

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Nesymetricky zavěšený silniční most přes Labe

Assymetrical Cable-stayed Road Bridge over Labe river

Vedoucí práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

Vypracoval: Bc. Jakub Libánek

Rok: 2020/2021 v Praze

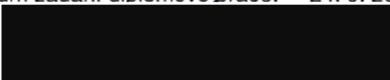
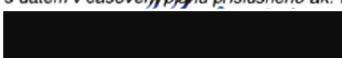
Obor: Konstrukce a dopravní stavby

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Libánek</u>	Jméno: <u>Jakub</u>	Osobní číslo: <u>468261</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Nesymetrický zavěšený silniční most přes Labe</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Assymetrical Cable-stayed Road Bridge over Labe river</u>	
Pokyny pro vypracování: Variantní návrh konstrukčního systému asymetricky uspořádaného zavěšeného mostu přes nepřístupné koryto řeky Labe. Statický návrh vybrané varianty a posouzení globálního chování konstrukce. Návrh uspořádání příčného řezu. Základní návrh technologie a postupu výstavby. Základní výkresová dokumentace (přehledné výkresy, schéma předpínací výztuže)	
Seznam doporučené literatury: Stráský, J. Betonové mosty. Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, ČSSI, 2001, s. 103 Navrátil, J. Předpjaté betonové konstrukce. Akademické nakladatelství CERM, 2004, s. 160 FIB Bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, 2005, s. 86 Reis, A. J., Oliveira Pedro, J. J. Assymetric and Curved Cable-Stayed Bridges, IABSE Symposium Report - January 2001, s. 9	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Radek Hájek, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>24. 9. 2021</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>3. 1. 2022</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 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“.

<u>24. 9. 2021</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem svoji diplomovou práci vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a podkladů.

V Praze dne 30.12.2021

.....

Poděkování

Chtěl bych tímto poděkovat vedoucímu mé diplomové práce Ing. Radku Hájkovi, Ph.D., za časté konzultace, odborné vedení, trpělivost a cenné rady, které mi při konzultacích poskytl.

Abstrakt

Hlavním tématem je zkoumání chování asymetricky zavěšeného mostu a návrh mostní konstrukce přes nepřístupné koryto řeky. Teoretická část se zabývá chováním zavěšených konstrukcí a jejich vývojem. Druhá část se zabývá analýzou variant, kde je řešeno asymetrické chování konstrukce a vliv uspořádání závěsů a konstrukčních prvků. Výsledná varianta je posouzena podle platných norem na mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Výpočet je proveden nelineárně na deformované konstrukci. V závěru jsou shrnuty a zhodnoceny přínosy tohoto typu konstrukcí a vlastní poznatky z analýzy a statického výpočtu.

Klíčová slova

Silniční most, zavěšený most, lanová konstrukce, nelineární výpočet, návrh předpětí

Abstract

The main topic is the investigation of the behaviour of an asymmetrically suspended bridge and the design of a bridge structure over an inaccessible river bed. The theoretical part deals with the behaviour of suspended structures and their evolution. The second part deals with the analysis of alternatives, where the asymmetric behaviour of the structure and the influence of the arrangement of the hangers and structural elements are addressed. The resulting variant is assessed according to the applicable standards for ultimate and serviceability limit states. The calculation is performed non-linearly on the deformed structure. Finally, the benefits of this type of construction and the inherent findings of the analysis and structural calculation are summarized and evaluated.

Key words

Road bridge, suspension bridge, cable-stayed structure, nonlinear calculation, prestress design

Obsah

1	Úvod.....	1
1.1	Motivace.....	1
1.2	Umístění stavby.....	2
1.2.1	Zdůvodnění výstavby.....	2
1.2.2	Technické požadavky	2
2	Rešerše problematiky zavěšených mostů	4
2.1	Obecně.....	4
2.1.1	Zavěšené konstrukce.....	4
2.2	Metodika navrhování zavěšených mostů	5
2.2.1	Příčný směr	6
2.2.2	Podélný směr.....	8
2.3	Inspirace	11
2.3.1	Van Troi – Tran Thi Ly Bridge	11
2.3.2	Most Slovenského národního povstání	12
2.3.3	Viaduct in Funchal.....	13
3	Varianty řešení.....	14
3.1	Návrh uspořádání konstrukce.....	14
3.1.1	Aplikování teorií	14
3.1.2	Přehled variant řešení.....	17
3.2	Analýza variant	19
3.2.1	Varianta I	19
3.2.2	Varianta II	23
3.2.3	Varianta III a IV	25
3.2.4	Varianta V	27
3.3	Porovnání variant řešení.....	28
3.3.1	Průběh momentů na mostovce.....	28

3.3.2	Předběžné posouzení pylonu.....	29
3.3.3	Zhodnocení a výsledná varianta.....	30
4	Příčný řez.....	32
4.1	Návrh příčného řezu.....	32
5	Technologie a postup výstavby.....	35
5.1	Rozdělení do fází.....	35
5.1.1	Založení.....	35
5.1.2	Krajní pole.....	35
5.1.3	Hlavní pole.....	35
6	Komentovaný statický výpočet.....	37
6.1	Popis konstrukce.....	37
6.1.1	Nosná konstrukce mostu.....	37
6.2	Metodika výpočtu.....	38
6.2.2	Výpočetní modely.....	39
6.2.3	Použité programy a předpisy.....	42
6.3	Zatížení.....	43
6.3.1	Stálé zatížení $g_0 + g_{ost}$	43
6.3.2	Proměnné zatížení.....	44
6.3.3	Klimatické zatížení.....	45
6.3.4	Kombinace zatížení.....	47
6.4	Materiály konstrukce.....	48
6.4.1	Pracovní diagramy.....	48
6.4.2	Dotvarování.....	50
6.5	Podélný směr.....	51
6.5.1	Návrh předpětí.....	51
6.5.2	Posouzení mezního stavu použitelnosti.....	57
6.5.3	Posouzení mezního stavu únosnosti.....	60

6.6	Příčný směr.....	81
6.6.1	Zatížení	81
6.6.2	Vnitřní síly	82
6.6.3	Návrh předpětí	88
6.6.4	Způsob předpínání	88
6.6.5	Posouzení MSP	90
6.6.6	Posouzení MSÚ	91
6.7	Pylon	96
6.7.1	MSÚ.....	96
6.7.2	Geometrické imperfekce.....	97
6.7.3	Metoda jmenovité tuhosti	98
6.7.4	MSP	101
6.8	Posouzení závěsů	102
6.8.1	Omezení napětí	103
6.8.2	Mezní stav únosnosti	105
6.8.3	Dynamika.....	105
6.9	Založení.....	106
6.9.1	Založení pylonu	106
6.9.2	Návrh tížného bloku.....	111
7	Závěr	116
8	Zdroje.....	118
8.1	Citovaná literatura.....	118
8.2	Obrázky	119
8.3	Grafy	122
8.4	Tabulky	124

1 Úvod

Cílem této diplomové práce je návrh nesymetricky zavěšeného mostu přes řeku Labe v zástavbě města Pardubic. Teoretická část obsahuje základní principy týkající se zavěšených konstrukcí a jejich návrhu. V teoretické části je snaha o pochopení fungování zavěšených konstrukcí. Je zkoumáno především fungování konstrukce vlivem změn v konstrukčním uspořádání a změnou tuhostí jednotlivých prvků.

