalizované napínacie sily tak aby boli dodržané napäťové kritéria.

9.2.1 Zaťaženia

9.2.1.1 Vahadlové káble

Pri výstavbe vahadla budú použité vahadlové kabely, ktoré vytvárajú tlakovú rezervu v betóne a spolu so závesmi redukujú moment od vlastnej tiaže, vozíka a montážneho zaťaženia. Boli navrhnuté dva 12-lanové káble pre každú lamelu. Plocha lana je 150 mm^2 a napínacie napätie je 1440 MPa. Káble boli umiestnené do hornej dosky nosnej konštrukcie aby vytvárali čo najväčší kladný moment v mieste zárodku. Celkový počet káblov je 36 (18x2).



Obrázok 35: Umiestnenie vahadlových káblov a ich kotvenia

Subtílna horná doska o hrúbke 230 mm neumožňuje kotvenie káblov z dôvodu rozmerov kotvy. Kotvenie všetkých káblov je navrhnuté v mieste spojenia hornej dosky a šikmých stien aby boli dodržané rozmery dané výrobcom (rozmer kotvy a potrebná výstuž v mieste kotvenia). Z toho dôvodu nie je pôdorysné vedenia káblov priame, ale tesne pred kotvením je zaoblené tak, aby boli káble zakotvené v tomto mieste.

Množstvo predpätia vahadlovými káblami							
			Počet káblov	Počet lan v káble	Plocha lana [mm²]	Napínacie napätie [MPa]	Súčiniteľ strát [%]
VEDĽAJŠIE POLE	LETMÁ BETONÁŽ	Lamela 11	2	12	150	1440	6
		Lamela 10	2	12	150	1440	6
		Lamela 9	2	12	150	1440	6
		Lamela 8	2	12	150	1440	6
		Lamela 7	2	12	150	1440	6
		Lamela 6	2	12	150	1440	6
		Lamela 5	2	12	150	1440	6
		Lamela 4	2	12	150	1440	6
		Lamela 3	2	12	150	1440	6
		Lamela 2	2	12	150	1440	6
		Lamela 1	2	12	150	1440	6
	Zárodok		2	12	150	1440	6
		Priečnik					
HLAVNÉ POLE			2	12	150	1440	6
	LETMÁ BETONÁŽ	Lamela 1	2	12	150	1440	6
		Lamela 2	2	12	150	1440	6
		Lamela 3	2	12	150	1440	6
		Lamela 4	2	12	150	1440	6
		Lamela 5	2	12	150	1440	6
		Lamela 6	2	12	150	1440	6
		Lamela 7	2	12	150	1440	6
		Lamela 8	2	12	150	1440	6
		Lamela 9	2	12	150	1440	6
		Lamela 10	2	12	150	1440	6
		Lamela 11	2	12	150	1440	6
		Lamela 12	2	12	150	1440	6
		Lamela 13	2	12	150	1440	6
		Lamela 14	2	12	150	1440	6
		Lamela 15	2	12	150	1440	6
		Lamela 16	2	12	150	1440	6
		Lamela 17	2	12	150	1440	6
		Lamela 18	2	12	150	1440	6

Tabuľka 6: Množstvo predpätia vahadlovými káblami

9.2.1.2 Ďalšie zaťaženia

- Vlastná tiaž čerstvého betónu bola uvažovaná hodnotou 26,0 kN/m^3
- Hodnotou 25,0 kN/m^3 bola počítaná vlastná tiaž zatvrdnutého betónu lamiel ako aj prefabrikovaných priečnikov
- Montážne zaťaženia podľa kapitoly 7.4 Montážne zaťaženie
- Závesy podľa matice vývoja síl

9.2.2 Kombinácie pre posúdenie

Boli vytvorené 4 kombinácie popisujúce priebeh výstavby:

1. **Kombinácia** - zahŕňa vlastnú tiaž lamely, predpätie od vahadlových káblov a zaťaženie od závesov. Táto kombinácia bola vytvorená pre nasledujúcu analýzu konštrukcie po aktivovaní konečného statického chovania.
2. **Kombinácia** - pri tejto kombinácii sa posudzuje kladný moment v mieste zárodku. K tomuto stavu dochádza v momente presunu vozíka zo zatvrdnutej lamely na pozíciu pre betónovanie ďalšej lamely, keď ešte nedošlo k napínaniu závesu čerstvo zatvrdnutej lamely. Kombinácia zahŕňa vlastnú tiaž lamely, predpätie vahadlovými káblami a montážne zaťaženie.
3. **Kombinácia** – obsahuje rovnaké zaťažovacie stavy ako kombinácia 3 a naviac zaťaženie od závesov.
4. **Kombinácia** – je kombinácia pre vyvodenie maximálneho záporného momentu v mieste zárodku. Je to v čase betonáže lamely, kedy je konštrukcia zaťažená čerstvým betónom.

9.2.3 Postup výpočtu

Napätie bolo spočítané pomocou vzorca:

$$\sigma_{c,h} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M}{I_y}.z_h - \frac{M_p}{I_y}.z_h;$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_p}{A_c} - \frac{M}{I_y}.z_d + \frac{M_p}{I_y}.z_d$$

Kde: N_p je predpínacia sila,

A_c je plocha betónu,

M je charakteristická kombinácia zaťaženia,

I_y je moment zotrvačnosti,

M_p je ohybový moment od predpätia,

z_h je vzdialenosť ťažiska od horných vlákien,

z_d je vzdialenosť ťažiska od dolných vlákien.

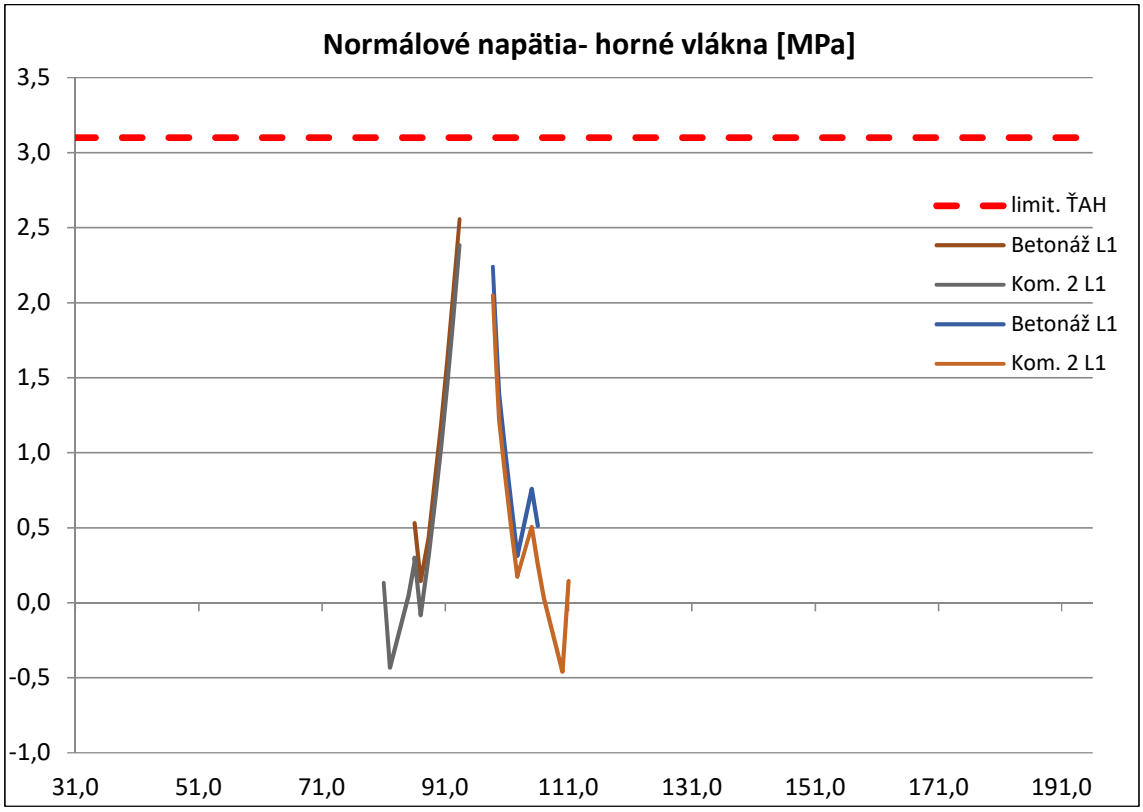
$\sigma_{c,h}$ je napätie v horných vláknach,

$\sigma_{c,d}$ je napätie v dolných vláknach,

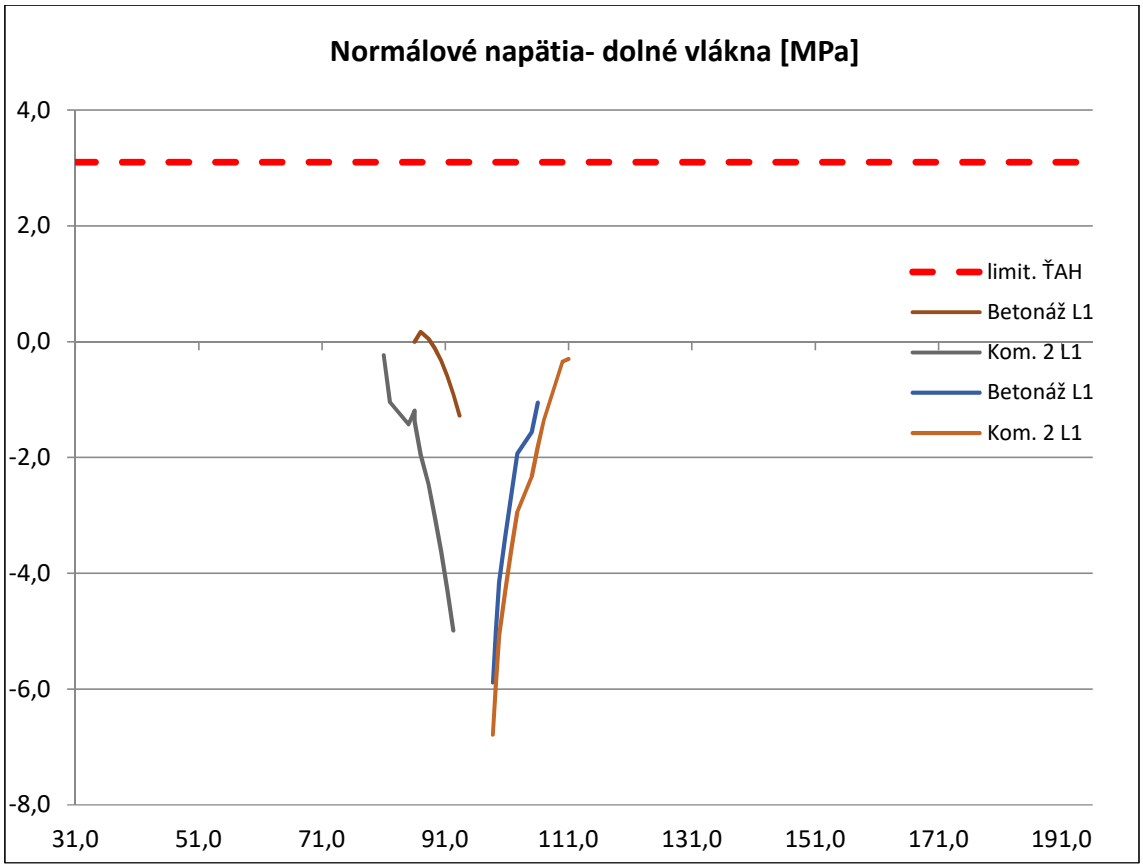
Účinky predpätia na napätosť boli počítané normálovou silou a momentom, účinky od ostatných zaťažení boli spočítané len momentom.

9.2.4 Posúdenie napätí počas výstavby

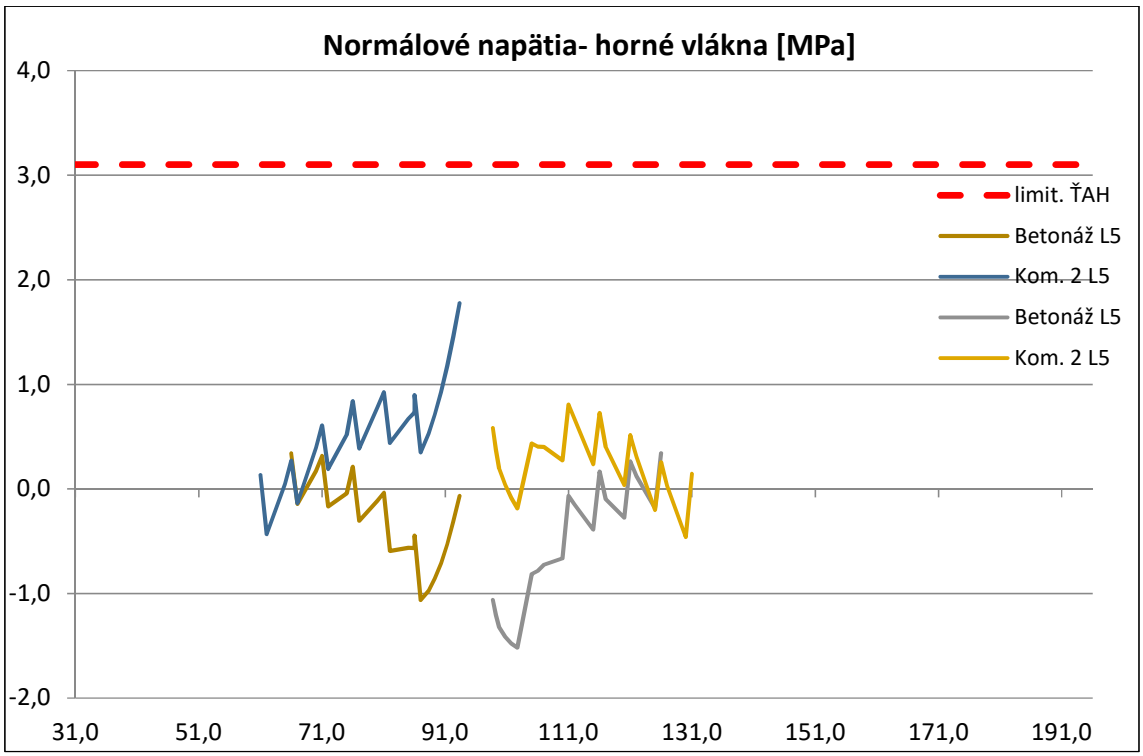
Pri posúdení nebolo možné vyhodnotiť všetky fáze výstavby naraz z dôvodu vplyvu závesov. Podľa matice vývoja síl boli v reálnom čase vypočítané osové sily v závesoch do fáze výstavby, ktorá sa posudzovala. Predpínanie jedného závesu ovplyvňuje osové sily v ostatných závesoch hlavne cez tuhosť a deformáciu pylónu. Napríklad ak chceme posúdiť betonáž lamely 5 tak sily v závesoch, ktoré nie sú reálne na konštrukcii (závesy 5 a vyššie) nesmú ovplyvňovať napätosť konštrukcie a taktiež musia mať nulovú hodnotu v matici vývoja síl. Detailnejší opis tohoto chovania je vysvetlený v kapitole 9.1 Analýza vývoja síl v závesoch počas výstavby. V rámci úspory sú vykreslené len niektoré fáze výstavby, ktoré boli zaujímavé pre návrh.



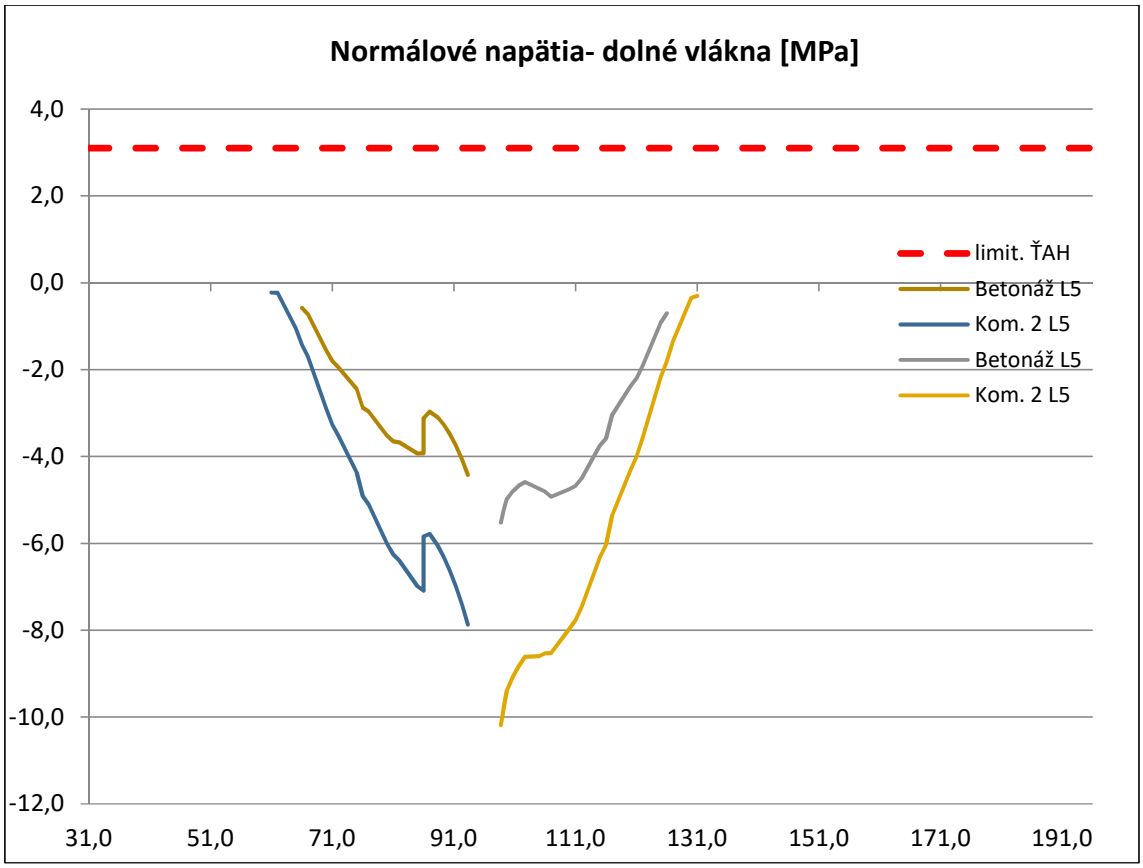
Graf 6: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS1 aL-SS1



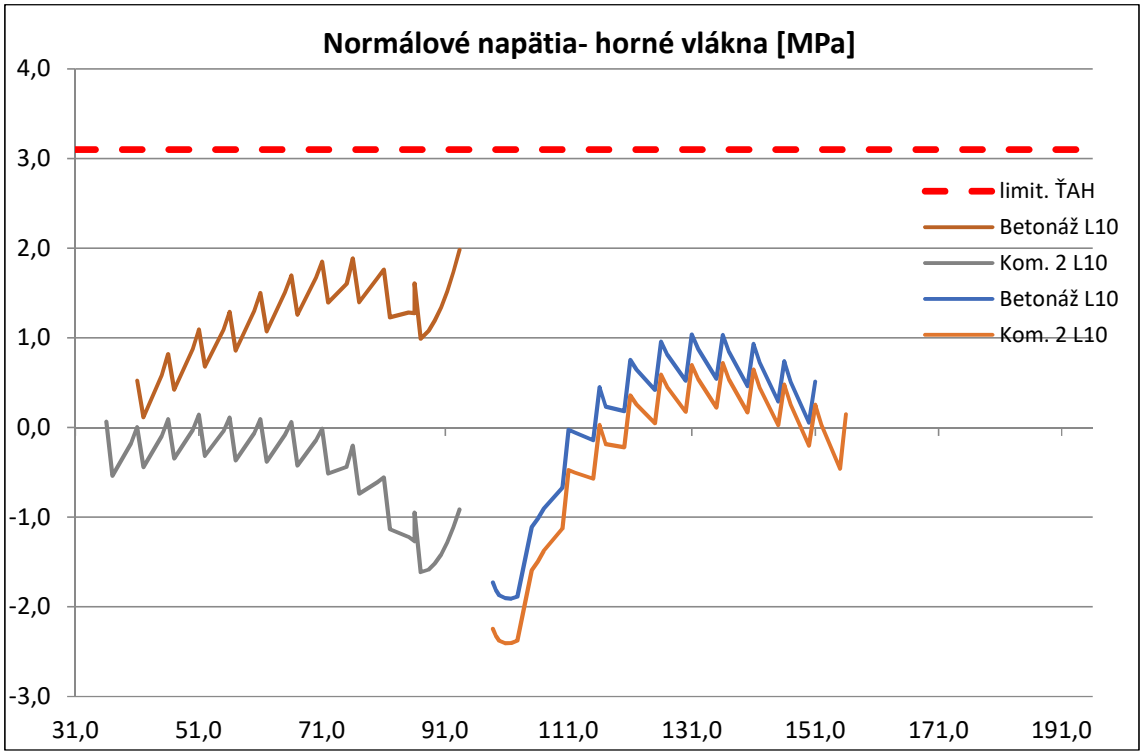
Graf 7: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS1 aL-SS1



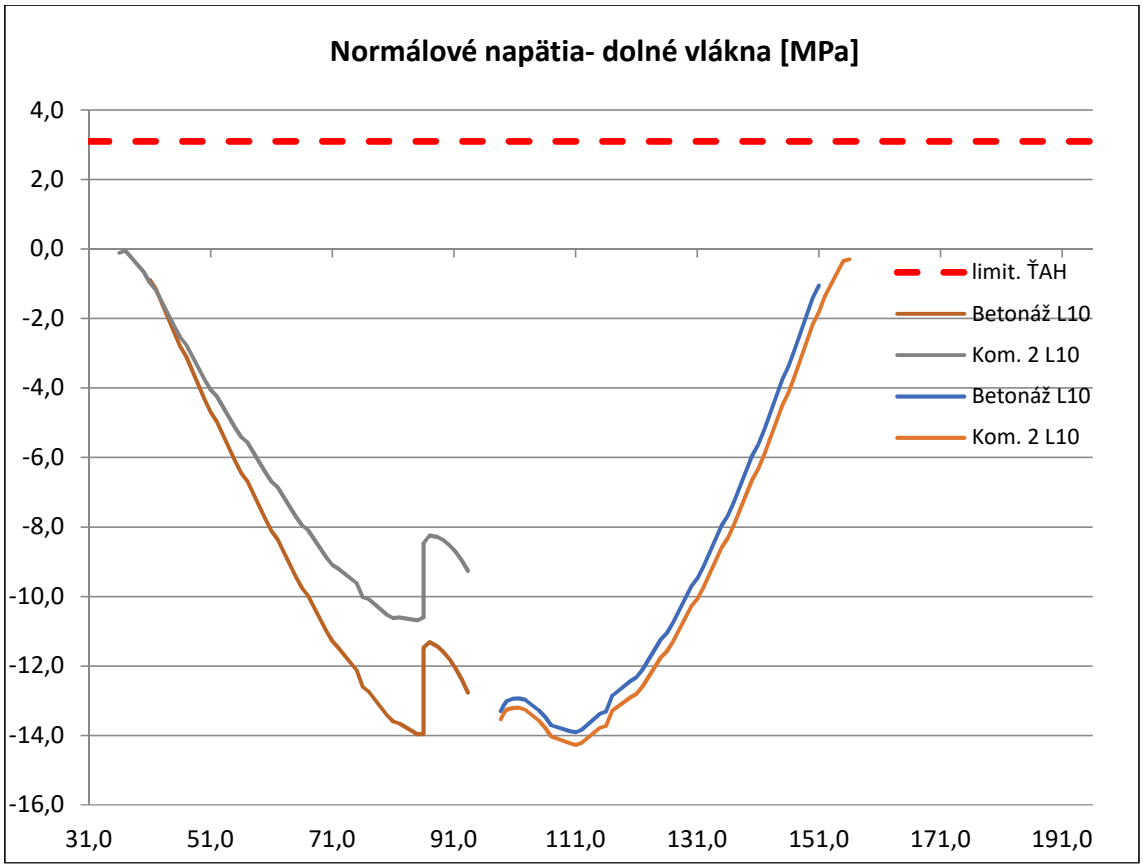
Graf 8: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS5 aL-SS5



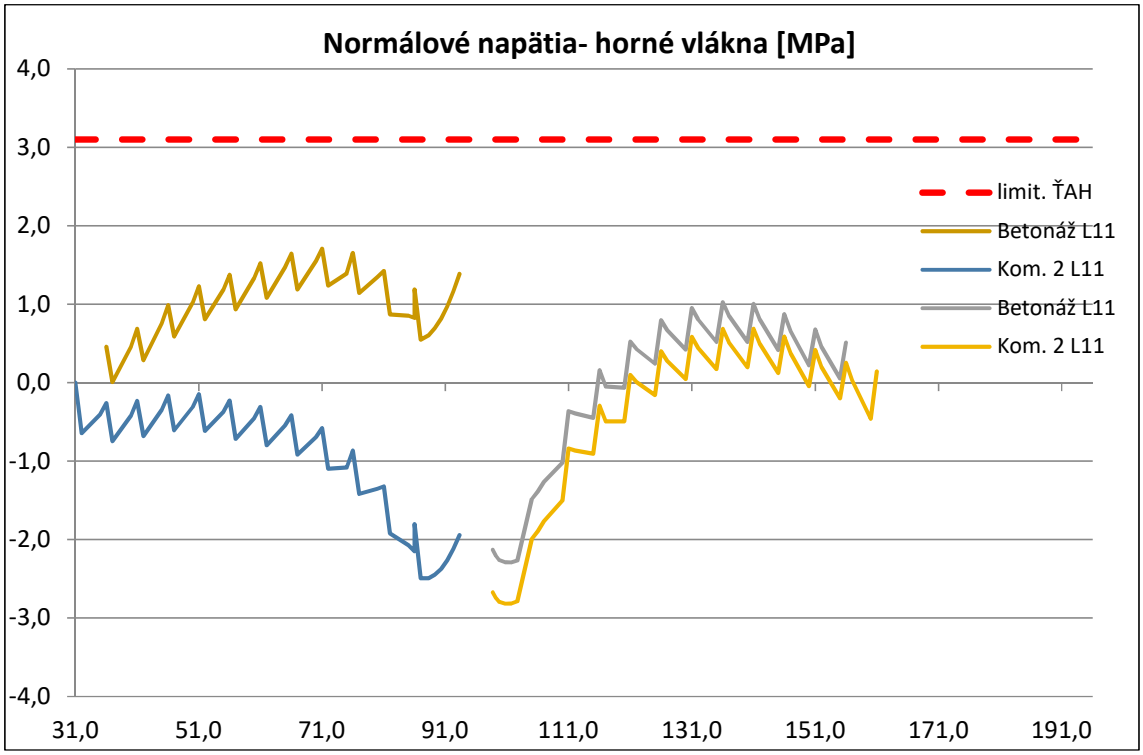
Graf 9: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS5 aL-SS5



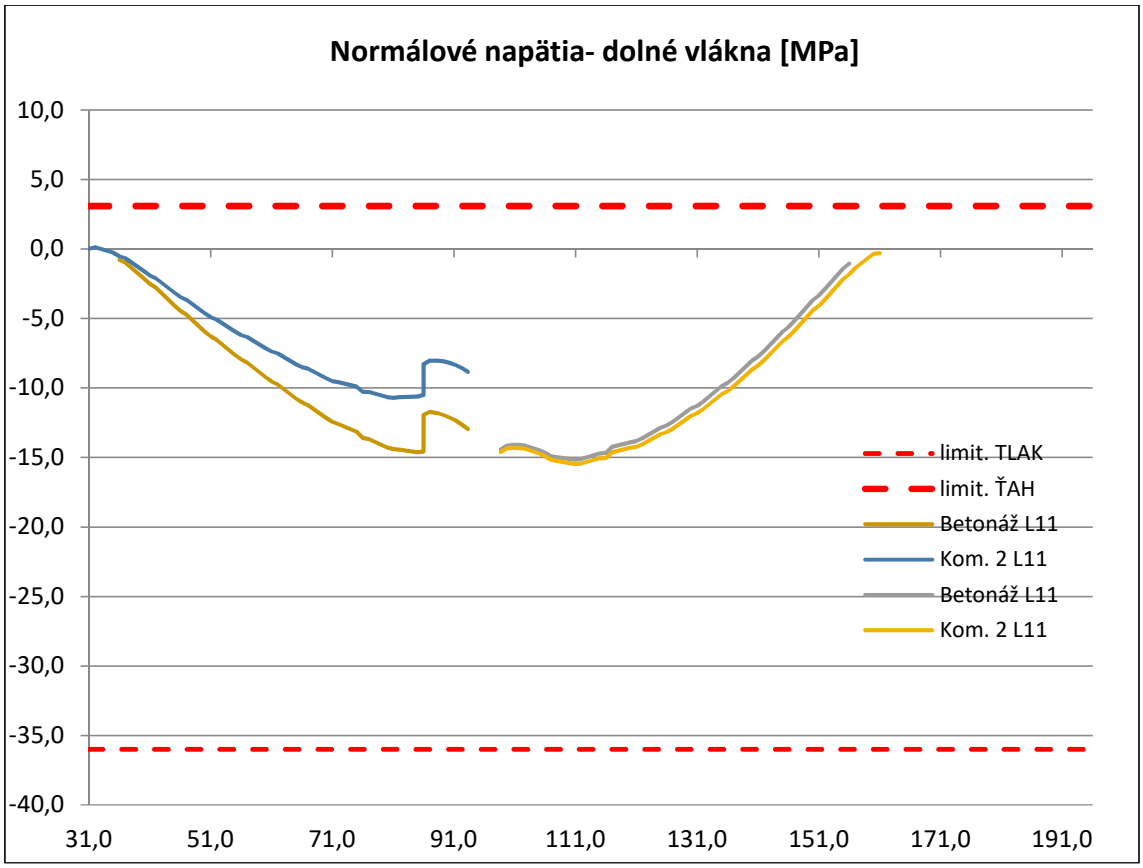
Graf 10: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS10 aL-SS10



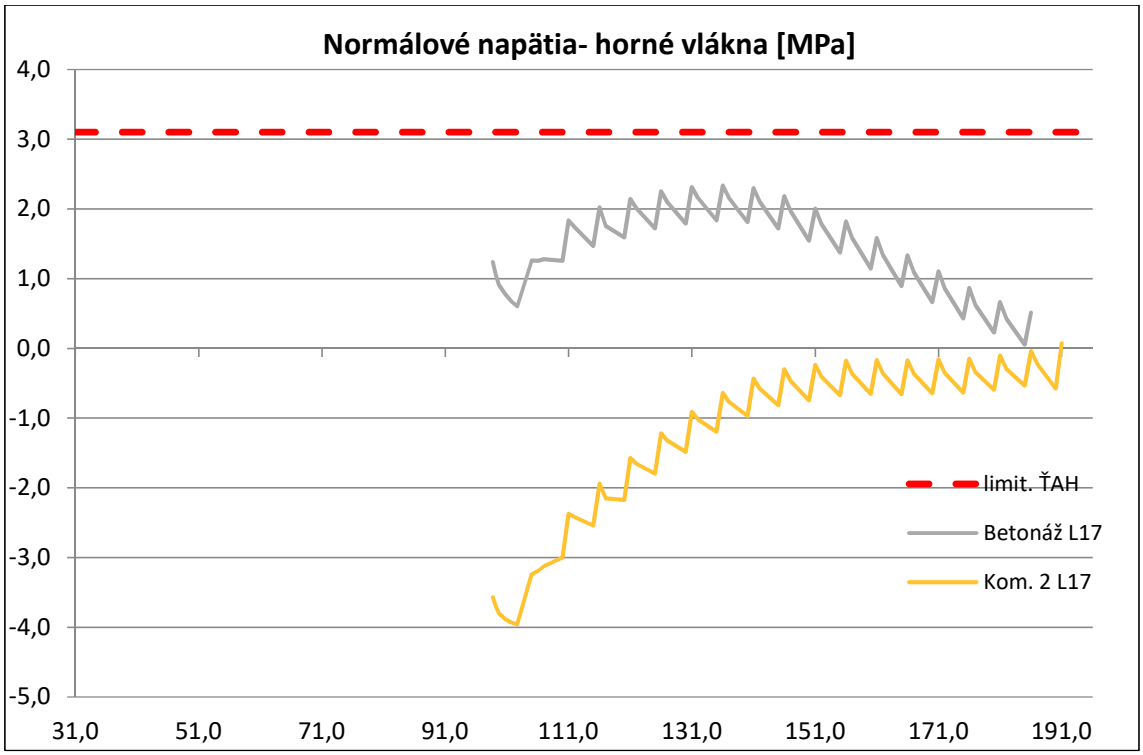
Graf 11: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS10 aL-SS10



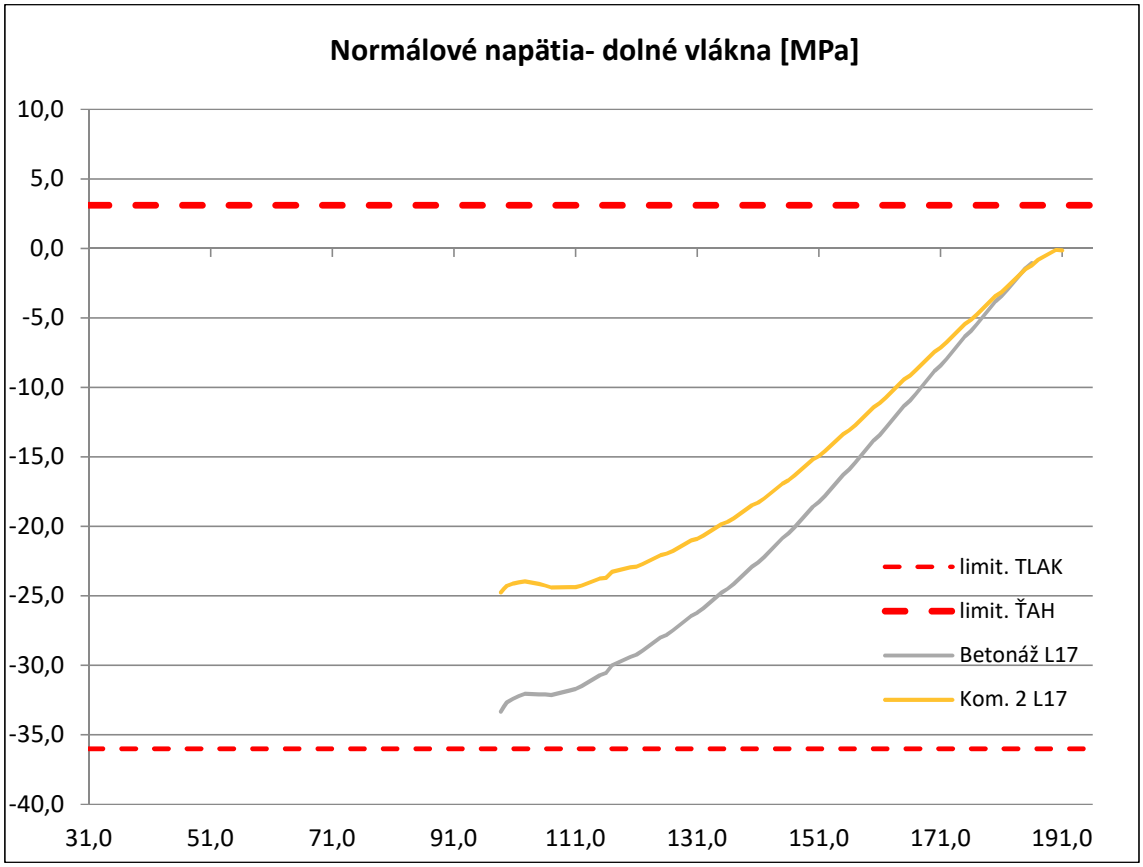
Graf 12: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS11 a L-SS11