Druhá část se zabývá návrhem variant řešení. Jsou aplikovány poznatky z teoretické části a rozvedeny při modelování konstrukcí. Jednotlivé varianty jsou modelovány a vyrovnány na stejné zatížení. V rámci návrhu vývoje variant se je proveden prvotní návrh závěsů a pylonu. Výsledná varianta je předběžně posouzena a poté je proveden komentovaný statický výpočet výsledné varianty. Finální varianta splňuje konstrukční i estetické požadavky.

Součástí návrhu je i návrh příčného řezu a základní návrh postupu výstavby. Jako technologie výstavby je zvolena letmá montáž a betonáž na pevné skruži. Rovněž je i základně vyřešen návrh založení. V příčném řezu je řešena jeho asymetrie

Posouzení konstrukce je provedeno nelineárním výpočtem se zahrnutím teorie II. řádu a počátečních imperfekcí. Modely jsou vytvořeny pomocí programu Scia Engineer a posudky jsou provedeny pomocí programu Microsoft excel 2020. Výkresová dokumentace je zpracována v programu AutoCad 2020.

Komentovaný statický výpočet obsahuje výpočet zatížení a návrh kombinací pro mezní stav únosnosti a použitelnosti. Dále jsou v něm vysvětleny modely a postup výpočtu. Je posouzen podélný i příčný směr mostu. Výpočty jsou kombinovány s výpočetním programem a vlastně vytvořenými posudky. Jsou zde zobrazeny vnitřní síly i postup posouzení jednotlivých konstrukčních částí. Po posouzení mostovky je posouzen i pylon a napětí v závěsech. Celkové účinky konstrukce jsou založeny do základového bloku a základu pod pylonem. Základový blok slouží jako základ pro závěsy ve vedlejším poli a jako základ opěry O1.

1.1 Motivace

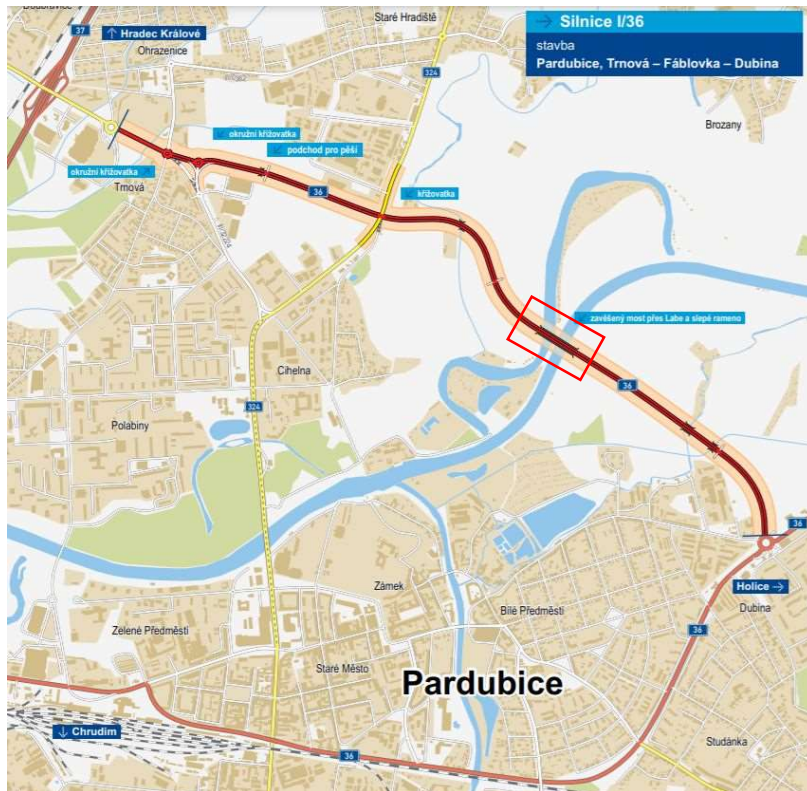
Motivace pro zpracování tohoto tématu je lokace stavby, kde by se v budoucnu měla nacházet mostní konstrukce podobného typu. Současně je snaha získat zkušenosti, které by případně mohli být využity při návrhu obdobné konstrukce v praxi.

Současně jsou zavěšené konstrukce esteticky poutavé a zajímavé z hlediska statického působení.

1.2 Umístění stavby

1.2.1 Zdůvodnění výstavby

Místo přemostění je součástí výstavby silnice I/36, která vede z Hradce Králové do Holic. Řešené místo se nachází v zástavbě města Pardubic. Důvodem výstavby je především odlehčení dopravní zátěže centra města Pardubice a připojení k dálnici D11. Návrh vychází z technických požadavků, které byly zadány investorem. (1)



Obrázek 1. Umístění stavby (1)

1.2.2 Technické požadavky

Novostavba se nachází v intravilánu v katastrální území města Pardubic [717657]. Přemostěvanou překážkou je řeka Labe, která převádí kanál D-O-L a slepé rameno. Současně pod mostem vede cyklostezka mezi slepým ramenem a kanálem. (1)

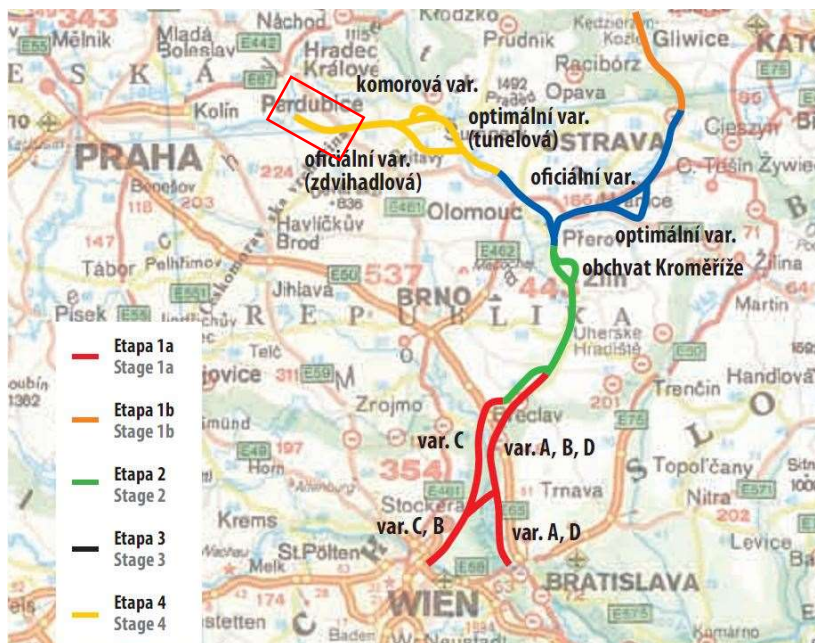
1.2.2.1 Silniční doprava

Z požadavků na převáděnou komunikaci musí být součástí návrhu čtyřproudová silnice. Šířka jednotlivých pruhů je 3,25 m + bezpečnostní odstupy. Směrové rozdělení konstrukce vede na asymetrická řešení v příčném směru. Na levé straně je navržen chodník pro pěší o jeho volné šířce 1,75 m a na pravé straně cyklostezka o volné šířce 3,5 m. Z toho vyplývá celková šířka mostu se zahrnutím bezpečnostních odstupů 27,850 m. (1)

Předpokládaná délka mostu ze zadávky je 200 metrů a odhadovaná cena je na 1,5 miliardy korun.