Graf 13: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS11 aL-SS11



Graf 14: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS17



Graf 15: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS17

Pri posudzovaní sa sledovali napätia v horných a dolných vláknach, kde za podmienky, že v kvázistálej kombinácii bude dodržaná dekompresia sa posudzovala charakteristická kombinácia. Pre charakteristickú kombináciu sa posudzovalo maximálne ťahové napätie hodnotou 5% kvantilu pevnosti betónu v ťahu. Tlakové napätia sa posudzovali na maximálnu hodnotu 0,6 charakteristickej valcovej pevnosti betónu v tlaku. V priebehu výstavby bola posúdená charakteristická kombinácia na konštrukcii od zárodku až po lamelu L-SS11 vo vedľajšom poli a po lamelu L-MS17 v hlavnom poli. Bol použitý betón C60/75. Pri posudzovaní sa ukázalo, že pre návrh sú rozhodujúce kombinácia 4 (betonáž lamiel) a kombinácia 2. Kritická hodnota napätia v tlaku bola dosiahnutá pri betonáži lamely 17 v hlavnom poli, v dolných vláknach a dosiahla hodnotu -35,2 MPa. Najväčšia ťahová hodnota vznikla v rovnakej fáze výstavby ale v horných vláknach a jej hodnota bola +2,55 MPa. Maximálne vypočítané napätia počas výstavby a limitné hodnoty:

$$\sigma_{c,h} = +2{,}55\ MPa < \sigma_{c,h,lim} = +3{,}1\ MPa$$

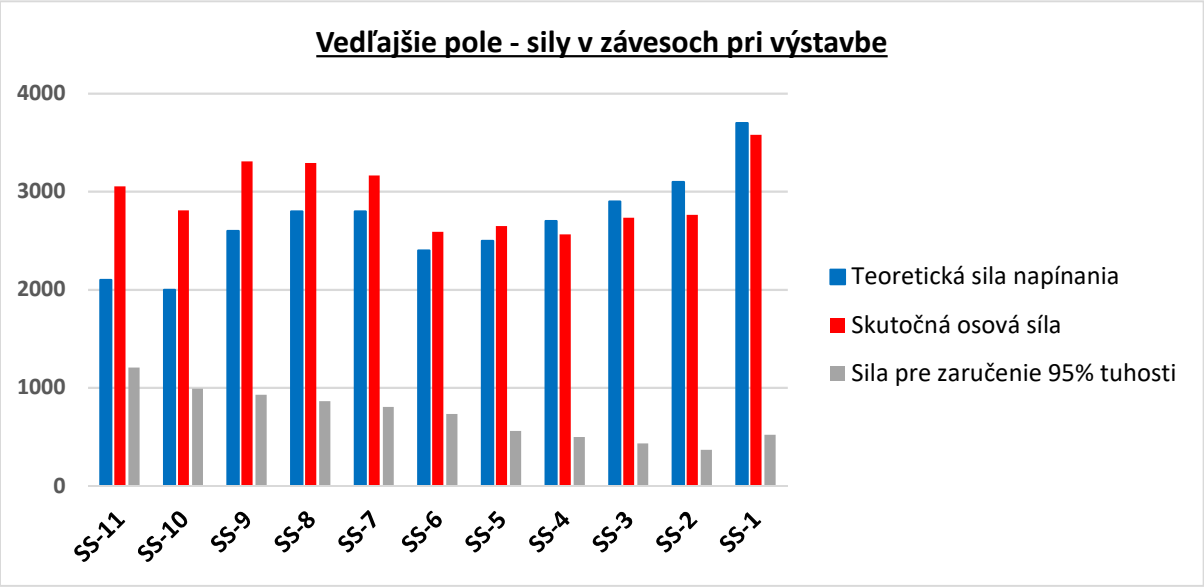
$$\sigma_{c,d} = -35{,}2\ MPa < \sigma_{c,d.lim} = -36{,}0\ MPa$$

Z grafov je zrejmé, že skoro všetky fáze výstavby vyhoveli napäťovým kritériám s veľkými rezervami. Je to z toho dôvodu, že bola aplikovaná metóda inverzného posudzovania fáz výstavby kvôli veľmi zložitým podmienkam pri posudzovaní konštrukcie v konečnom štádiu. Ďalším dôvodom použitia tejto metódy je snaha o čo najmenší počet napínania lán, prvý krát sa lano napína hneď po zatvrdnutí lamely, do ktorej je kotvené a druhý krát sa laná dopínajú po dokončení výstavby nosnej konštrukcie. Dĺžka výstavby mosta je pomerne dlhá a tak vnútorné sily z výstavby veľkou mierou ovplyvňujú finálny stav mosta. Bližšie odôvodnenie závislosti redistribúcie síl na čase je vysvetlené v nasledujúcej kapitole.

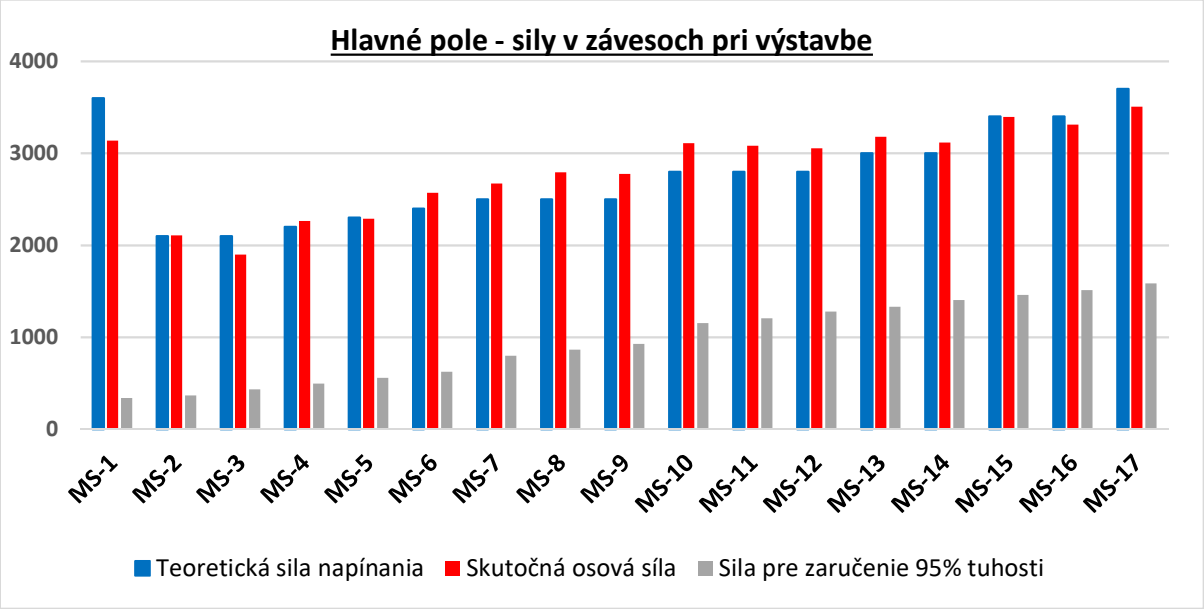
Postup výpočtu bol nasledovný:

- Navrhli sa vahadlové kabely a sily v lanách pri klasickom výpočte výstavby smerom od zárodku ku oporám
- Posúdili sa napätia vo fázach výstavby
- Spojili sa vnútorné sily z výstavby a z konečného statického stavu konštrukcie
- Vyladili sa predpätia vo finálnom stave
- Spätne sa odoberali laná a lamely, sledovali sa napäťové kritéria v každej fáze výstavby a zmenšovali sa sily v závesoch aby boli dodržané napäťové kritéria

Ďalším dôležitým aspektom pri posudzovaní bolo dodržanie lineárneho chovania lán. Pre každé lano bola vyčíslená minimálna osová sila pre zaručenie 95% tuhosti a tieto limitné hodnoty bolo potrebné dodržať počas celej doby výstavby aby sa celá konštrukcia chovala lineárne a platil princíp superpozície. Predpínacie sily použité pre napínanie závesov v priebehu výstavby:



Graf 16: Sily v závesoch vo vedľajšom poli pred spojením s konštrukciou na skruži



Graf 17: Sily v závesoch v hlavnom poli pred spojením s konštrukciou na skruži

V nasledujúcej tabuľke sú vyčíslené sily v jednotlivých fázach výstavby a ich minimálne hodnoty pre posúdenie lineárneho chovania.

	Síla v závesoch pri výstavbe [kN]															
	SS-16	SS-15	SS-14	SS-13	SS-12	SS-11	SS-10	SS-09	SS-08	SS-07	SS-06	SS-05	SS-04	SS-03	SS-02	SS-01
Lamela 01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3542
Lamela 02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2792	3389
Lamela 03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2772	2675	3211
Lamela 04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2514	2738	2637	3143
Lamela 05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2516	2517	2720	2610	3082
Lamela 06	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2386	2575	2557	2740	2613	3060
Lamela 07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2801	2376	2559	2529	2707	2572	2986
Lamela 08	0	0	0	0	0	0	0	0	2791	2823	2385	2556	2519	2683	2603	3164
Lamela 09	0	0	0	0	0	0	0	2686	2864	2885	2426	2577	2524	2698	2701	3426
Lamela 10	0	0	0	0	0	0	2212	2899	3053	3043	2556	2659	2578	2724	2700	3388
Lamela 11	0	0	0	0	0	2211	2296	2974	3117	3102	2608	2695	2610	2750	2721	3422
Lamela 12	0	0	0	0	2744	2235	2304	2973	3108	3085	2588	2681	2596	2743	2718	3424
Lamela 13	0	0	0	1930	2944	2403	2423	3070	3181	3143	2634	2710	2625	2769	2746	3475
Lamela 14	0	0	1713	2209	3179	2587	2545	3161	3243	3186	2662	2726	2639	2788	2772	3532
Lamela 15	0	2055	2034	2464	3359	2695	2584	3159	3208	3130	2596	2671	2596	2762	2772	3571
Lamela 16	2156	2417	2354	2703	3502	2757	2574	3102	3116	3014	2474	2573	2514	2707	2751	3585
Lamela 17	2378	2694	2686	3042	3823	3054	2808	3308	3292	3163	2590	2649	2565	2734	2762	3578
Minimálna sila v priebehu výstavby	**2156**	**2055**	**1713**	**1930**	**2744**	**2211**	**2212**	**2686**	**2791**	**2801**	**2376**	**2516**	**2514**	**2683**	**2572**	**2986**
Sila v závese pre zaručenie 95% tuhosti [kN]	**1950**	**1460**	**1400**	**1340**	**1280**	**1206**	**990**	**930**	**864**	**804**	**732**	**560**	**496**	**432**	**368**	**520**
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabuľka 7: Kontrola síl v závesoch vo vedľajšom poli počas výstavby

9.3 Analýza Medzného stavu použiteľnosti na finálnom stave konštrukcie s vplyvom výstavby

Vnútorné sily boli vypočítané v programe SCIA Engineering, výpočet napätí a posúdenie konštrukcie boli prevedené v programe Microsoft Excel. Bol vytvorený model finálneho statického stavu mosta, z ktorého vnútorné sily boli kombinované s vnútornými silami z postupu výstavby.

9.3.1 Postup výpočtu

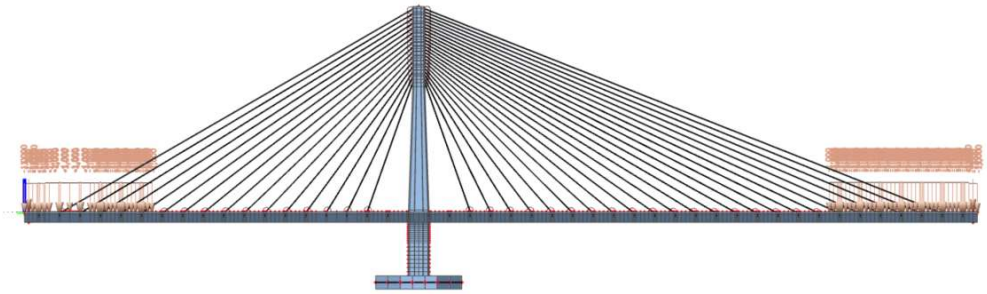
Pri posúdení výstavby bola vytvorená kombinácia 1 , ktorá neobsahuje zaťaženie od vozíka ani montážneho zaťaženia. Obsahuje len charakteristickú kombináciu stáleho zaťaženia potrebnú pre ďalšiu analýzu.

Veľký vplyv na vnútorné sily na konečnom statickom systéme od výstavby má fáza v čase spájania s konštrukciou na skruži. Konkrétne uloženie betonárskeho vozíka a čas napínania závesu poslednej letmo betónovanej lamely (záves SS-12 vo vedľajšom poli a záves MS-18 v hlavnom poli). V hlavnom aj vo vedľajšom poli je uvažované uloženia betonárskeho vozíka posledných letmo betónovaných lamiel z časti na konštrukcii na skruži a z časti na konštrukcii vahadla. Tým sa pri výstavbe jednoduchšie dosiahne spojenie a vahadlo je menej namáhané od vlastnej tiaže vozíka a čerstvého betónu lamely.

Čas napínania závesu poslednej letmo betónovanej lamely je rozdielny pre hlavné a vedľajšie pole. U dokončovania vedľajšieho poľa sa uvažuje napnutie závesu až po spojení konštrukcií. Je to z toho dôvodu, že vedľajšie pole je vo finálnom statickom usporiadaní namáhané záporným ohybovým momentom v poli a kladným v mieste zárodku spôsobeného deformáciou pylónu od zaťaženia v dlhšom hlavnom poli. Výhoda spočíva v menšom ohybovom namáhaniu konštrukcie, pretože ak by sme záves napli pred spojením, tak by sila zo závesu spôsobila nárast kladného ohybového momentu v mieste zárodku, čo je rovnaký nepriaznivý účinok, ktorý nastáva u finálnej konštrukcie. Logicky vyplýva, že v hlavnom poli je tento efekt opačný a tak je záves poslednej letmo betónovanej lamely hlavného poľa napínaný pred dokončením škáry s konštrukciou na skruži.

Ďalším krokom bolo vytvorenie modelu finálneho statického systému mosta v programe SCIA Engineering. Most bol zaťažený vlastnou tiažou, ostatným stálym a premenným zaťažením (doprava, teplota, vietor). Boli vytvorené dva špeciálne zaťažovacie stavy pre zohľadnenie

postupu výstavby. Prvý bol na dopnutie závesov na finálne osové sily a druhý zahrňuje vlastnú tiaž konštrukcie postavanej na skruži.



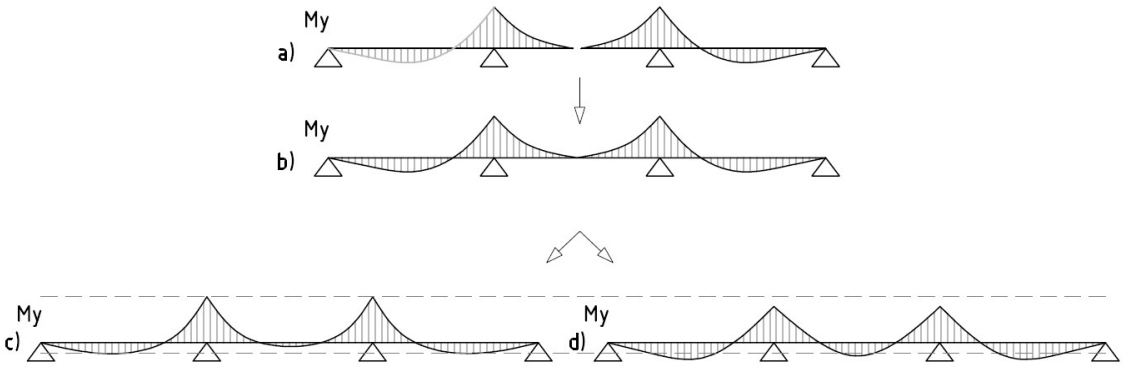
Obrázok 36: Zaťažovací stav: vlastná tiaž nosnej konštrukcie postavenej na skruži.

Spočítané vnútorné sily z finálneho modelu boli exportované do programu Microsoft Excel, kde sa spojili s vnútornými silami z výstavby a boli spočítané kombinácie pre posúdenie.

9.3.2 Redistribúcia vnútorných síl

Pri výpočte vnútorných síl na konštrukcii bolo potrebné vziať do úvahy postup výstavby. Konštrukcia mosta v priebehu výstavby mení svoje statické pôsobenie a to v dobe spojenia letmo betónovanej konštrukcie s konštrukciou betónovanou na skruži. Po spojení a aktivovaniu finálneho statického stavu začne dochádzať k redistribúcii vnútorných síl na konštrukcii z dôvodu reologických zmien betónu ako je zmršťovanie a dotvarovanie. Tieto javy charakteristické pre betón sú závislé na materiálových charakteristikách betónu, dlhodobého zaťaženia konštrukcie a čase, v ktorom sa posudzujú. Ich charakter priebehu má približne exponenciálnu krivku, to znamená, že reologické zmeny majú veľký vplyv v počiatočných štádiách tvrdnutia mladého betónu a časom sa zmenšuje ich vplyv až na nulu.