1.2.2.2 Koridor D-O-L

Výstavba koridoru DUNAJ-ODRA-LABE má především zlepšit podmínky pro říční dopravu ve střední Evropě. V současné chvíli se jedná o připravovaný projekt mezinárodní vodní cesty, který by měl spojit výše zmíněné toky. Při návrhu konstrukce je nezbytné dodržet průjezdný profil pro lodní dopravu. (2)



Obrázek 2 D-O-L (2)

1.2.2.3 Cyklostezka a obslužné cesty

Součástí průjezdného profilu je i cyklostezka na stávajícím svahu, která rozděljuje slepé rameno a koridor D-O-L. Šířka je podle stávajícího stavu ponechána 3,0 m a výška průjezdného profilu je se zahrnutím rezerv 4,0 m. Před opěrami jsou stávající obslužné silnice, které slouží k dopravě ke stávající zástavbě.

1.2.2.4 Estetika

Nedílnou součástí je estetická stránka stavby. Z tohoto důvodu je vypsána soutěžní nabídka na mostní konstrukci a je určena zavěšená mostní konstrukce. Součástí požadavků na návrh není pouze funkčnost, ale i nezbytné zasazení konstrukce do zástavby města a okolní krajiny.

V diplomové práci se návrh odchyluje od požadavků investora. První odchýlení je asymetrické uspořádání konstrukce v podélném směru. Druhé odchýlení je zvýšení nivelety převáděné komunikace.

2 Rešerše problematiky zavěšených mostů

2.1 Obecně

Použití lan na podporu konstrukcí znali již naši předkové v dávné historii, kdy se tento princip osvědčil u staveb lanových mostů, které jim tak umožnily překlenout divoké vodní toky, neprostupné rokle a další terénní bariéry. Dávná znalost statického podepření mostních konstrukcí se během staletí zdokonalovala, aby se následně stala nedílnou součástí soudobého stavitelství. Lanové konstrukce dnes tvoří jednu ze třech nejužívanějších statických skupin v mostním stavitelství. Z hlediska mostních staveb se jedná o mosty visuté, zavěšené a lanové. Pro pozemní stavby jsou lanové konstrukce aplikovány například pro jeřábové konstrukce, haly nebo pro dočasné podpůrné systémy. (3)

2.1.1 Zavěšené konstrukce

Zavěšené konstrukce nejčastěji nalezneme u mostů menšího až středního rozpětí, řekněme od sto padesáti metrů do pěti set metrů, ovšem některé stavby konkurují i visutým mostům s rozpětím až osm set metrů. Využití zavěšené konstrukce, jak již zaznělo výše, má za sebou dlouhou a bohatou historii. Teprve ale až v druhé polovině devatenáctého století můžeme hovořit o skutečném rozmachu tohoto typu mostních staveb, byť z dnešního pohledu se nám tehdejší konstrukce mohou zdát nedokonalé a primitivní. Rozvoj novodobého využívání zavěšených konstrukcí přímo souvisel s průmyslovou revolucí a navazoval na poznatky této epochy a nové technologické postupy. Nepochybně k němu přispěl i vynález železobetonu, který v šedesátých letech devatenáctého století zásadním způsobem změnil stavitelství a možnosti složitějších konstrukcí, mostní stavby nevyjímaje. (3)

V první polovině dvacátého století tedy zaznamenaly zavěšené mosty, podobně jako řada jiných konstrukcí, další rozvoj, který se projevoval větším sebevědomím stavitelů a novými odvážnými konstrukcemi. Moderní zavěšené mosty stavitelé začali stavět v padesátých letech minulého století. (3)

První stavbou tohoto typu se stal zavěšený silniční most ve švédském městě Strömsund.. Most s hrdým názvem Strömsundsbron v roce 1955 překlenul jezero Ströms Vattudal, po kterém se do té doby plavily pouze trajekty. Moderní technologie a možnosti podrobnějších a přesnějších analýz složitější statiky umožnily další rozvoj zavěšených mostních konstrukcí, kterých začalo přibývat, přičemž se zlepšovalo jejich konstrukční řešení a zvyšovalo rozpětí. (3)

Dříve měly zavěšené mosty malé množství kabelů s velikou vzdáleností mezi jejich ukotvením do mostovky. To vedlo k relativně tuhým (masivní) mostovkám s vysokou konstrukční výškou. S postupným vývojem se zvětšil počet kabelů a s tím se i vyvinuly betonové mostní nosníky.

Dnes se využívá větší množství kabelů, lepší materiály a optimální návrh nezávisí pouze na kabelech, ale také na předpínacím systému a šířce mostovky. (3)



Obrázek 3. Stromsundský most (4)

Jednou z nejběžnějších motivací pro výběr zavěšeného mostu bývá estetika. Závěsy držící hlavní nosný trám evokují lidem konstrukční systém a současně jejich konstrukce je velice variabilní k architektonickým návrhům. Současně se vyznačují vysokou tuhostí a odolností proti aerodynamickému zatížení. Využívají se často u překážek, u kterých je nutná nižší stavební výška. (5)

2.1.1.1 Intravilán

Zavěšené mosty se v městském prostoru dříve používaly především pro překonání vodních toků, což platí i pro současné stavitelství. Stavaři si ovšem postupně začali osvojovat jejich zjevné výhody a začali je využívat i pro odlišné konstrukce jako jsou například lávky nebo membrány. Bezesporu k tomu přispěla zjevná úspora materiálů, variabilita výstavby a aerodynamická odolnost konstrukce. Architektům u zavěšených konstrukcí imponovala štíhlost mostovky, průhlednost konstrukčního řešení a jeho variabilita, které umožnily rozmanitost architektonických řešení a mnohdy i nevšední estetický výraz stavby. (5)

2.2 Metodika navrhování zavěšených mostů

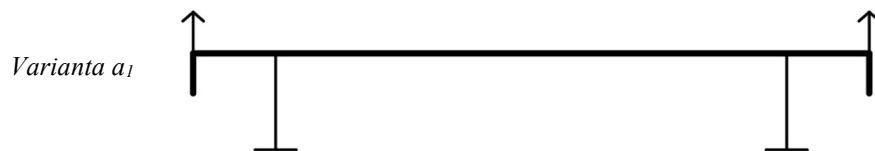
Zavěšené mosty se skládají z kabelů, kotevních bloků, pylonů, mostovky a prvků založení. Ze statického hlediska lze tyto konstrukce považovat za podobné vzpěradlům a síťovým obloukům. Za společný znak lze považovat, že vodorovná reakce může být zachycena podélným tuhým prutem a podpory budou poté zatíženy pouze svislými reakcemi. Tento předpoklad většinou neplatí pro asymetrické konstrukce. (3)

2.2.1 Příčný směr

Návrh příčného řezu může být především ovlivněn uspořádáním rovin závěsů, tuhostí mostovky a tvarem pylonu. Podmínky pro výběr uspořádání příčného řezu vždy vychází ze systému daného mostu.

2.2.1.1 Dvě roviny závěsů

Častým příkladem bývá průřez tuhé desky vyztužený otevřenými nosníky umístěnými na kraji konstrukce. Tento typ je specifický nízkou torzní tuhostí a klade se důraz na schopnost konstrukce přenést nesymetrické dopravní zatížení. Z tohoto důvodu jsou úchyty závěsů umístěny na krajích konstrukce pro snížení účinků kroucení a podchycení celkové stability. Příčně musí být ztužena příčníky po pravidelné vzdálenosti. (3)



Obrázek 4. Deska + nosníky (3)

Varianta b_1 se skládá z tuhé desky a železobetonové či ocelové komory. Tato varianta se využívá především díky vysoké torzní tuhosti průřezu a bývá také často využita pro zavěšené mosty s jednou rovinou závěsů. (3)



Obrázek 5 Deska s komorou (3)

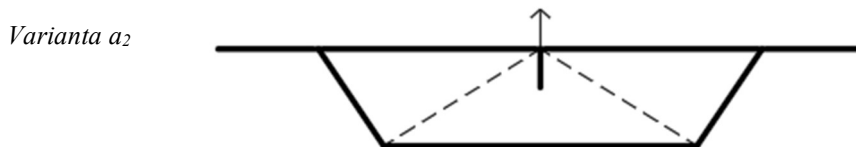
Varianta s komorou a vzpěrami je navržena tak, aby odolala vysokým aerodynamickým účinkům. Tyto druhy zatížení bývají velice markantní pro mosty větších rozpětí. Varianta b_1 a c_1 bývají pro mosty velkých rozpětí kombinovány, aby byla zajištěna vysoká tuhost a odolnost proti zatížení po celé délce konstrukce. (3)



Obrázek 6 Deska s vyztuženou komorou (3)

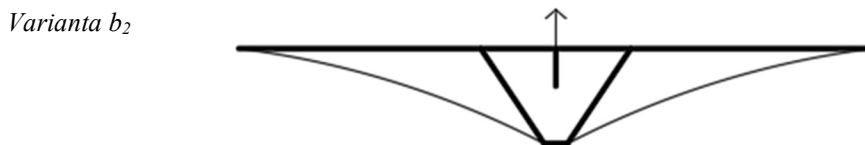
2.2.1.2 Jedna rovina závěsů

Z hlediska vizuálního řešení závěsů bývá často zvolena varianta s jednou rovinou závěsů do středu hlavního trámu mostovky. Pro přijetí tohoto systému se vyžaduje zvýšená torzní tuhost mostovky pro příčné rozložení zátěže a zajištění aerodynamické stability. Kromě toho se musí vzít v úvahu deformace příčného průřezu při asymetrickém zatížení. Nejčastěji bývají zvoleny komorové mostovky s příčnými ocelovými či betonovými vzpěrami. Tento návrh byl využit například na mostě Praça das Flores. (3),



Obrázek 7. Praça das Flores (5)

Obdobná varianta příčného řezu spočívá v nahrazení táhel v komoře trojúhelníkovou tuhou komorou. Hlavní výhoda je především estetická, protože při zachování stejné výšky mostovky, která je 2,0 – 2,2 m pro lité předpjaté betonové konstrukce, je tato konstrukce mnohem štíhlejší. Nevýhoda je snížení torzní tuhosti, a to i tuhosti torzních vibrací. (3)



Obrázek 8 Viaduct in Funchal (5)

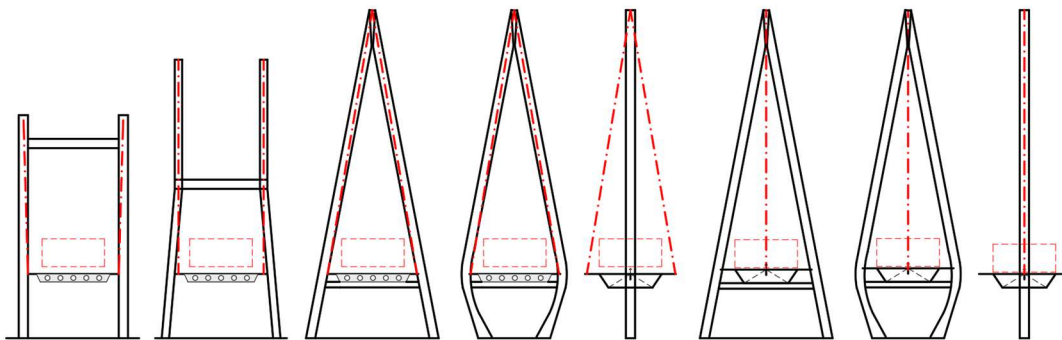
Pro nižší rozpětí bývala v historii využita štíhlá betonová vylehčená deska. Rozpětí hlavního pole se pro tento typ průřezu pohyboval kolem 70 metrů. Jedná se o rychlé a jednoduché řešení, ale se zbytečně velkou spotřebou betonu. Vlastní tíha konstrukce pak může být až o 40% větší než u komorových průřezů. Současně je nevhodná z hlediska údržby. (3)



Obrázek 9. Stº Tirso Bridge (5)

2.2.1.3 Tvary pylonů v příčném směru

Tvary pylonu v příčném směru závisí na množství rovin závěsů, ale především na délce rozpětí mostu. Jednoduchý tvar dvou stojen, který může být popřípadě propojen horní příčlí, slouží pro kratší rozpětí. Příčel zvětšuje tuhost pylonu. Pro větší rozpětí jsou potom využity průřezy tvaru A. Jejich výhodou je dobrá stabilita a tuhost. Nevýhody mohou vznikat při velkém rozkročení pylonu, které potom vyžaduje větší založení a větší zábory pro stavbu. Pro eliminování těchto nežádoucích účinků bývá pylon zalomen do společného základu pod mostovkou. Tyto tvary přenáší dobře tahové napětí při přijatelném vzhledu. Varianta s centrálním pylonem se zpravidla využívá pro menší rozpětí nebo pro mosty o více polích. (6)



Obrázek 10. Tvary pylónů (3)