Na nasledujúcom obrázku je princíp redistribúcie vnútorných síl po spojení dvoch častí konštrukcie graficky zobrazený na jednoduchom spojitom nosníku. Veľkú vplyv na redistribúciu má čas, v ktorom bola konštrukcia spojená. Na obrázku sú dva rozdielne stavy v čase na konci životnosti nosníka, prvý stav znázorňuje priebeh ohybového momentu pri neskorom spojení konštrukcie. Pred spojením nosníkov prebehli hlavné reologické zmeny a po spojení dochádza k minimálnej zmene vnútorných síl. Pri druhom stave došlo k spojeniu nosníkov v mladom veku betónu, kde ešte neprebehla podstatná časť deformácii od zmršťovania a dotvarovania. Z obrázku je vidieť, že priebeh ohybového momentu na konci životnosti sa výrazne zmenil a je viac podobný priebehu momentu na klasickom spojitom nosníku bez vplyvu výstavby.



Obrázok 37: Priebeh ohybového momentu My: a) pred spojením konštrukcií, b) tesne po spojení konštrukcií, c) na konci životnosti, spojenie prebehlo po uplynutí väčšej časti reologických zmien, d) na konci životnosti, spojenie prebehlo v mladom veku betónu

Pri letmej betonáži je potrebné dodržať technologický postup tuhnutia a tvrdnutia betónu, čo spôsobuje dlhší čas výstavby. S ohľadom na to sa dá predpokladať, že väčšia časť reologických zmien prebehne vo fázach výstavby pred spojením a aktivovaním finálneho statického stavu. Zvolené tak boli súčinitele, pomocou ktorých sa zohľadňovala redistribúcia síl v konštrukcii v závislosti na čase posúdenia. Pri kombináciách posudzovania sa tak vynásobili vnútorné sily týmito súčiniteľmi. Posudzované obdobia boli v začiatku užívania konštrukcie a na konci životnosti. Súčiniteľ pre vnútorné sily od výstavby je R_v a od konečného stavu je R_k. Použité súčinitele sú:

Začiatok užívania mosta:

- $R_v = 0{,}90$
- $R_k = 0{,}15$

Koniec životnosti mosta:

- $R_v = 0{,}80$
- $R_k = 0{,}25$

Súčet hodnôt súčiniteľov R_v a R_k v posudzovanom čase je väčší ako 1,0. Je to z dôvodu predpätia konštrukcie a jeho sekundárnych účinkov (pri zmene predpätia sa sekundárne účinky na konštrukciu nemenia rovnakým pomerom ako primárne), preto súčet súčiniteľov je rovný 1,05. Pre klasickú železobetónovú konštrukciu bez predpätia by sa tento súčet rovnal 1,0.

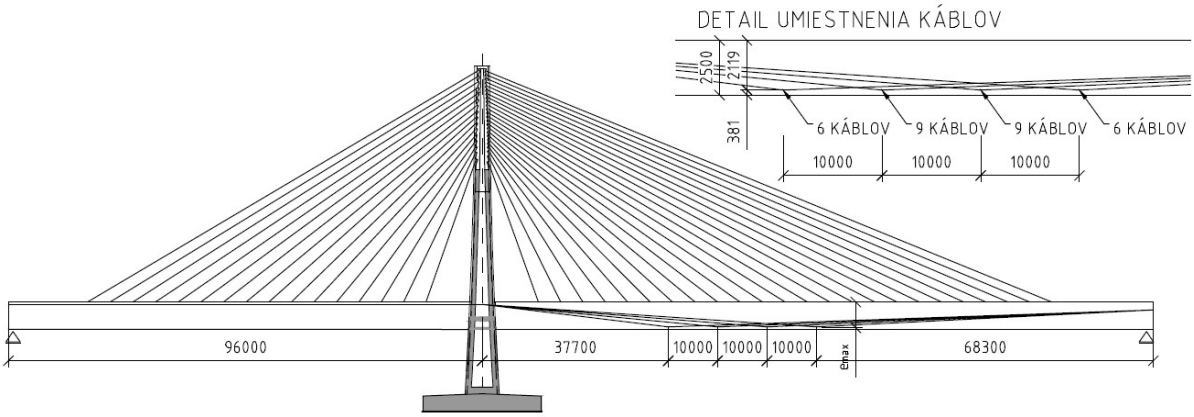
9.3.3 Predpätie na finálnom stave konštrukcie

9.3.3.1 Poloha a typ predpätia

V prvotnom návrhu mosta po dokončení nosnej konštrukcie boli uvažované káble bez súdržnosti, ktorých trajektória mala zaručiť spolu so závesmi a vahadlovými káblami vyrovnanie nepriaznivých účinkov asymetrie mosta a dodržanie napäťových kritérií. V priebehu posudzovania sa ale ukázalo ,že ani množstvom ani geometriou káblov bez súdržnosti sa nepodarí tieto kritéria splniť. Pri snahe o eliminovanie ťahových napätí v strede rozpätia u dolných vlákien zvýšením počtu káblov sa prekročil tlakový limit napätia v zárodku a naopak. Tak bolo dodatočne navrhnuté prepätie v strednej časti hlavného poľa, ktoré znižuje namáhanie od ohybového momentu v tomto mieste a zároveň nezvyšuje tlakové napätie v mieste zárodku. Všetky navrhnuté káble sú 12-lanové.

Káble bez súdržnosti

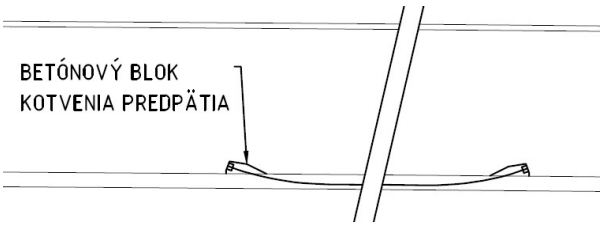
Z dôvodu subtílneho prierezu nosnej konštrukcie nebolo možné umiestniť káble do stien komorového nosníka a preto sa navrhli káble bez súdržnosti. Geometria predpätia je zaručená deviátormi so sedlami, cez ktoré sú káble vedené. Vedenie káblov je navrhnuté tak aby zmenšovalo účinky od stáleho zaťaženia. V hlavnom poli je využitá maximálna excentricita pri spodnej doske a vo vedľajšom poli zase maximálna excentricita pri hornej doske. Celkový počet káblov je 30 a sú rozdelené do 4 zväzkov (6 + 6 + 9 + 9), ktoré sa mierne líšia geometriou aby pokryli väčšiu oblasť pri dolnom povrchu v hlavnom poli.



Obrázok 38: Rozmiestnenie káblov bez súdržnosti v pozdĺžnom smere

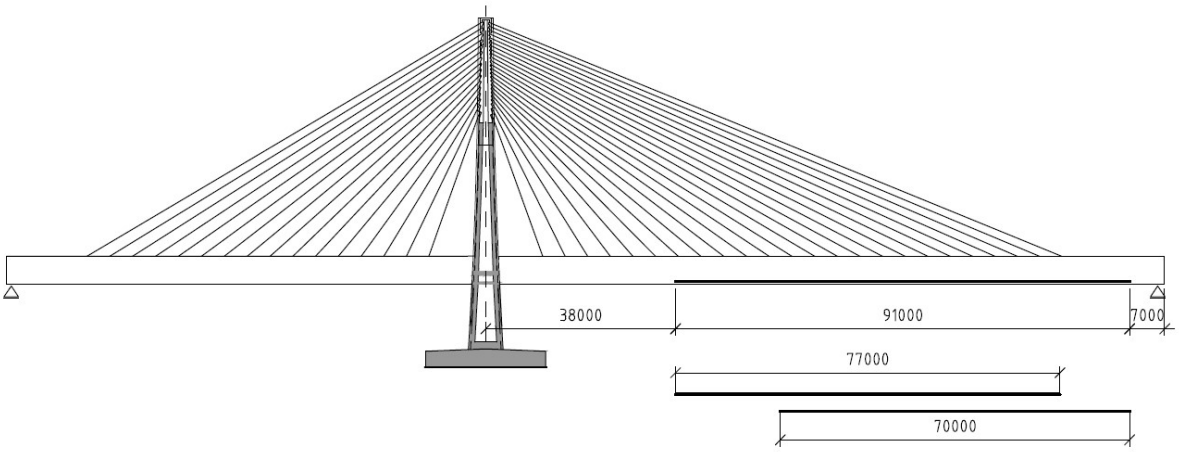
Poľové káble

Tieto káble sú navrhnuté ako dopĺňajúce predpätie ku káblom bez súdržnosti, ktoré sú umiestnené v strednej časti hlavného poľa. Káble sú vedené v dolnej doske ako káble so súdržnosťou a na krajoch sú vyvedené nahor do komory, kde sú kotvené do betónových blokov. Veľkou výhodou je, že káble vnášajú moment a normálovú silu iba v určitej časti konštrukcie a tak neznižujú tlakovú kapacitu prierezu v miestach nad podporami.



Obrázok 39: Kotvenie predpätia poľových káblov

Bolo navrhnutých 20 káblov , ktoré boli rozdelené do dvoch zväzkov po 10 káblov. 10 káblov je dĺžky 77 metrov a druhých 10 je dĺžky 70 metrov. Ich poloha je zobrazená na nasledujúcom obrázku.



Obrázok 40: Poloha predpínacích poľových káblov

9.3.3.2 Straty predpätia

V rámci zjednodušenia boli straty predpätia odhadnuté podľa typu a charakteru predpätia. Straty predpätia sa uvažujú rozdielnymi hodnotami pre vahadlové káble, káble bez súdržnosti, poľové káble a závesy. U predpínia sa uvažujú tieto straty predpätia:

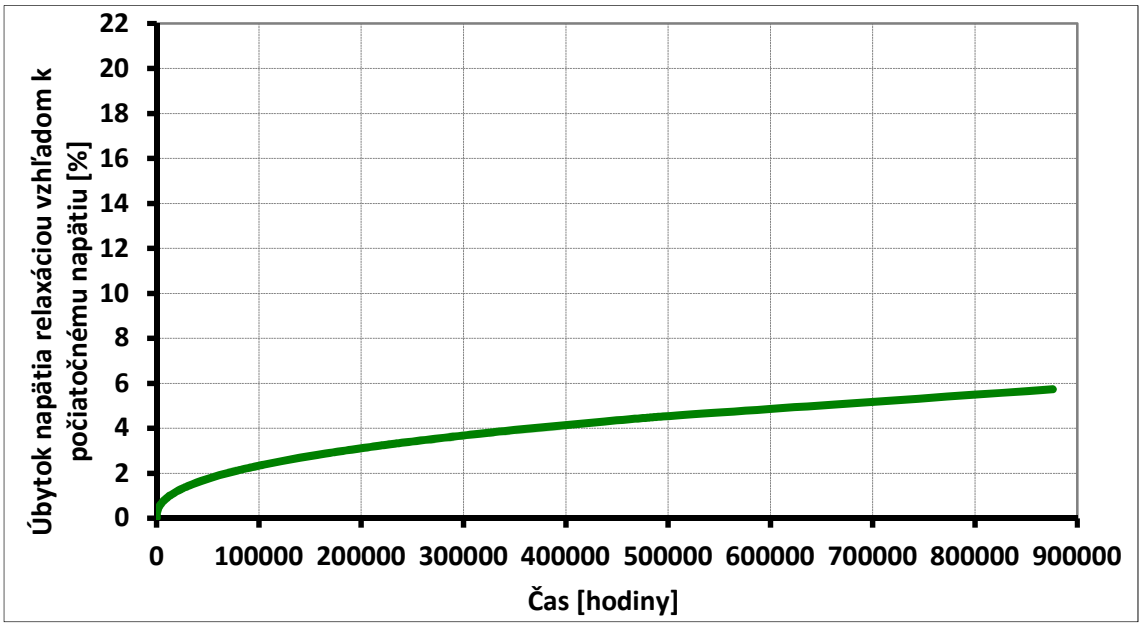
1. **Krátkodobé –** sú trením medzi káblom a káblovým kanálikom, preklzom v kotve, pružným pretvorením betónu (poprípade stlačením škár) , postupným predpínaním

2. **Dlhodobé –** sú relaxáciou predpínacej výstuže, zmršťovaním a dotvarovaním betónu, pružné pretvorenie betónu spôsobené premenným zaťažením

Priebeh vahadlových káblov je bez výrazných zakrivení a preto straty trením majú menšiu hodnotu, uvažujú sa hlavne straty preklzom v kotve, stlačením spár medzi jednotlivými lamelami a straty dotvarovaním a zmršťovaním betónu. Hodnota strát vahadlových káblov bola odhadnutá na 6% počas výstavby a celkovo na 15% na konci životnosti.

U káblov bez súdržnosti, ktoré sú aplikované na konštrukciu až po dokončení nosnej konštrukcie je potrebné vziať do úvahy ich geometriu vedenia. V miestach vrcholov zakrivenia predpínacej výstuže vzniká veľké trenie a tým aj veľké straty. Hodnota strát bola uvažovaná 15%.

Závesy sú rovné káble bez súdržnosti. Najväčší vplyv majú straty od relaxácie oceli, straty trenia sú nulové. Relaxácia výstuže závisí od počiatočného napätia v závese. Podľa katalógu VSL je medzná hodnota pre MSP 836 MPa čo je približne 0,45% pevnosti lana v ťahu. Pri výpočte strát bolo bezpečne uvažované maximálne napätie na tejto hodnote pre každé lano. U všetkých závesov sa tak uvažuje s hodnotou strát 5,8%.

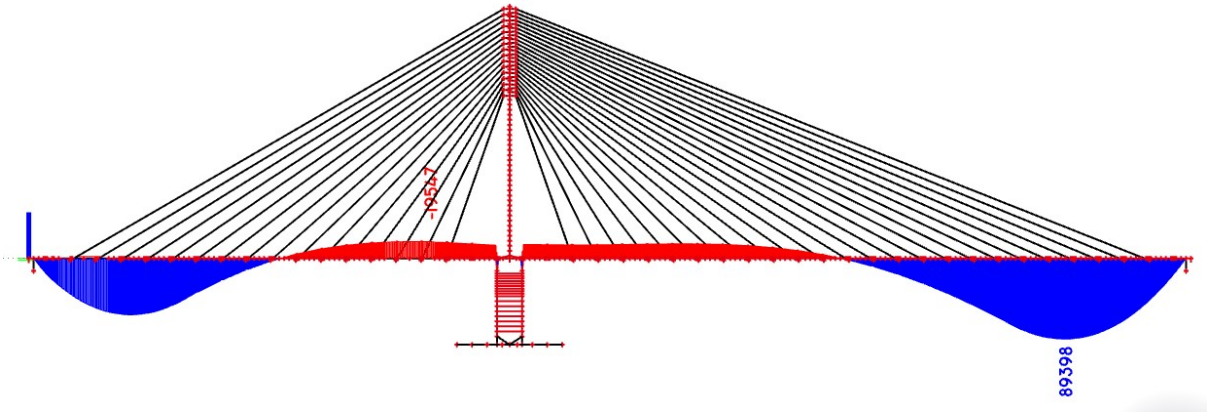


Obrázok 41: Vývoj strát relaxáciou oceli v závesoch

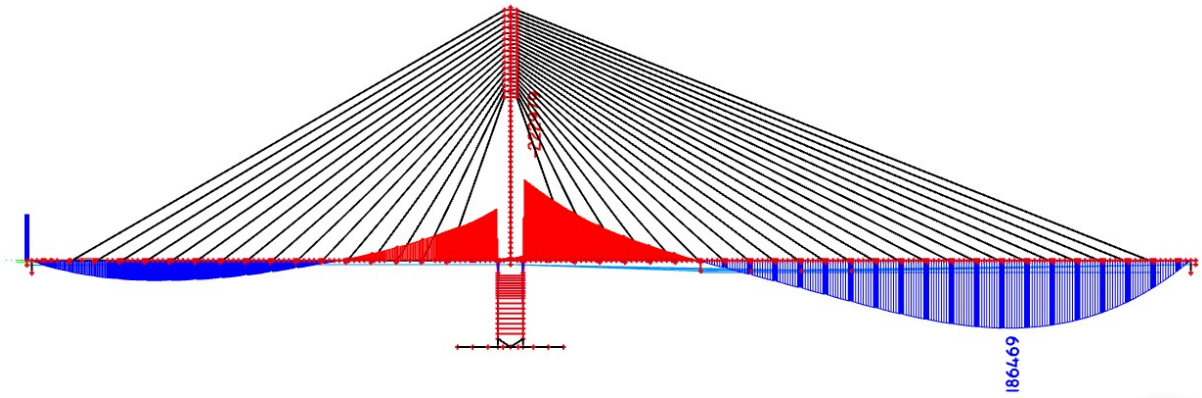
9.3.4 Vnútorné sily na finálnom statickom systéme

Vnútorné sily na konštrukcii boli vypočítané v programe Scia Engineering pomocou 2D prútového modelu mosta. Pre prehľadnosť sú vykreslené len pre nás dôležité vnútorné sily, kde sú číselne vyobrazené globálne extrémy.