2.2.2 Podélný směr

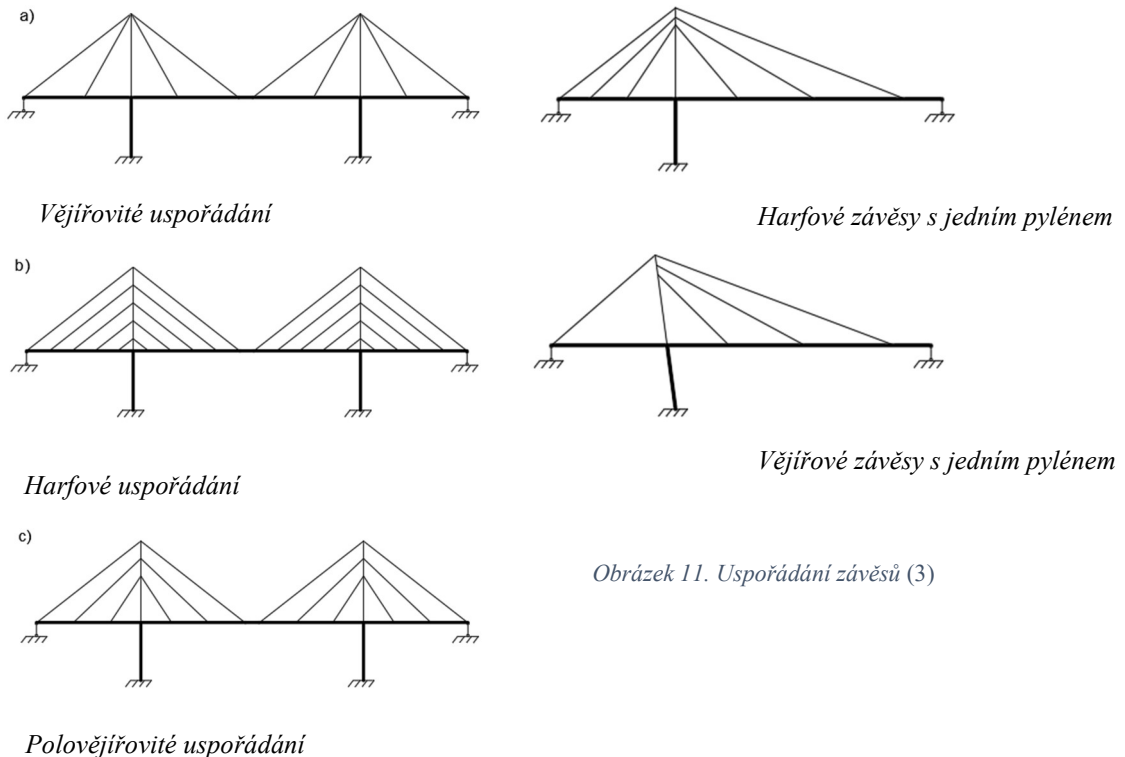
Závěsy se po konstrukci rozmisťují rovnoměrně a ladí se tak, aby se průběh vnitřních sil blížil průběhu na spojitém nosníku. Pro lépe pochopení zavěšených mostů obecně, je rešerše zaměřena na symetricky i asymetricky zavěšené mosty. Postupně se zabývá principy jejich fungování, které by mohly být využity při návrhu. V rámci zkoumání teorií jsou vytvořeny jednoduché modely v programu Scia engineer, kde jsou ověřeny základní principy.

2.2.2.1 Uspořádání závěsů

Závěsy mohou být uspořádány v několika formách. Nejzákladnější je vějířové a harfové. Další uspořádání bývají zpravidla kombinací těchto dvou uspořádání. Kabely mohou být uspořádány symetricky, či asymetricky. (3)

- Vějířové uspořádání je výhodné z hlediska efektivní tuhosti. Lana se teoreticky protínají v jednom bodě a tvoří soustavu tuhých trojúhelníků, přes které se roznáší síly. Nevýhoda je detail styku kabelů v pylonu, kde je třeba řešit rozplet lan, kotvení apod.
- Harfové uspořádání je dobré z hlediska kotevních detailů. Nevýhodou je snížení tuhosti u dolních kabelů. Největší efektivnosti lze dosáhnout u závěsů, který směřuje dolů. Rovněž dolní závěsy mohou být komplikace vůči vozovce.

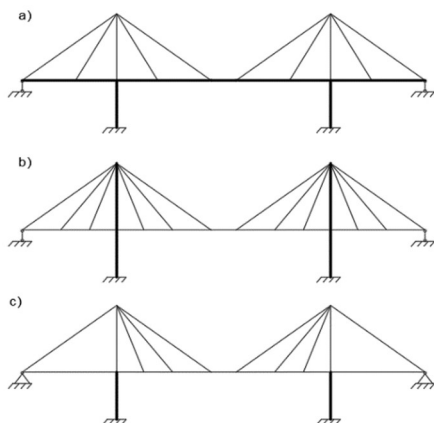
- Polovějířové uspořádání kombinuje výhody z obou variant. Tuhé konstrukce a současně dobré konstrukční detaily.



Obrázek 11. Uspořádání závěsů (3)

2.2.2.2 Varianty podle tuhosti

Zavěšené mosty využívají předpjaté diagonální kabely, které jsou dimenzované na přenos veškerého zatížení na mostě. Ostatní prvky, jako například vyztužený pylon, slouží především k distribuování nerovnoměrného zatížení od kabelových systémů. Při symetrickém uspořádání obsahuje most jedno pole hlavní a dvě pole vedlejší. Pole hlavní je minimálně 1,5násobně větší a je vyvažováno krajními poli. Návrh obsahuje dva pylony a mostovku a podle interakce může návrh vést k několika odlišným variantám. (3)

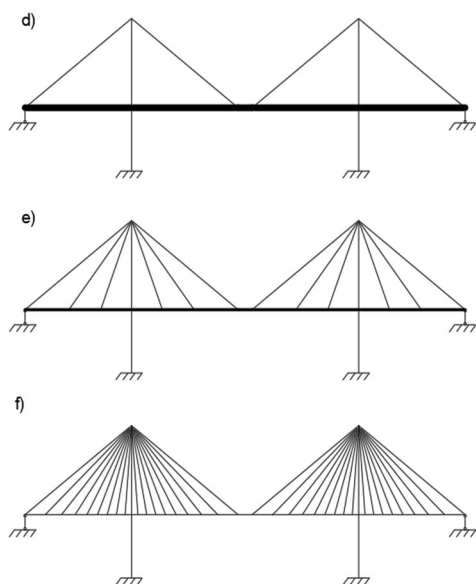


- a) *Systém s tuhým mostovkou a štíhlými pylóny.*
- b) *Systém s štíhlou mostovkou a tuhými pylóny.*
- c) *Redukovaná tuhost v mostovce i v pylonech.*

Obrázek 12. Tuhost konstrukce (3)

- Varianta „a“ je založena na tuhé mostovce a působení několika kabelů. Kabely působí jako elastické pilíře v místech, kde by pilíře nemohli být umístěny. Pilíře v tomto případě mohou být štíhlé, protože momenty v místě umístění závěsů nejsou příliš velké, z důvodu symetrického rozdělení sil.
- Varianta „b“ je charakterizována velmi tuhými pylony, které jsou navrženy tak, aby přebíraly momentové účinky od proměnného zatížení a vlastní tíhy. Díky tomuto návrhu je možné navrhnout štíhlejší mostovku a ušetřit výšku konstrukce mostovky.
- Ve variantě „c“ jsou kabely kotveny vně mostovku do kotevního bloku, takže horizontální síly jsou chyceny do základů a nezatěžují tak konstrukci pylonu. V této variantě je možné snížit tuhost jak pylonů, tak mostovky, ale na druhou stranu je nezbytné mít dobré podloží, do kterého je možné založit síly z kabelů, nebo tomu přizpůsobit návrh založení.

Dále je možné měnit množství kabelů na mostovce a sledovat tak jejich účinek. V principu je jejich cílem převzít vertikální sílu z mostovky, která se rozkládá mezi kabely podle jejich možnosti přenosu zatížení. Čím víc kabelů, tím lépe se vyrovná zatížení, ale ukotvování do pylony a samotné kabely jsou velice nákladné. Kromě těchto okolností, existuje i minimální tuhost vyztuženého nosníku, aby byl schopný vypořádat se s vodorovnými silami z kabelů, přerozdělit nerovnoměrné momenty bodového zatížení a mít dostatek tuhosti vzhledem k větru a dalším klimatickým zatížením. (3)



Na pořadí obrázku d-f je znázorněna proměnná tuhost mostovky podle množství kabelů do ní zakotvené.

Obrázek 13. Variabilita počtu závěsů (3)

2.3 Inspirace

Tato kapitola se zabývá stávajícími mostními stavbami, které jsou inspirací pro návrhy této práce a rovněž jsou z nich použity některé principy a je vyzkoušeno jejich fungování.