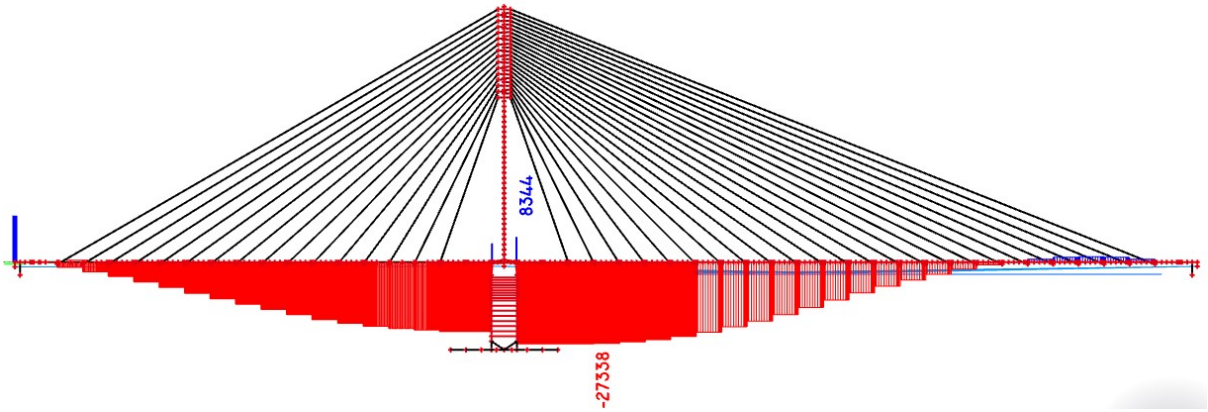
9.3.4.1 Stále zaťaženie



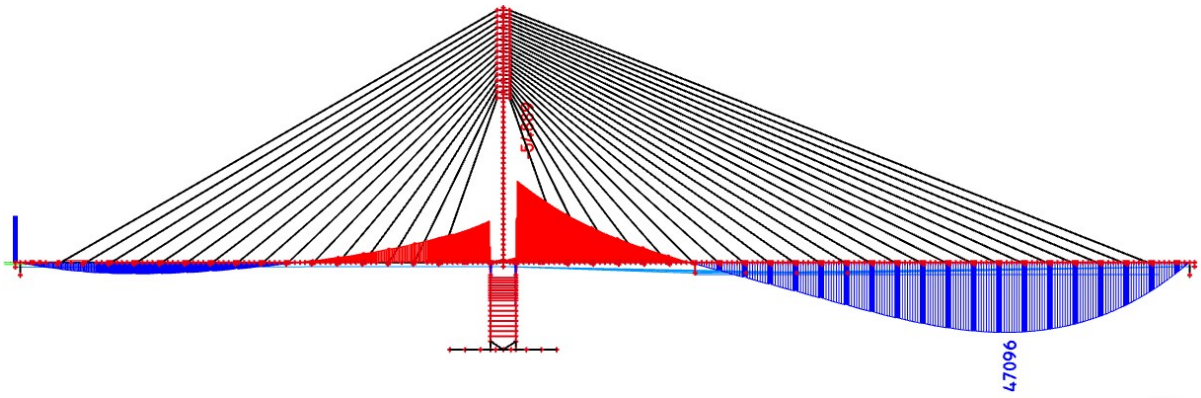
Obrázok 42: Ohybový moment My od vlastnej tiaže konštrukcie postavenej na skruži



Obrázok 43: Ohybový moment My od vlastnej tiaže celej konštrukcie

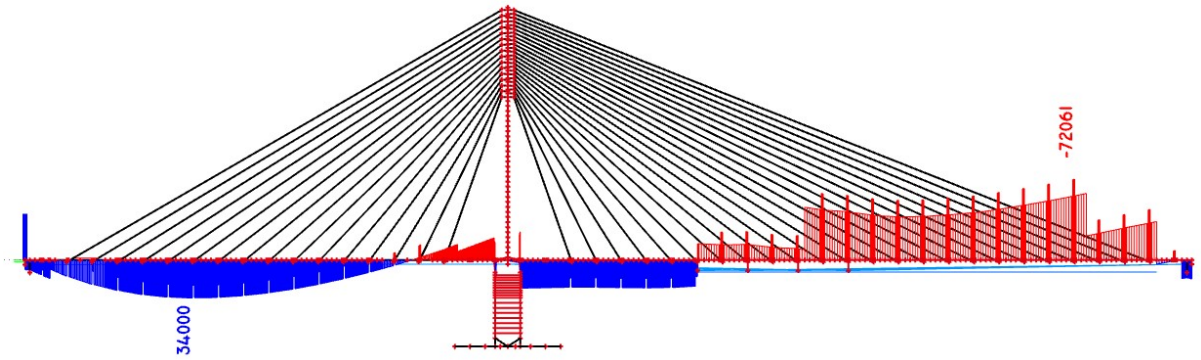


Obrázok 44: Normálová sila od vlastnej tiaže celej konštrukcie

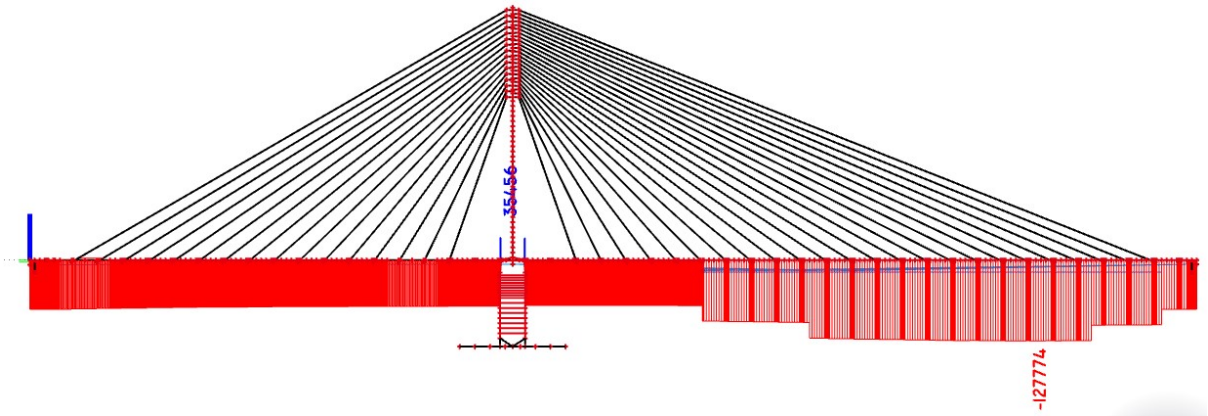


Obrázok 45: Ohybový moment My od Ostatného stáleho zaťaženia

9.3.4.2 Predpätie

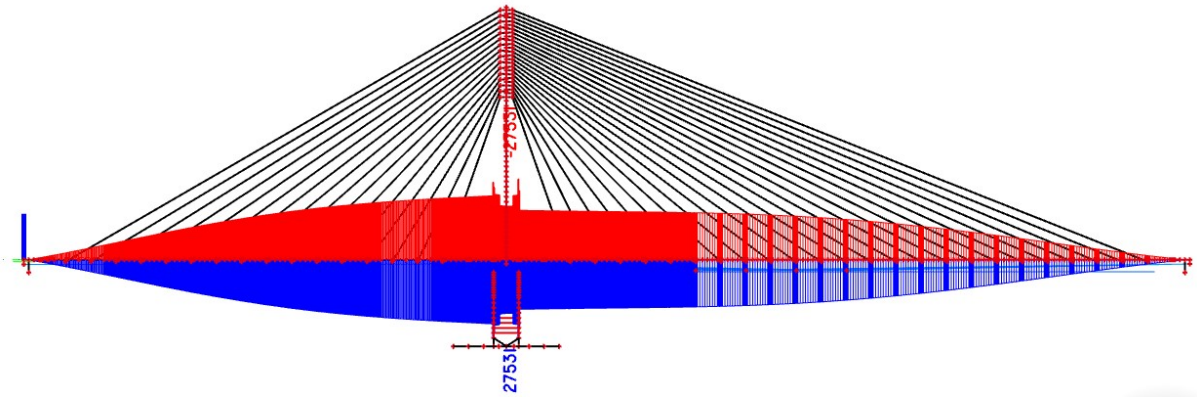


Obrázok 46: Ohybový moment My od predpätia káblov bez súdržnosti a poľových káblov

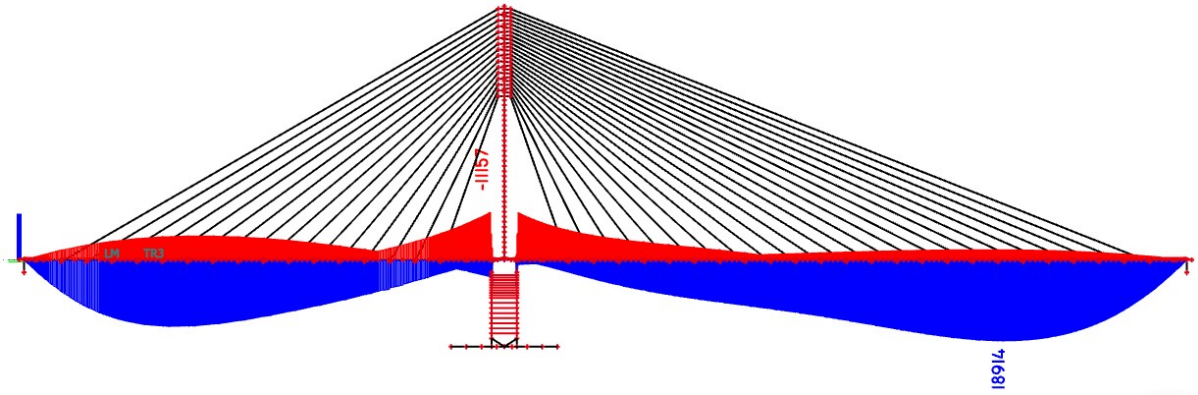


Obrázok 47: Normálová sila od predpätia káblov bez súdržnosti a poľových káblov

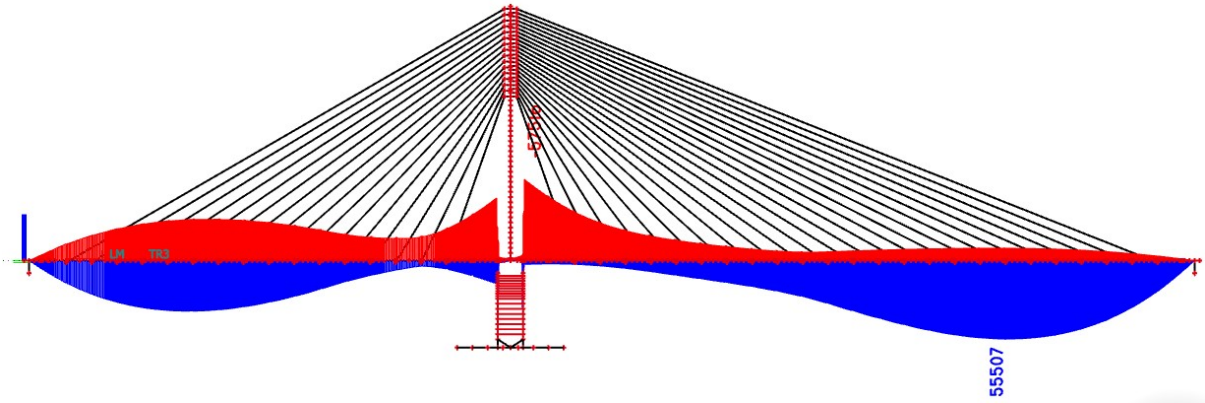
9.3.4.3 Premenné zaťaženie



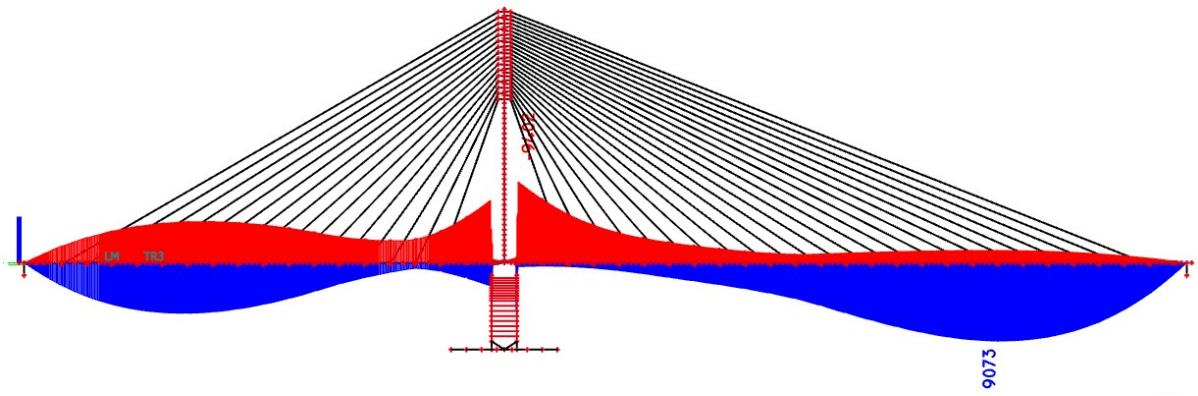
Obrázok 48: Obálka ohybového momentu od lineárnej zmeny teploty



Obrázok 49: Obálka ohybového moment My od zaťaženie LM1 TS



Obrázok 50: Obálka ohybového momentu My od zaťaženia LM1 UDL



Obrázok 51: Obálka ohybového momentu My od zaťaženia chodcami

9.3.5 Kombinácie

Posudzovali sa kombinácie v Medznom stave použiteľnosti a to kombinácie Kvazistála, Častá a Charakteristická. Pri výpočte vnútorných síl boli použité tieto kombinačné súčinitele:

Tabuľka kombinačných súčiniteľov

Zaťaženie	Typ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
Zaťaženie dopravou	UDL	0,4	0,4	0,0	1,35
	TS	0,75	0,75	0,0	1,35
	Chodci	0,4	0,4	0,0	1,35
Zaťaženie vetrom		0,6	0,2	0,0	1,5
Zaťaženie teplotou		0,0	0,6	0,5	1,5

Tabuľka 8: Hodnoty kombinačných súčiniteľov

Kvazistála kombinácia zaťaženia:

$\sum G_{k,j}$ " + "P" +"$\sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Častá kombinácia zaťaženia:

$\sum G_{k,j}$ " + "P" + "$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$"+"$\sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Charakteristická kombinácia zaťaženia:

$\sum G_{k,j}$ " + "P" + "$Q_{k,1}$"+"$\sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Kombinácie pre medzný stav použiteľnosti boli vyčíslené pre ohybové namáhanie konštrukcie.

9.3.6 Posúdenie

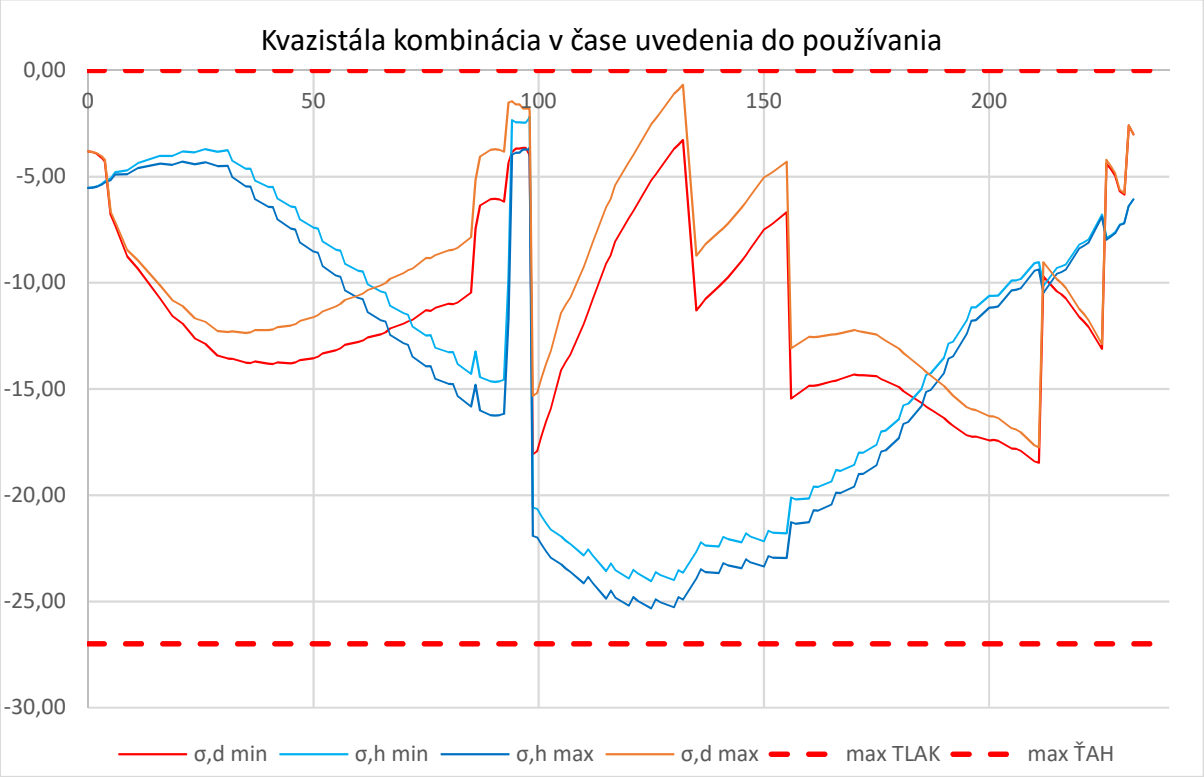
Konštrukcia bola posúdená v medznom stave použiteľnosti na účinky ohybového momentu a normálovej sily od zaťažení v kapitole 7. Zaťaženie. V rámci tejto práce bola posúdená len napätosť konštrukcie. Použitý bol betón C60/75. Posúdenie bolo prevedené v dvoch najdôležitejších časových dobách, a to pri uvedeniu do používania a na konci životnosti. Posudky sa líšia hlavne stratami predpätí a súčiniteľmi redistribúcie vnútorných síl z kapitoly 9.3.2 Redistribúcia vnútorných síl. Limity napätí v kvazistálej kombinácii boli uvažované podmienkou

dekompresie a ako 0,45-násobok charakteristickej valcovej pevnosti betónu v tlaku. U kombinácie charakteristickej to boli stredná hodnota pevnosti betónu v ťahu a 0,6-násobok charakteristickej valcovej pevnosti betónu v tlaku.