2.3.1 Van Troi – Tran Thi Ly Bridge

2.3.1.1 Umístění a geometrie

Most Nguyen Van Troi neboli také Trah Thi Ly přemostňuje řeku Han a nachází se ve městě Da Nang. Jedná se o první konstrukci tohoto typu ve Vietnamu. Konstrukce obsahuje trojplóšné kabely, které jsou ukotveny do vysoké věže 145 m skloněnou 12°. Délka hlavního pole je 230 m a vedlejší pole je rozdělené na čtyři úseky po padesáti metrech. Celková délka mostu je tedy 430 m a navazuje podepřené pole pilíři. (7)



Obrázek 14. Tran Thi Ly Bridge (7)

2.3.1.2 Inspirace

Na internetu jsou k nalezení videa z postupné výstavby, které pomohli k pochopení a představě dimenzí zakládání i ukotvení prvků do pylonu. Založení je provedeno na vrtaných pilotách do vnějšího základového bloku. Rozplet kabelů je tvoří optickou iluzi a zároveň obkresluje průjezdný profil mostu.



Obrázek 15. Blok s kabely (8)

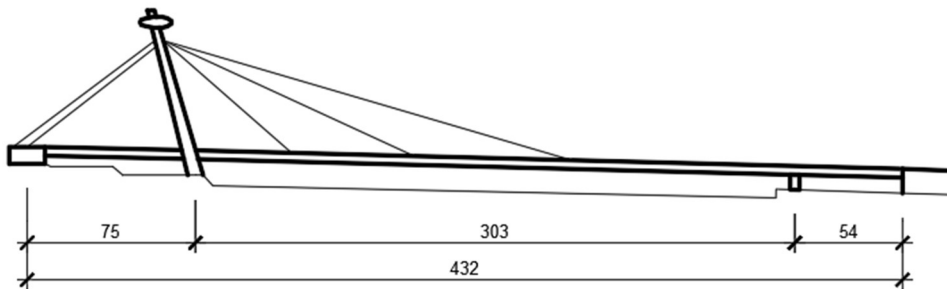


Obrázek 16 Pylon s kabely (8)

2.3.2 Most Slovenského národného povstání

2.3.2.1 Umístění a geometrie

Jedná se o most, který byl naprojektován na Slovensku v roce 1967 panem profesorem Arpádem Tesarem. Návrh obsahuje ocelovou mostovku zavěšenou na tuhých šikmých kabelech, které jsou připojeny pouze ve třech bodech na celé konstrukci. Rozpětí hlavního pole je 303 m a vedlejších 75 a 54 m. Celková délka konstrukce je tedy 432 m. (9)



Obrázek 17. Podélný řez Bratislava (6)

Most se nachází v Bratislavě a přemostuje řeku Dunaj. Výška pylonu dosahuje devadesáti metrů a na jeho hlavě je vybudována vyhlídková kavárna s rychlovýtahem. Trámovou mostní konstrukci tvoří dvě ocelové komory položené vedle sebe, které dosahují výšky pěti metrů. Vozovka se skládá ze čtyř pruhů, dva v každém směru. (9)



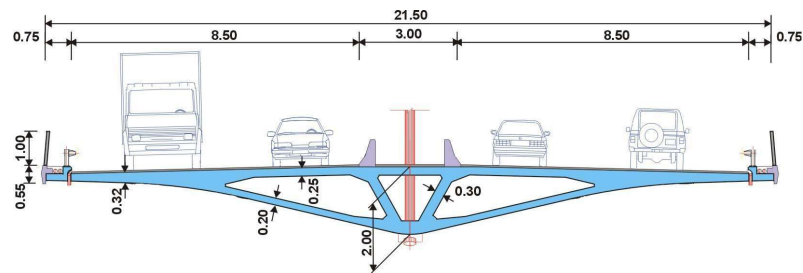
Obrázek 18. Pohled na pylon (10)

2.3.2.2 Inspirace

Kotevní lana jsou umístěna centricky do hlavního trámu a jejich počet je značně zredukován. Šikmý pylon je tvaru „A“ a protizávěsy jsou zakotveny do kotevního bloku v rovině konstrukce.

2.3.3 Viaduct in Funchal

Viaduct in Funchal se vyznačuje estetičností a odvážným návrhem. Je zde použit velmi subtilní návrh příčného řezu, který obsahuje tuhé jádro a vzpěry podpírající desku nosnou čtyři dopravní pruhy. Celková výška příčného řezu je 2,2 m. (5)



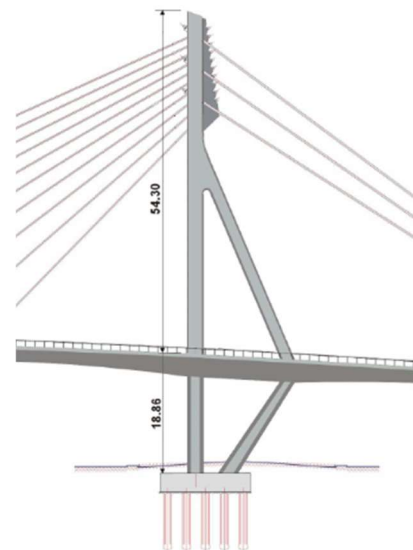
Obrázek 19. Viaduct příčný řez (5)

Cable-stayed bridges for urban spaces

Pylon obsahuje podpůrnou vzpěru, která tvoří podpěrný trojúhelník spojen tuhým spojením u mostovky. Závěsy jsou kotveny centricky do mostovky a protizávěsy jsou rozpleteny. Celková výška pylonu je 73,16 m. V rámci návrhu byla provedena parametrická studie a zkoumaly se účinky na pylon se vzpěrou a bez ní. (5)



Obrázek 20 Viaduct pylon (5)



Obrázek 21 Viaduct pylon řez (5)

2.3.3.1 Inspirace

Jako inspirace slouží tvar a uspořádání příčného řezu. Dále také návrh tvaru pylonu se šikmou vzpěrou.

3 Varianty řešení

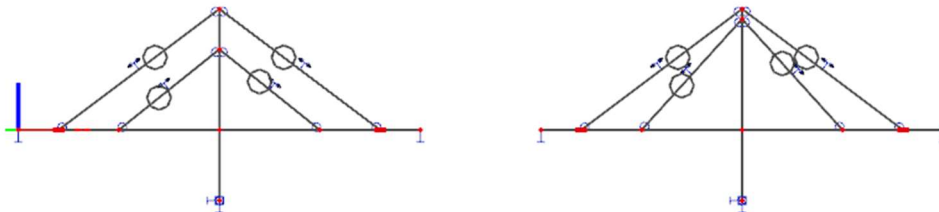
3.1 Návrh uspořádání konstrukce

3.1.1 Aplikování teorií

V rámci aplikování teorií jsou ve Scia Engineer vytvořeny dva průřezu o rozdílné tuhosti a hmotnosti. Ty jsou kombinovány harfovém a vějířovým uspořádání a jsou sledovány průběhy ohybového momentu a napětí podle rozdílných tuhostí jednotlivých prvků.

3.1.1.1 Symetrické uspořádání

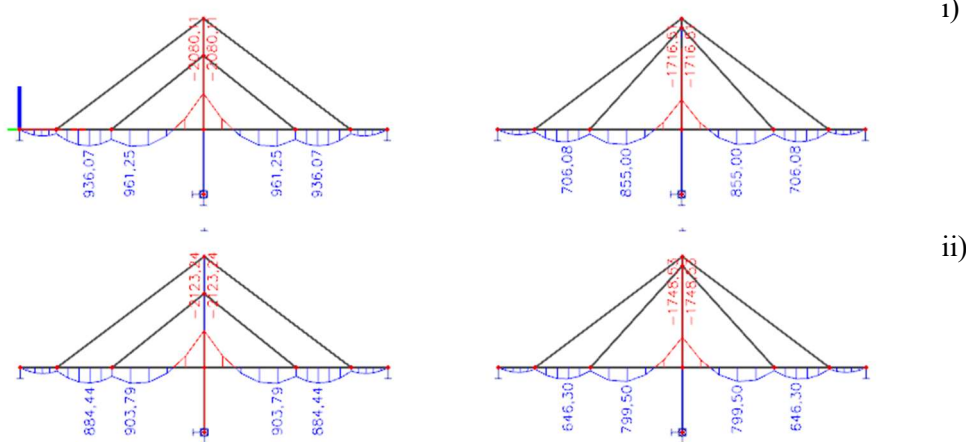
Nejprve jsou vymodelovány symetricky uspořádané konstrukce, které by měly svojí symetričností vyrovnávat účinky předpětí od kabelů.

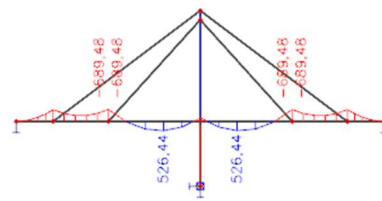
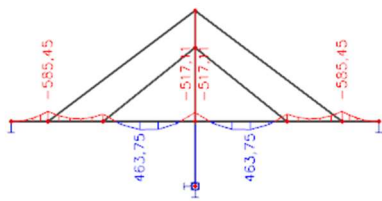


Obrázek 22. Symetrické modely

Lanové prvky byly předepnuty nelinearitou prutu přes počáteční napětí a celý výpočet je uvažován nelineárně. U variant i) jsou mostovka i pylon ze stejného materiálu. U varianty ii) byl zvolen tužší materiál pro pylon a stejné naladění závěsů. Varianta iii) obsahuje tuhou mostovku a méně tuhý pylon.

- Průběhy momentů na konstrukcích.

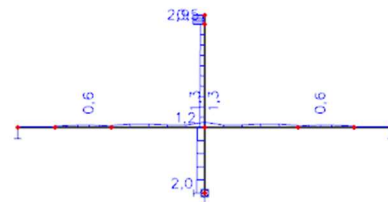
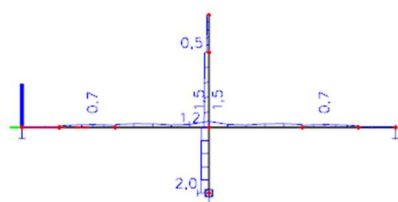




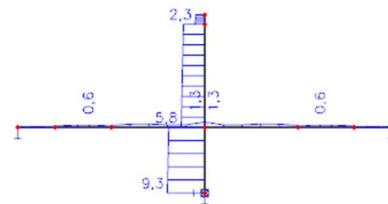
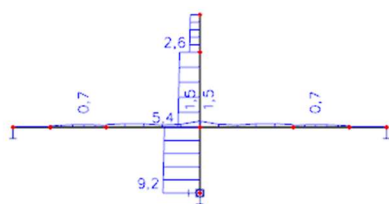
iii)
Obrázek
23 Momenty
symetrické

Největší rozdíly jsou vidět v průběhu napětí po konstrukci. Vějířovité konstrukce jsou obecně tužší, ale mají lokální přírůstek napětí, jak dobře vidět v příkladu i) a iii). V případě tužší prvků na konstrukci je vidět veliký nárůst napětí z přenosu zatížení a odlehčení druhého prvku konstrukce viz. varianty ii) a iii).

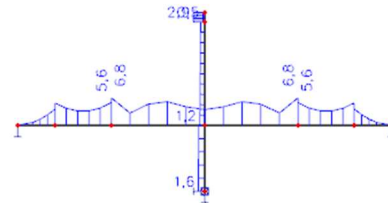
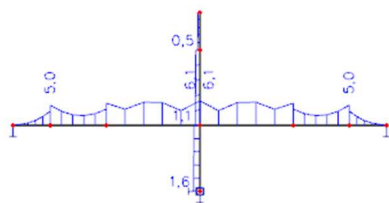
- Průběhy napětí na konstrukcích



i)



ii)



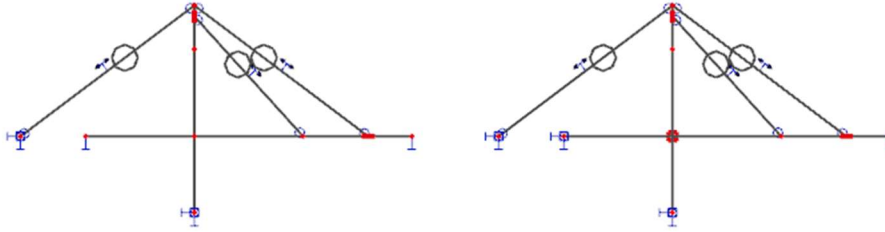
iii)

Obrázek 24. Napětí symetrické

3.1.1.2 Asymetrické uspořádání

Asymetrická konstrukce byla modelována pouze pro vějířovité uspořádání. Varianty 2D modelů obsahují stejné rozdíly v tuhosti prvků. V levém sloupci je pylon tuze spojen s mostovkou na rozdíl od sloupce vpravo, kterým má průběžný pylon. Obě varianty mají jedno pole kotvené do mostovky a druhé mimo konstrukci do „základového bloku“.

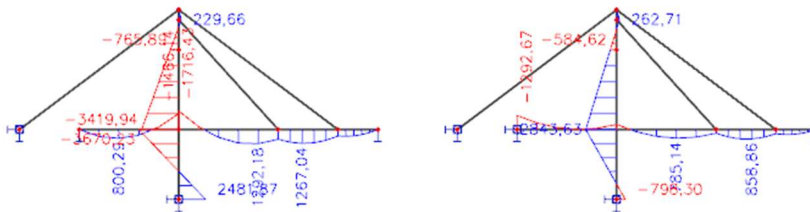
j)



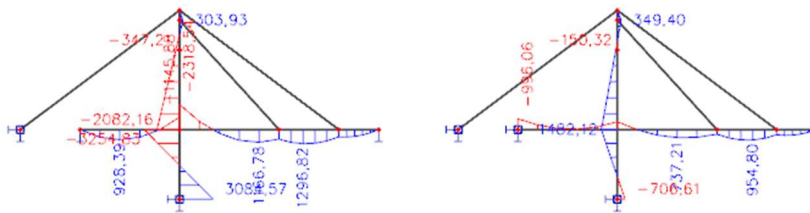
Obrázek 25. Asymetrické modely

Na průběhu momentu je vidět veliké namáhání pylonu v poměru namáhání mostovky. Z hlediska momentového namáhání vychází nejpriznivěji uspořádání jj), které má průběžný pylon a rovněž je zvýšena jeho tuhost naproti subtilní mostovce. U varianta j)-jjj) s vetknutým pylonem dochází k velkým momentům v patě pylonu.