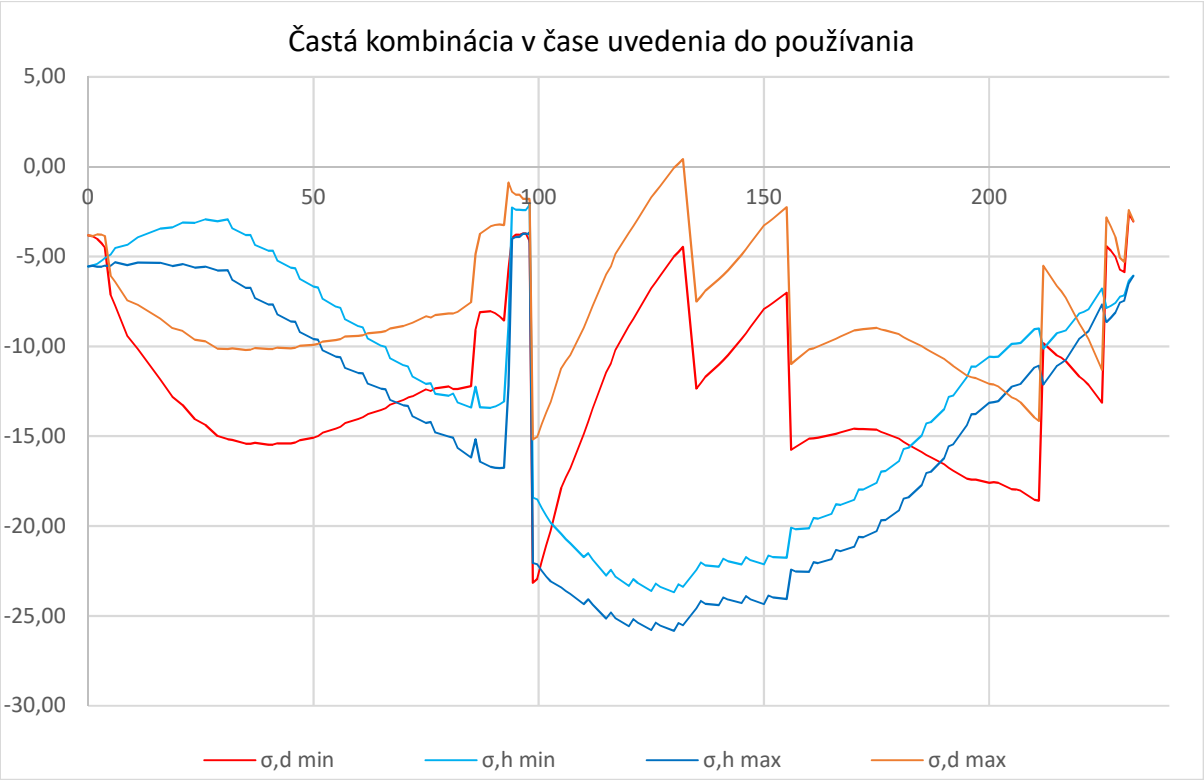
	KVAZ.	CHAR.
TLAK	-27,000	-36,000
	-27,000	-36,000
ŤAH	0,000	4,400
	0,000	4,400

Tabuľka 9: Limity napätí

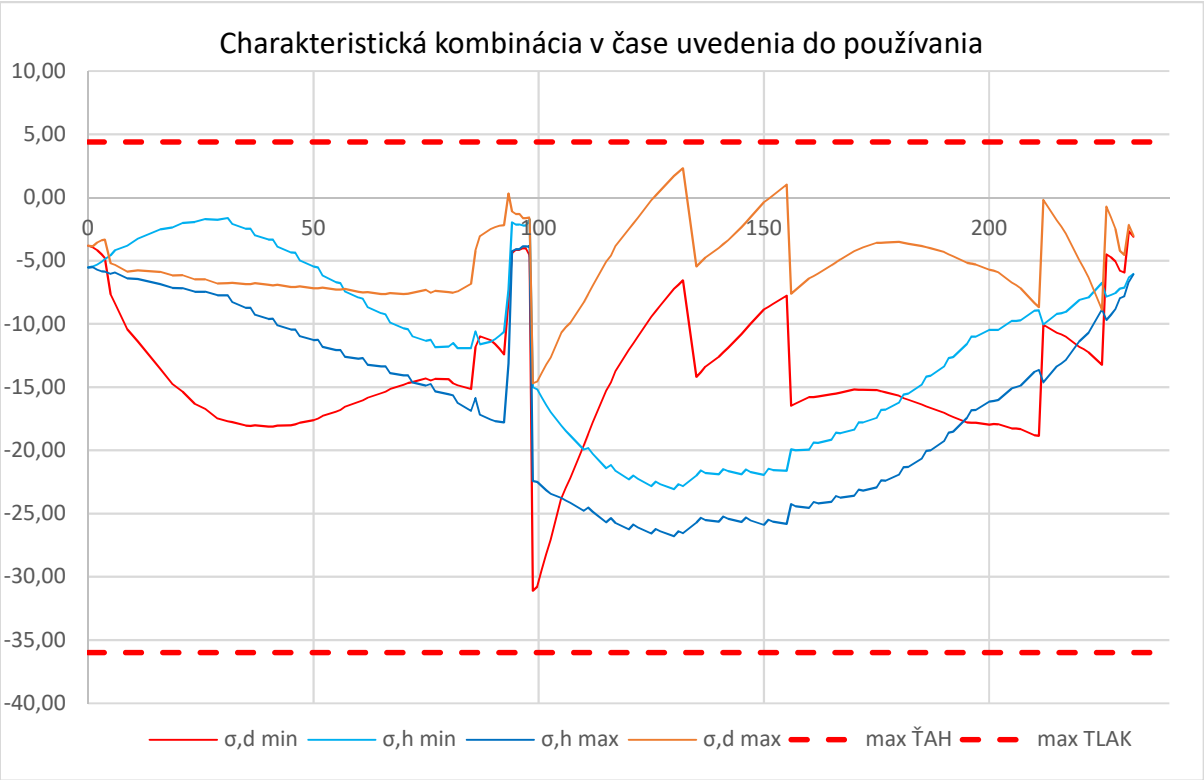
Na nasledujúcich grafoch sú zobrazené vypočítane hodnoty napätí:



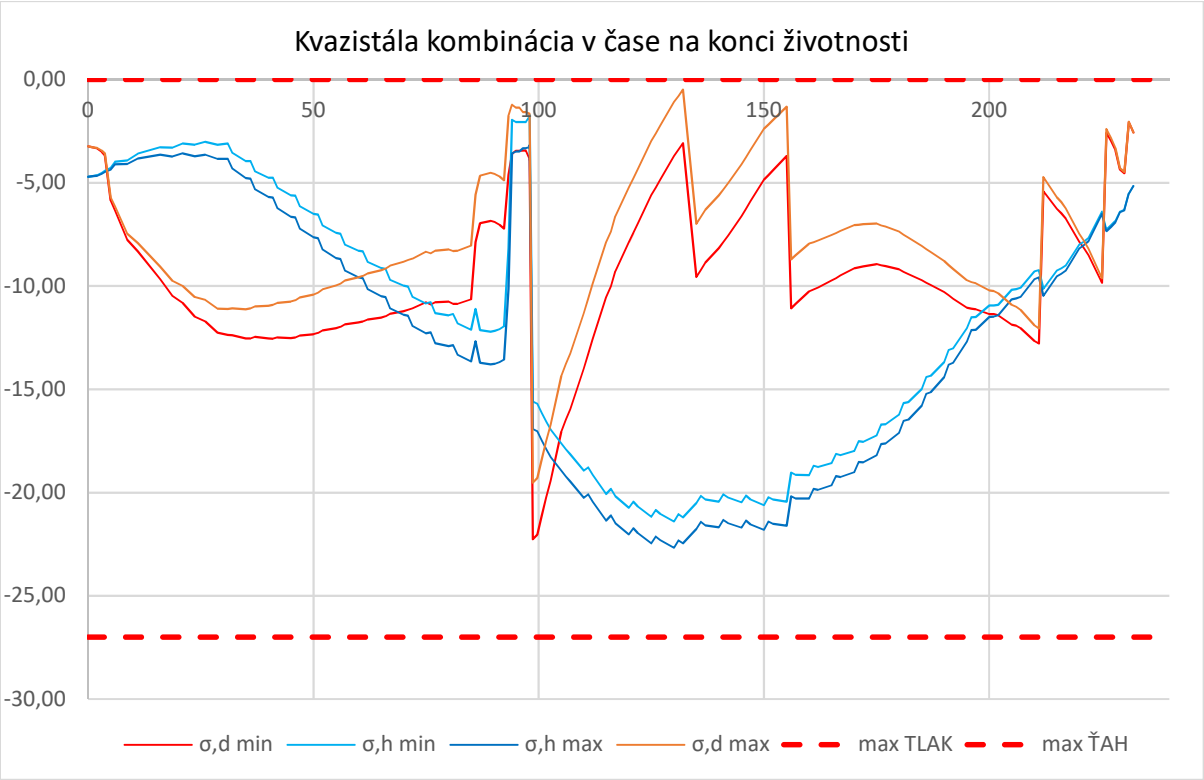
Graf 18: Priebeh napätí v kvazistálej kombinácii v čase uvedenia do používania



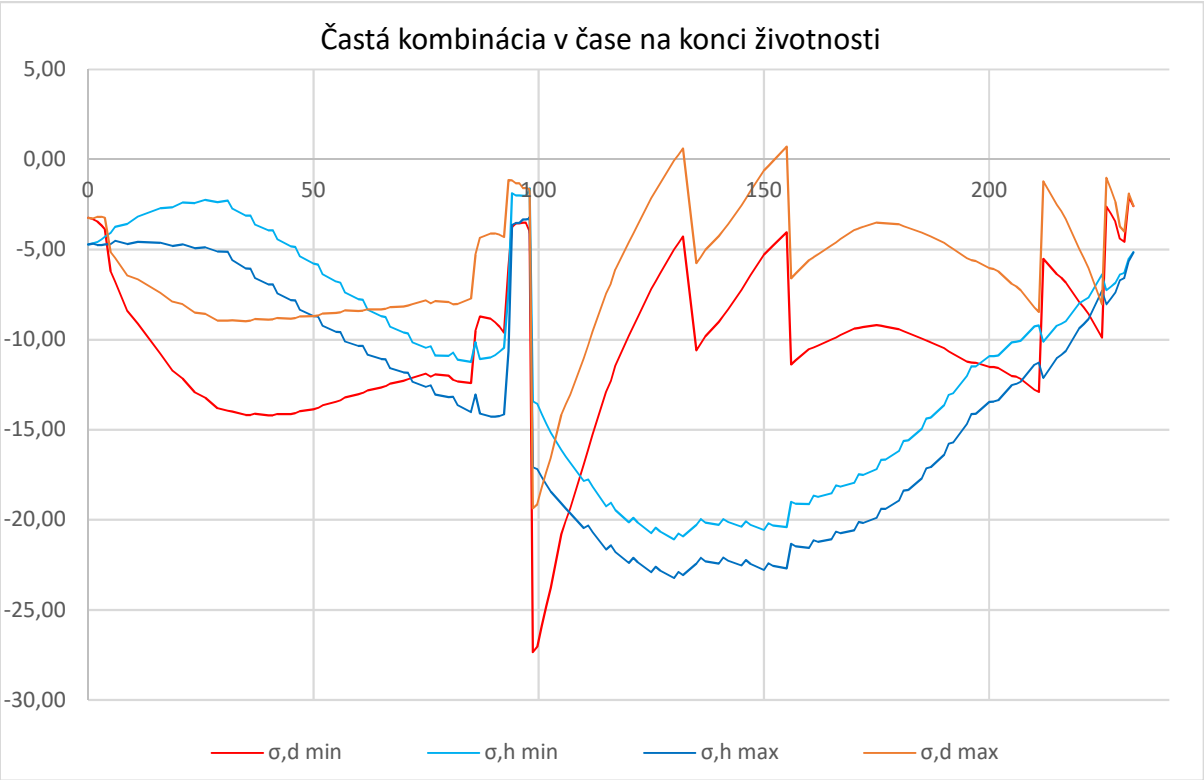
Graf 19: Priebeh napätí v častej kombinácii v čase uvedenia do používania



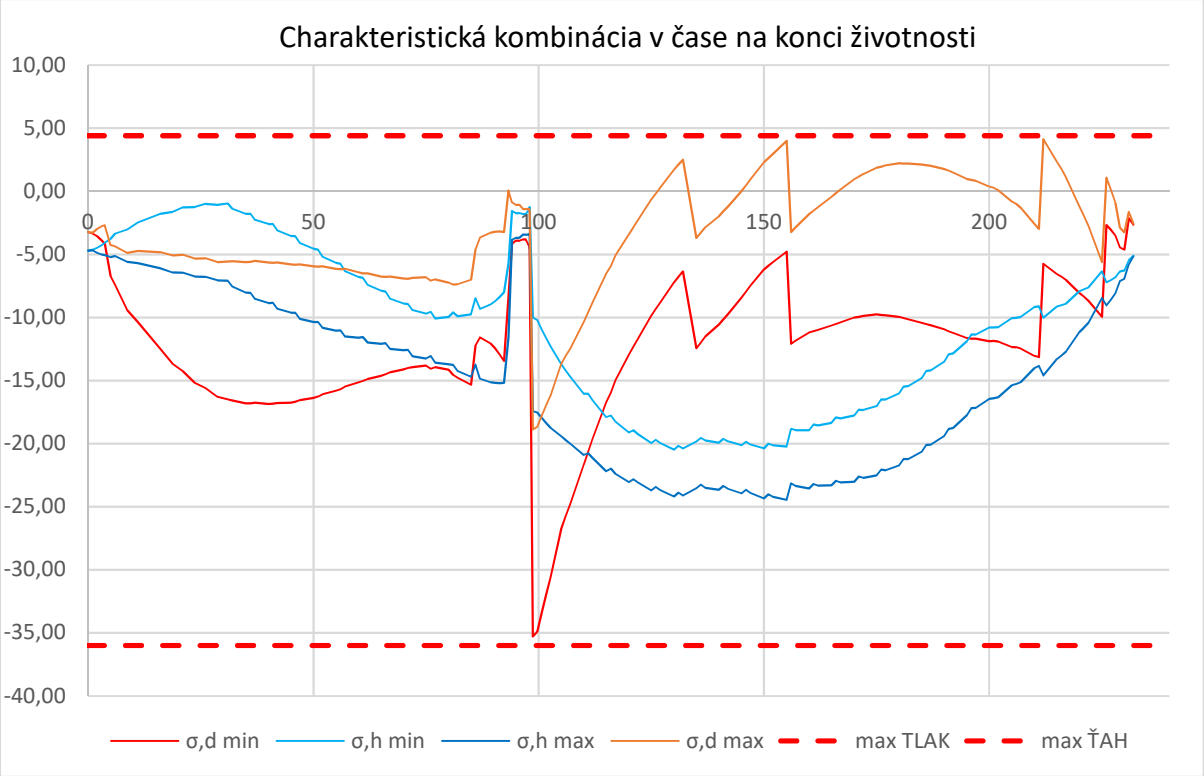
Graf 20: Priebeh napätí v charakteristickej kombinácii v čase uvedenia do používania



Graf 21: Priebeh napätí v kvazistálej kombinácii v čase na konci životnosti



Graf 22: Priebeh napätí v častej kombinácii v čase na konci životnosti



Graf 23: Priebeh napätí v charakteristickej kombinácii v čase na konci životnosti

Napätia v mostovke vyhoveli limitným hodnotám. Najväčšie tlakové a ťahové napätie je na konci životnosti konštrukcie v charakteristickej kombinácii a ich hodnoty sú -35,29 MPa a +4,12 MPa.

10 Posúdenie pylónu

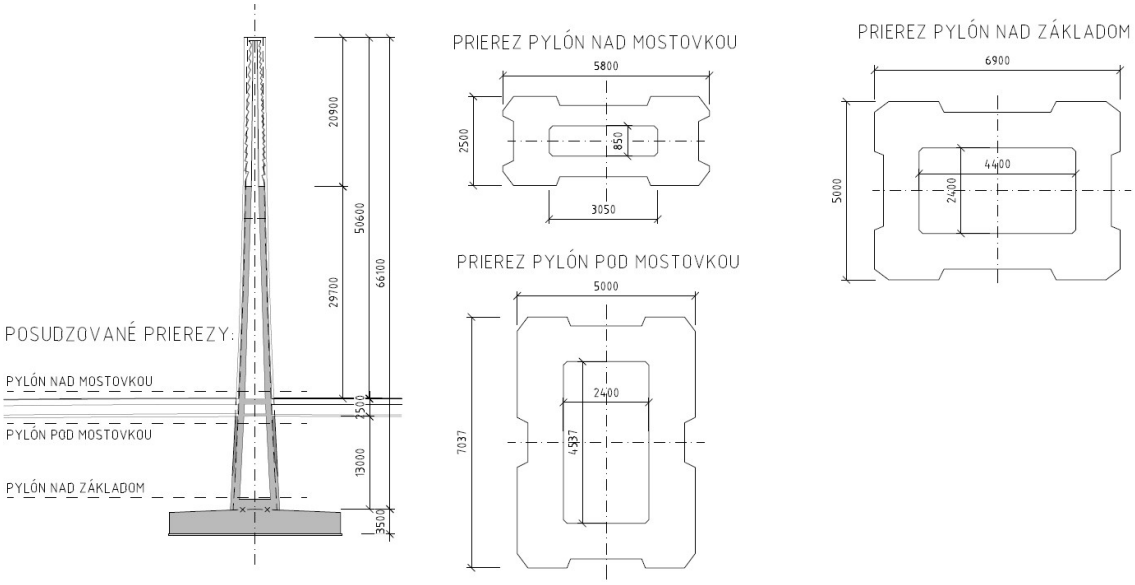
Pylón bol vymodelovaný ako prútový prvok a zaťažený v programe SCIA Engineering spolu s celou konštrukciou mosta. Priečny prierez pylónu je premenný po výške rešpektujúci zvýšené namáhanie smerom k jeho päte. Výška pylónu nad mostovkou je 50,6 m a celková výška od základu je 66,1 m. Pylón je zo železobetónu do výšky 45,2 metra a oceľo-betónový od 45,2 do 66,1 m. Spražená časť je navrhnutá z dôvodu kotvenia závesov.

10.1 Zaťaženie

Pylón bol navrhnutý na účinky stáleho a premenného zaťaženia z kapitoly 7 Zaťaženie. Dôležitým zaťažovacím stavom bolo namáhanie od vetra, ktoré je premenné po výške pylónu. Graf 1: Premenné zaťaženie pozdĺž výšky pylónu z kapitoly 7.3.4 Zaťaženie vetrom znázorňuje priebeh tohto zaťaženia.

10.2 Posudzované prierezy

Pylón bol v posudzovaný v troch betónových rezoch a to v častiach tesne nad mostovkou, tesne pod mostovkou a v časti nad základom.



Obrázok 52: Posudzované prierezy pylónu

10.3 Vnútorné sily

Kombinácie vnútorných síl boli spočítané pre Medzný stav použiteľnosti a Medzný stav únosnosti. V MSÚ boli použité kombinácie 6.10a a 6.10b.

	Kvazistála kombinácia									
	min					max				
Prierez	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**
Nad mostovkou	-93382	0	3903	-104289	0	-93768	0	3929	-105190	0
Nad základom	-111776	0	0	-268517	-41	-112280	0	0	-264392	-44
Pod mostovkou	-105876	0	0	-268517	34	-106380	0	0	-264392	32

	Charakteristická kombinácia									
	min					max				
Prierez	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**
Nad mostovkou	-102456	-80	3846	-144277	2140	-97532	-80	3846	-92529	2140
Nad základom	-121365	-224	-4	-314910	5143	-119396	-224	-4	-264440	5132
Pod mostovkou	-142174	-224	-246	-367441	1751	-113635	-224	-246	-271646	1750

	MSÚ									
	6.10a min					6.10a max				
Prierez	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**
Nad mostovkou	-120236	-119	5881	-176551	3210	-117482	-119	5881	-144057	3210
Nad základom	-151128	-334	-2	-387056	7725	-149987	-334	-2	-355543	7718
Pod mostovkou	-157585	-334	-133	-414478	2612	-142108	-334	-133	-360037	2611

	MSÚ									
	6.10b min					6.10b max				
Prierez	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**	**N [kN]**	**Vy [kN]**	**Vz [kN]**	**My [kNm]**	**Mz [kNm]**
Nad mostovkou	-114512	-119	4666	-178009	3210	-107865	-119	4666	-108149	3210
Nad základom	-138737	-335	-5	-370047	7730	-136079	-335	-5	-301913	7715
Pod mostovkou	-168024	-335	-332	-440964	2611	-129496	-335	-332	-311640	2610

Tabuľka 10: Tabuľky vnútorných síl posudzovaných prierezov pylónu

10.4 Posúdenie a návrh výstuže

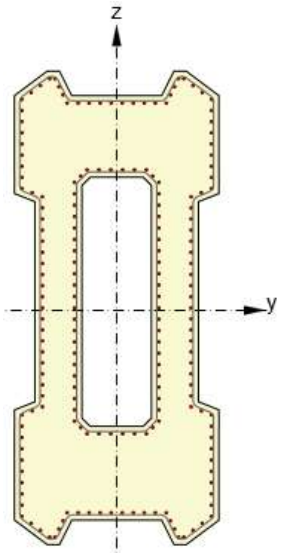
Posúdenie bolo spočítane v programe IDEA Statica. Navrhnutá trieda betónu pylónu je C40/50 a v prierezoch rozhodoval posudok na obmedzenie napätí v betóne.

Prierez pylón nad mostovkou:

Výstuž:

Strmienky pri vnútornom a vonkajšom povrchu Ø20/150 mm.

Pozdĺžna výstuž u oboch povrchoch Ø32/100 mm.



Obrázok 53: Schéma výstuže prierezu pylónu nad mostovkou

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-93768,0	-105190,0	0,0			89,8	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-120236,0	-177813,3	3233,0			63,4	OK
Smyk	-120236,0			5882,2	0,0	43,7	OK
Interakce	-120236,0	-177813,3	3233,0	5882,2	0,0	41,3	OK
Omezení napětí	-93768,0	-105190,0	0,0			89,8	OK
Šířka trhliny	-93768,0	-105190,0	0,0			0,0	OK

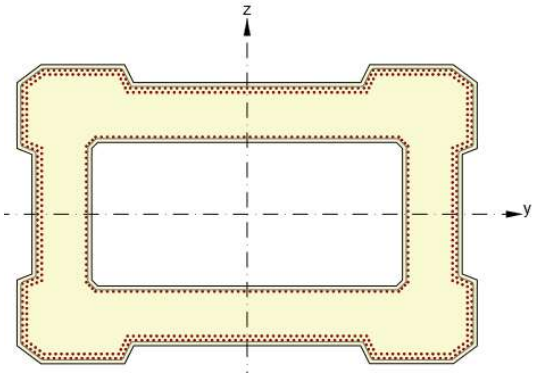
Tabuľka 11: Prehľad posúdenia prierezu pylónu nad mostovkou

Prierez pylón pod mostovkou:

Výstuž:

Strmienky pri vnútornom a vonkajšom povrchu Ø20/150 mm.

Pozdĺžna výstuž u oboch povrchoch Ø32/100 mm. U vonkajšieho povrchu dodatočná druhá rada Ø32/150 mm.



Obrázok 54: Schéma výstuže prierezu pylónu pod mostovkou

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-142174,0	-367441,0	5143,0			98,5	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-168024,0	-440964,0	2611,0			55,1	OK
Smyk	-168024,0			471,6	0,0	2,0	OK
Interakce	-168024,0	-440964,0	2611,0	471,6	0,0	47,2	OK
Omezení napětí	-142174,0	-367441,0	5143,0			98,5	OK
Šířka trhliny	-105876,0	-268517,0	34,0			36,6	OK

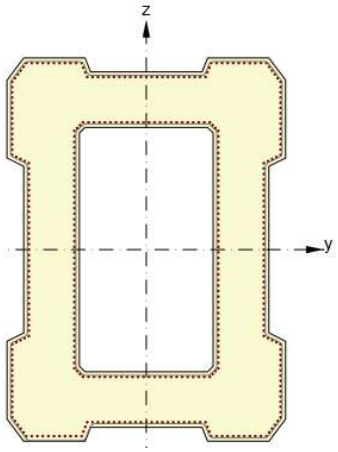
Tabuľka 12: Prehľad posúdenia prierezu pylónu pod mostovkou

Prierez pylón nad základom:

Výstuž:

Strmienky pri vnútornom a vonkajšom povrchu Ø20/150 mm.

Pozdĺžna výstuž u oboch povrchoch Ø32/100 mm.



Obrázok 55: Schéma výstuže prierezu pylónu nad základom

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-112280,0	-264392,0	-44,0			79,4	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	-151128,0	-387056,0	7725,0			49,9	OK
Smyk	-151128,0			334,0	0,0	4,5	OK
Interakce	-151128,0	-387056,0	7725,0	334,0	0,0	38,4	OK
Omezení napětí	-112280,0	-264392,0	-44,0			79,4	OK
Šířka trhliny	-112280,0	-264392,0	-44,0			25,8	OK

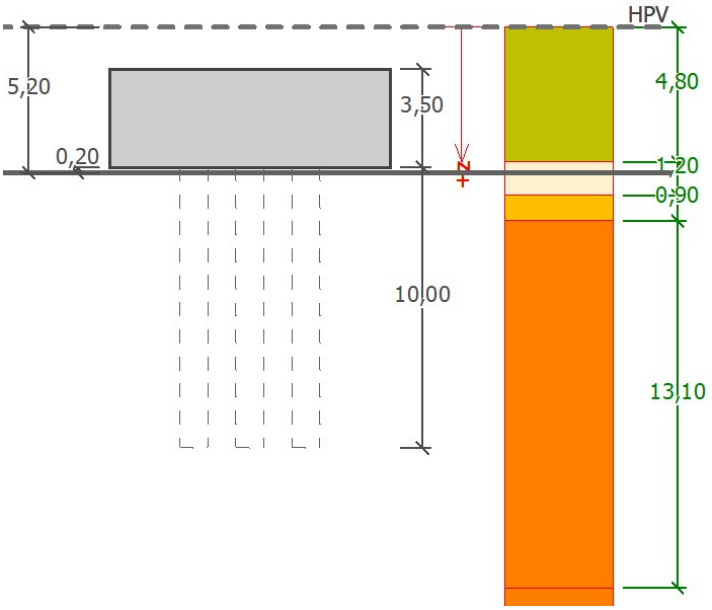
Tabuľka 13: Prehľad posúdenia prierezu pylónu nad základom

11 Posúdenie spodnej stavby

Votknutá mostovka do pylónu spôsobuje veľké namáhanie základu, kvôli ktorému je potrebné navrhnúť masívny základ. V mieste spojenia pylónu a mostovky sa zachytávajú všetky vodorovné sily a tak je základ namáhaný veľkými momentami a veľkou normálovou silou od závesov a pylónu. Z týchto dôvodov bolo navrhnuté hlbinné založenie na pilótach. Na základ sú použité rovnaké vnútorné sily ako na prierez pylónu nad základom z kap. 10.3 Vnútorné sily.

11.1 Podmienky založenia

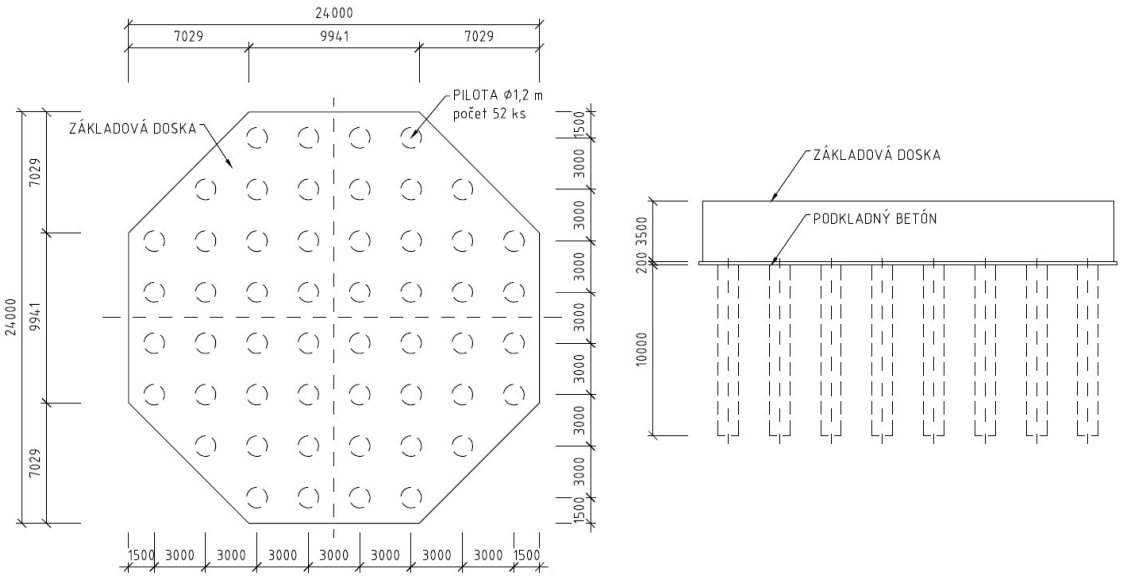
V mieste založenia pylónu je k dispozícií sonda, na ktorej je zloženie jednotlivých vrstiev. Bližšia špecifikácia vrstiev nie je k dispozícii a tak sa predpokladajú charakteristiky jednotlivých vrstiev podľa priemerných hodnôt pre daný typ zeminy z programu GEO5. Celý základ je pod úroveň priemernej hladiny slepého ramena rieky Labe. Skladba vrstiev podložia je smerom zhora takáto: S3 výška vrstvy je 4,8 m, R5 výška vrstvy je 1,2 m, R4 výška vrstvy je 0,9 m, R3 výška vrstvy je 13,1 m.



Obrázok 56: Zloženie vrstiev podložia v mieste hlbinného založenia pylónu

11.2 Základ

Základ má tvar 8-uholníka a jeho výška je 3,5 m. Založenie je hlbinné pomocou 52 pilot s priemerom 1,2 m a dĺžkou 10 m.



Obrázok 57: Tvar základu a umiestnenie pilot

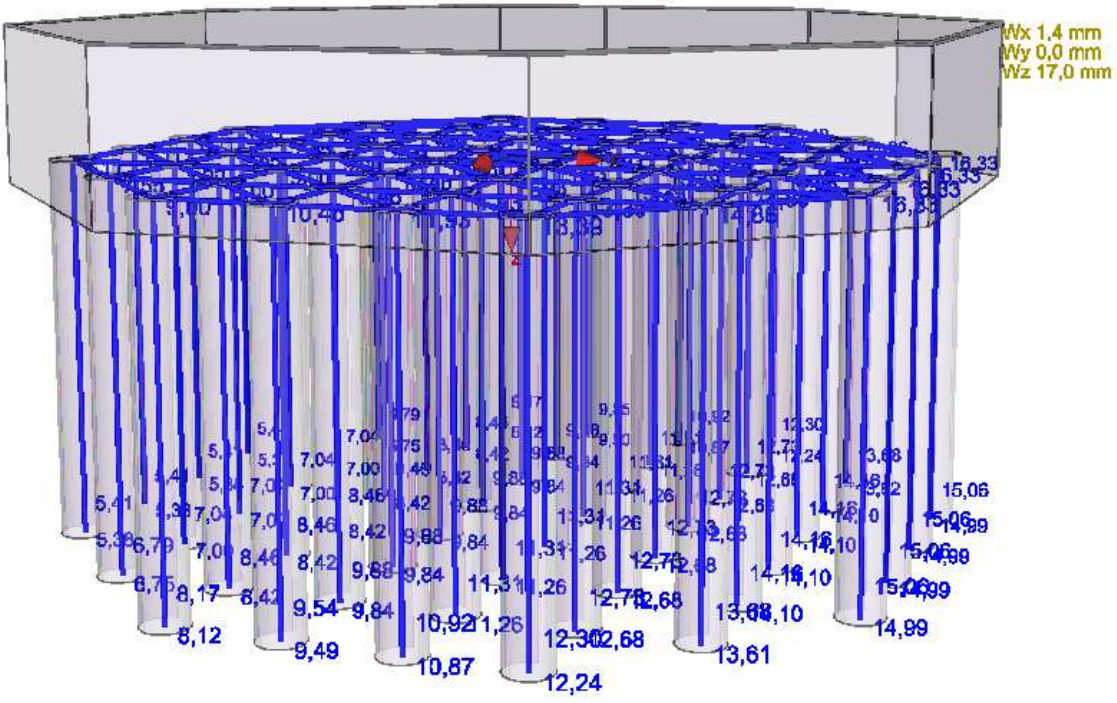
11.3 Posúdenie

Posudok základu bol vypočítaný v programe GEO5 v module skupina pilot. Vzhľadom na masívnu základovú dosku s hrúbkou 3,5 metra bolo uvažované založenie s tuhou základovou doskou. To znamená, že základ sa chová ako celok a neuvažuje sa deformácia základovej dosky. Pre

posúdenie bola zvolená pružinová metóda výpočtu (metóda konečných prvkov), ktorá počíta natočenie a premiestnenie základu. Spoj pilot so základovou doskou bol zvolený ako tuhý z dôvodu rozmerov pilot (priemer 1,2 m). Posledná vrstva je hornina triedy R3 so strednou pevnosťou, čo neumožňuje úplné votknutie pilóty do horniny a tak boli v programe zvolené plávajúce pilóty, kde horninové vrstvy sú ručne zadané podľa priemerných hodnôt hornín R5, R4 a R3. Pri tomto type výpočtu je dôležité zadanie kombinácie pre výpočet zvislých tuhostí pružín pilot. V prípade tohto základu bola zvolená kvazistála kombinácia, ktorá popisuje namáhanie základu vo väčšine životnosti konštrukcie.

11.3.1 Posúdenie sadania základu

Hlavnou hodnotou pre posúdenie je sadanie základu. Sadanie bolo posúdené na častú kombináciu, kde maximálny posun v zvislom smere je Wz =17,0 mm.



Obrázok 58: Posuny základovej dosky a pilot v častej kombinácii

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla	=	-8304,61	kN
Minimální tlaková síla	=	-1396,37	kN
Maximální moment	=	379,86	kNm
Maximální posouvající síla	=	65,25	kN

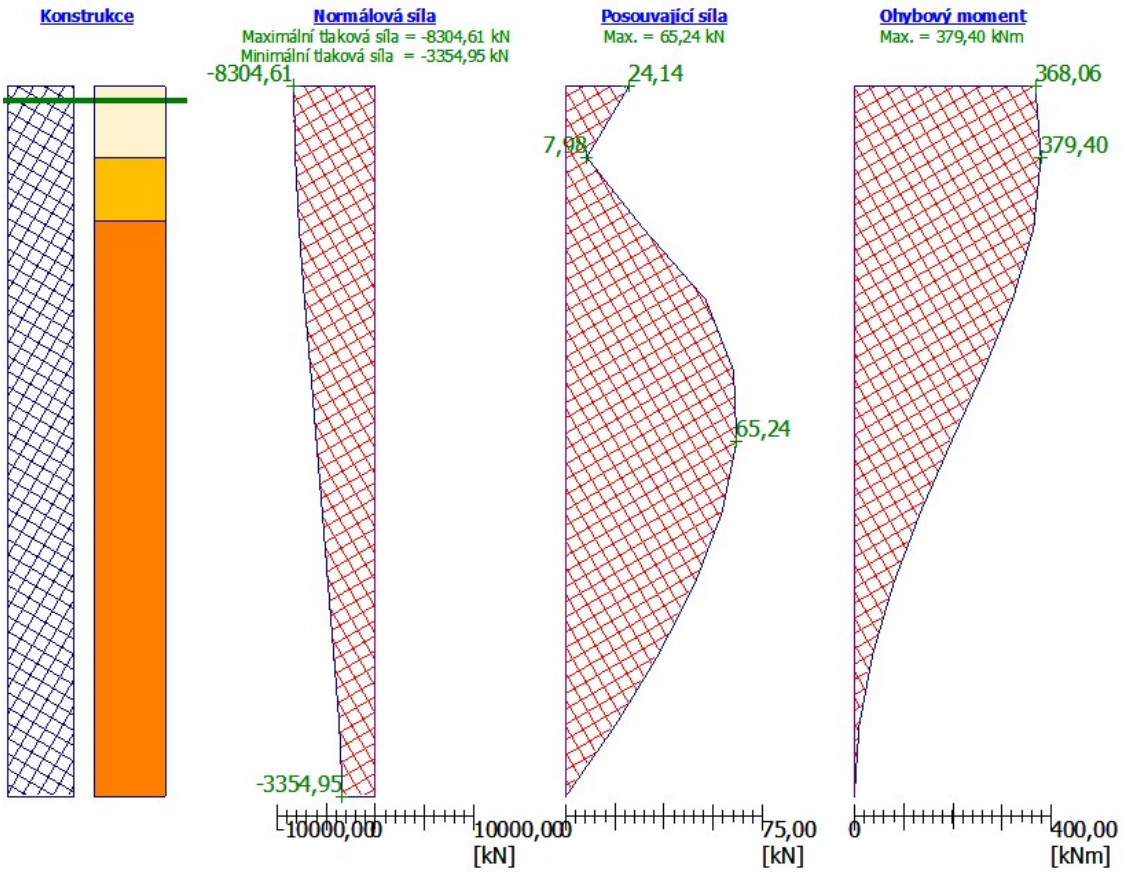
Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí	=	17,0	mm
Maximální vodorovný posun desky	=	1,4	mm
Maximální natočení desky	=	2,8E-02	°

Obrázok 59: Maximálne vnútorné sily na pilótu a maximálne deformácie spočítane v programe GEO5

11.3.2 Posúdenie najviac namáhanej pilóty

Pre posudok najviac namáhanej pilóty bola zvolená kombinácia medzného stavu únosnosti podľa 6.10a a 6.10b. Na nasledujúcom obrázku sú vykreslené vnútorné sily na pilótu.



Obrázok 60: Vnútorné sily na najviac namáhanej pilóte

Bolo navrhnutá a posúdená radiálna pozdĺžna výstuž 16 ks Ø20 mm a šmyková výstuž Ø20/200 mm.

Dimenzace výztuže:
Vyztužení - 16 ks profil 20,0 mm; krytí 100,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení ρ = 0,444 % > 0,250 % = ρ_{min}

Zatížení : N_{Ed} = -8304,61 kN (tlak) ; M_{Ed} = 379,40 kNm
Únosnost : N_{Rd} = -20491,61 kN; M_{Rd} = 936,16 kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Dimenzace smykové výztuže:
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 949,84 kN > 65,24 kN = V_{Ed}
Průřez VYHOVUJE.

Obrázok 61: Posúdenie MSÚ najviac namáhanej pilóty v programe GEO5

12 Záver

Táto diplomová práca sa zaoberala návrhom mosta v Pardubiciach, ktorý je súčasťou severovýchodného obchvatu mesta a časťou trasy komunikácie I/36. Tento obchvat výrazne ovplyvní intenzitu dopravy v centre mesta a odkloní tranzitnú dopravu. V prípade typu mosta sa uvažovalo nad viacerými variantami návrhu ako je most s komorovým nosníkom s premennou výškou prierezu alebo oblúkový most. Nakoniec bola vybraná varianta zaveseného mosta, tak aby most tvoril dominantu celého obchvatu a esteticky vyčnieval.

Vzhľadom na pozdĺžne usporiadanie mosta sa z veľkej časti táto práca zaoberá asymetriou dĺžky rozponu polí. Hlavné pole je dlhé 135 m a vedľajšie 95 m, čo má za následok nevyrovnané zaťaženie pylónu a celej mostovky. V tejto časti sa teoreticky rozoberajú výhody a nevýhody rôznych konštrukčných návrhov pre eliminovanie nepriaznivého chovania asymetrickej konštrukcie mosta. Patrí tu tuhosť pylónu a jeho tvar, geometria predpätia, usporiadanie závesov a zmena stáleho zaťaženia rozdielnymi prierezmi v hlavnom a vedľajšom poli.

V ďalších kapitolách sa popisuje výstavba konštrukcie. Bola zvolená letmá betonáž s postupným vyvesovaním lamiel. Dĺžka lamely bola zvolená na 5 m, čo je aj vzdialenosť medzi kotvením závesov v mostovke.

Návrh mosta bol rozdelený na predbežný návrh a podrobný návrh s vplyvom výstavby. V predbežnom návrhu bol vytvorený model s podporami v miestach kotvenia závesov pre stanovanie reakcií. Podľa geometrie a veľkosti reakcií boli predbežne navrhnuté prierezy závesov. Potom bol vytvorený model so závesmi vo finálnom statickom stave konštrukcie, na ktorom boli spočítané sily v závesoch a overený ich návrh.

Podrobný návrh s fázami výstavby popisuje vplyv výstavby na celkové namáhanie konštrukcie v čase uvedenia do užívania a na konci životnosti. V prvom rade bola vytvorená matica vývoja síl v závesoch od zaťažovacích stavov v jednotlivých fázach výstavby. Následne sa posúdila konštrukcia z hľadiska napätí počas výstavby. Vo vahadlovom štádiu sa navrhlo 60 12-lanových káblov pri hornom povrchu, ktoré pomáhali splniť napäťové kritéria. Následne nato sa posúdila konštrukcia vo finálnom statickom stave, kde sa zohľadnila výstavba. Opísala sa redistribúcia vnútorných síl pri zmene statického systému v závislosti na veku betónu a most sa posúdil v medznom stave použiteľnosti na limitnú napätosť. Na finálnom stave boli navrhnuté káble bez súdržnosti, ktoré využívali maximálnu dolnú excentricitu v hlavnom poli a maximálnu hornú excentricitu vo vedľajšom. Pri výpočte napätí sa zistila nutnosť navrhnúť poľové káble v hlavnom poli, ktoré znižujú veľký kladný ohybový moment v tomto mieste. Všetky káble boli uvažované 12-lanové a ich celkový počet bol 50 ks (30 káblov bez súdržnosti a 20 poľových káblov). Bolo nutné zvýšiť aj triedu betónu na C60/75.

Pylón bol posúdený v medznom stave použiteľnosti a únosnosti v troch rezoch. V programe IDEA Statica bola navrhnutá výstuž a vypočítané posúdenie. Pozdĺžna výstuž bola navrhnutá z betonárskej oceli profilov priemeru 32 mm a strmienky z profilov priemeru 20 mm.

Ako posledné bolo posúdené založenie spodnej stavby. Základ je navrhnutý ako hlbinné založenie zložené z 3,5m hrubej základovej dosky s 52 pilótami s priemerom 1,2 m. V tejto kapitole sa posúdilo sadania základu a navrhla výstuž najviac zaťaženej pilóty.

Táto diplomová práca sa zaoberá globálnym návrhom zaveseného mosta s asymetrickým pozdĺžnym usporiadaním. V ďalšej analýze by bolo potrebné posúdiť dynamické účinky zaťaženia, medzný stav únosnosti nosnej konštrukcie a zvážiť kompromis medzi triedou použitého betónu komorového nosníka a jeho tvarom.

13 Použité zdroje

Technické normy

[1] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI, 2004, 44 s.

[2] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007, 124 s.

[3] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: ČNI,2005, 44 s.

[4] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005, 152 s.

Knihy

[5] Cable-stayed bridges - 40 Years of Experience Worldwide, Holger Svensson, 2012, 458 s.

[6] Multi-span large bridges, P. Pacheco and F. Magalhães, Londýn, 2015, 439 s.

[7] Betonové mosty, Jiří Stránský, Praha, 2001, 103 s.

Internet

[8] Google mapy. Dostupné na: https://www.google.com/maps

[9] Systém predpínacej výstuže a závesov, VSL Systémy CZ, s.r.o. Dostupné na: http://www.vsl.cz/

[10] Inžinierske manuály zakladania, Fine spol. s.r.o. Dostupné na: https://www.fine.cz/inzenyrske-manualy

Použitý software

SCIA Engineering 18.0, Nemetschek s.r.o.

AutoCAD 2018, Autodesk, Inc.

Microsoft Word, Microsoft Corporation

Microsoft Excel, Microsoft Corporation

IDEA StatiCA 9, Idea Statica s.r.o.

GEO 5, Fines spol. s.r.o

Zoznam príloh:

1. Půdorys a podélný řez
2. Příčné řezy
3. Schéma postupu výstavby
4. Schéma předpětí s výstavbou

Zoznam grafov:

Graf 1: Premenné zaťaženie pozdĺž výšky pylónu 37
Graf 2: Uhol závesov od vodorovnej osy, vedľajšie pole 42
Graf 3: Uhol závesov od vodorovnej osy, hlavné pole 42
Graf 4: Nutná sila v závesoch pre vyrovnanie deformácií od stáleho zaťaženia, vedľajšie pole 42
Graf 5: Nutná sila v závesoch pre vyrovnanie deformácií od stáleho zaťaženia, hlavné pole 43
Graf 6: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS1 aL-SS1 54
Graf 7: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS1 aL-SS1 55
Graf 8: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS5 aL-SS5 55
Graf 9: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS5 aL-SS5 56
Graf 10: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS10 aL-SS10 56
Graf 11: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS10 aL-SS10 57
Graf 12: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS11 a L-SS11 57
Graf 13: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS11 aL-SS11 58
Graf 14: Priebeh normálových napätí v horných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS17 59
Graf 15: Priebeh normálových napätí v dolných vláknach vo fáze výstavby lamely L-MS17 59
Graf 16: Sily v závesoch vo vedľajšom poli pred spojením s konštrukciou na skruži 61
Graf 17: Sily v závesoch v hlavnom poli pred spojením s konštrukciou na skruži 61
Graf 18: Priebeh napätí v kvazistálej kombinácii v čase uvedenia do používania 73
Graf 19: Priebeh napätí v častej kombinácii v čase uvedenia do používania 74
Graf 20: Priebeh napätí v charakteristickej kombinácii v čase uvedenia do používania 74

Graf 21: Priebeh napätí v kvazistálej kombinácii v čase na konci životnosti 75
Graf 22: Priebeh napätí v častej kombinácii v čase na konci životnosti..... 75
Graf 23: Priebeh napätí v charakteristickej kombinácii v čase na konci životnosti 76

Zoznam obrázkov:

Obrázok 1: Umiestnenie navrhovaného mosta v Pardubiciach 9
Obrázok 2: Pozdĺžne usporiadanie terénu v mieste navrhovanej konštrukcie..... 10
Obrázok 3: Pozdĺžny rez konštrukciou 11
Obrázok 4: Rozdielne priečne rezy v hlavnom a vedľajšom poli..... 12
Obrázok 5: Varianty vedenia káblov spojitosti..... 13
Obrázok 6: Schéma chovania konštrukcie s malou tuhosťou pylónu a tuhým spojením mostovky a pylónu..... 15
Obrázok 7: Schéma chovania konštrukcie s kĺbovým uložením mostovky na pylóne 15
Obrázok 8: Schéma chovania konštrukcie s veľkou tuhosťou pylónu a tuhým spojením mostovky a pylónu..... 16
Obrázok 9: Tvar pylónu 18
Obrázok 10: Tvar prierezov pylónu 18
Obrázok 11: Tri základné typy lán [5]..... 20
Obrázok 12: Typy usporiadania závesov u zavesených mostov: a) harfové usporiadanie, b) polovejárové usporiadanie, c) vejárové usporiadanie 21
Obrázok 13: Označenie závesov a lamiel 22
Obrázok 14: Schéma pôsobenia priečneho rezu mosta Pont de Brotonne 23
Obrázok 15: Vzorový priečny rez 24
Obrázok 16: Schéma pôsobenia priečniku od zaťaženia..... 24
Obrázok 17: Schéma pôsobenia priečniku od predpätia 25
Obrázok 18: Schéma výpočtu torznej tuhosti mostovky 25
Obrázok 19: Schéma deformácie krajných trámov priečneho rezu pri krútení..... 26
Obrázok 20: Základné vlastnosti závesov podľa počtu lán 28
Obrázok 21: Schéma postupu výstavby pylónu 29
Obrázok 22: Schéma výstavby zárodku a prvej lamely 30
Obrázok 23: Schéma dokončovania výstavby vedľajšieho poľa..... 31
Obrázok 24: Schéma dokončovania výstavby hlavného poľa 32
Obrázok 25: Rozmiestnenie zaťaženia do pruhov [4] 34
Obrázok 26: Poloha betonárskeho vozíka..... 38

Obrázok 27: Model s podporami v miestach kotvenia závesov 39
Obrázok 28: Reakcie v miestach kotvenia závesov od vlastnej tiaže nosnej konštrukcie, vedľajšie pole 40
Obrázok 29: Reakcie v miestach kotvenia závesov od ostatného stáleho zaťaženia, vedľajšie pole 40
Obrázok 30: Reakcie v miestach kotvenia závesov od vlastnej tiaže konštrukcie, hlavné pole . 40
Obrázok 31: Reakcie v miestach kotvenia závesov od ostatného stáleho zaťaženia, hlavné pole 40
Obrázok 32: Schéma betónovania vzorovej lamely 47
Obrázok 33: Model 14.2 v programe Scia Engineering 48
Obrázok 34: Zaťažovací stav zohľadňujúci nelineárne chovanie konštrukcie 49
Obrázok 35: Umiestnenie vahadlových káblov a ich kotvenia 51
Obrázok 36: Zaťažovací stav: vlastná tiaž nosnej konštrukcie postavenej na skruži. 64
Obrázok 37: Priebeh ohybového momentu My: a) pred spojením konštrukcií, b) tesne po spojení konštrukcií, c) na konci životnosti, spojenie prebehlo po uplynutí väčšej časti reologických zmien, d) na konci životnosti, spojenie prebehlo v mladom veku betónu 65
Obrázok 38: Rozmiestnenie káblov bez súdržnosti v pozdĺžnom smere 66
Obrázok 39: Kotvenie predpätia poľových káblov 67
Obrázok 40: Poloha predpínacích poľových káblov 67
Obrázok 41: Vývoj strát relaxáciou oceli v závesoch 68
Obrázok 42: Ohybový moment My od vlastnej tiaže konštrukcie postavenej na skruži 69
Obrázok 43: Ohybový moment My od vlastnej tiaže celej konštrukcie 69
Obrázok 44: Normálová sila od vlastnej tiaže celej konštrukcie 69
Obrázok 45: Ohybový moment My od Ostatného stáleho zaťaženia 70
Obrázok 46: Ohybový moment My od predpätia káblov bez súdržnosti a poľových káblov 70
Obrázok 47: Normálová sila od predpätia káblov bez súdržnosti a poľových káblov 70
Obrázok 48: Obálka ohybového momentu od lineárnej zmeny teploty 71
Obrázok 49: Obálka ohybového moment My od zaťaženie LM1 TS 71
Obrázok 50: Obálka ohybového momentu My od zaťaženia LM1 UDL 71
Obrázok 51: Obálka ohybového momentu My od zaťaženia chodcami 72
Obrázok 52: Posudzované prierezy pylónu 77
Obrázok 53: Schéma výstuže prierezu pylónu nad mostovkou 78
Obrázok 54: Schéma výstuže prierezu pylónu pod mostovkou 79
Obrázok 55: Schéma výstuže prierezu pylónu nad základom 79
Obrázok 56: Zloženie vrstiev podložia v mieste hlbinného založenia pylónu 81

Obrázok 57: Tvar základu a umiestnenie pilot 81
Obrázok 58: Posuny základovej dosky a pilot v častej kombinácii 82
Obrázok 59: Maximálne vnútorné sily na pilotu a maximálne deformácie spočítane v programe GEO5 83
Obrázok 60: Vnútorné sily na najviac namáhanej pilote 83
Obrázok 61: Posúdenie MSÚ najviac namáhanej pilóty v programe GEO5 84

Zoznam tabuliek:

Tabuľka 1: Geometria závesov 41
Tabuľka 2: Osové síly v závesoch od stálého a premenného zaťaženia 44
Tabuľka 3: Návrh priemeru závesov 45
Tabuľka 4: Priradenie zaťažovacích stavov k jednotlivým modelom. 48
Tabuľka 5: Časť matice vývoja síl v závesoch počas výstavby 50
Tabuľka 6: Množstvo predpätia vahadlovými káblami 52
Tabuľka 7: Kontrola síl v závesoch vo vedľajšom poli počas výstavby 62
Tabuľka 8: Hodnoty kombinačných súčiniteľov 72
Tabuľka 9: Limity napätí 73
Tabuľka 10: Tabuľky vnútorných síl posudzovaných prierezov pylónu 78
Tabuľka 11: Prehľad posúdenia prierezu pylónu nad mostovkou 78
Tabuľka 12: Prehľad posúdenia prierezu pylónu pod mostovkou 79
Tabuľka 13: Prehľad posúdenia prierezu pylónu nad základom 80