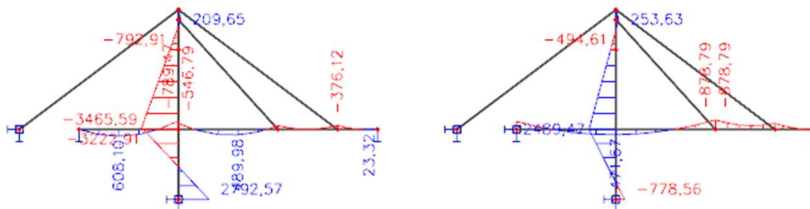
j)



jj)



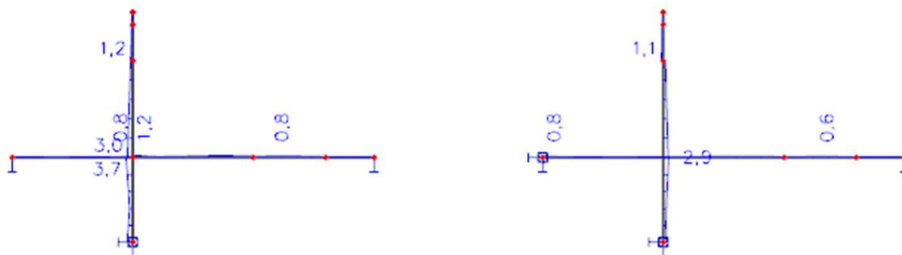
jjj)

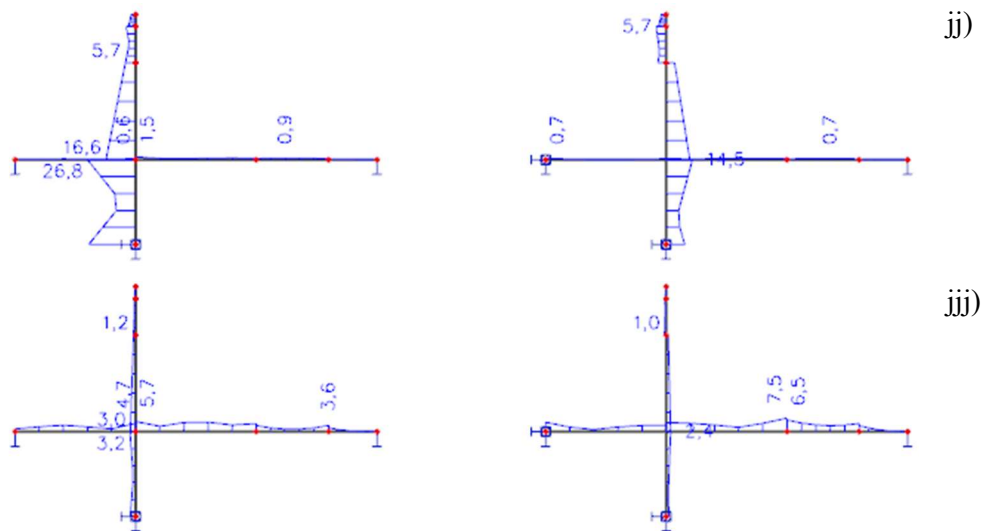


Obrázek 26. Asymetrická k. - ohybové momenty

Průběhy napětí vychází dle předpokladů. Obecně průběžný pylon pomáhá k snížení jeho namáhání, ale k zvětšení účinků na mostovce. Převést účinky do opěr.

j)



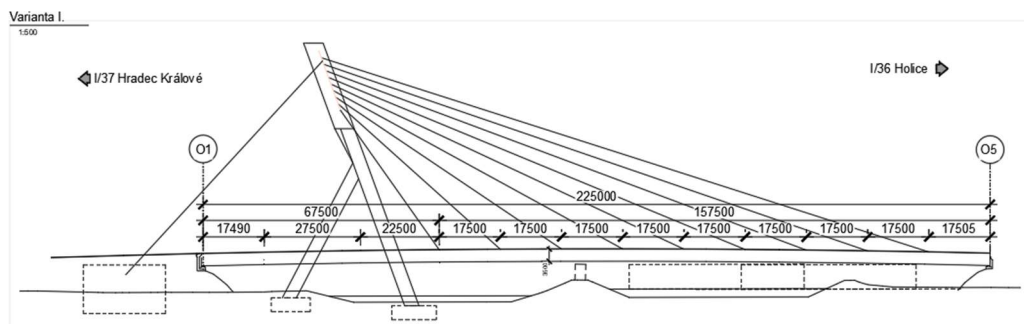


Obrázek 27. Asymetrická k. - průběh napětí

3.1.2 Přehled variant řešení

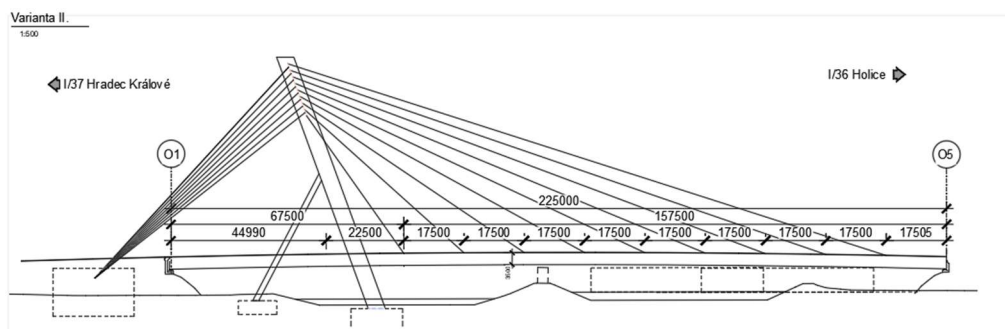
V přehledu variant je zobrazen jejich postupný vývoj, který je podrobně rozebrán v analýze variant. Návrh variant vychází z teoretických poznatků při aplikování teorií. Varianty změnou své dispozice a uspořádání lan mění celkovou tuhost konstrukce.

3.1.2.1 Varianta I.



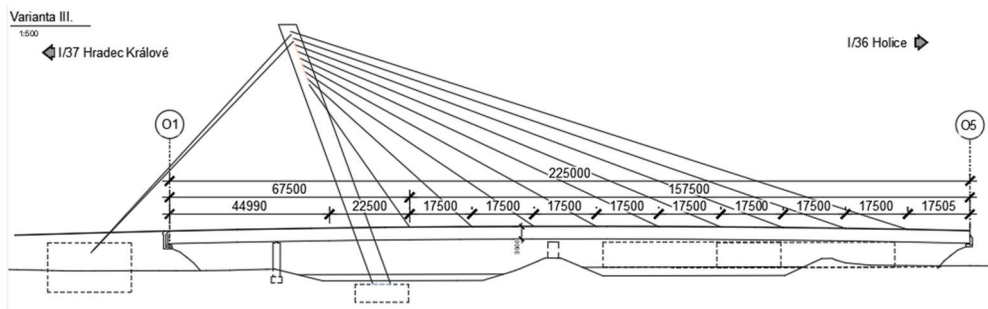
Obrázek 28 Varianta I.

3.1.2.2 Varianta II.



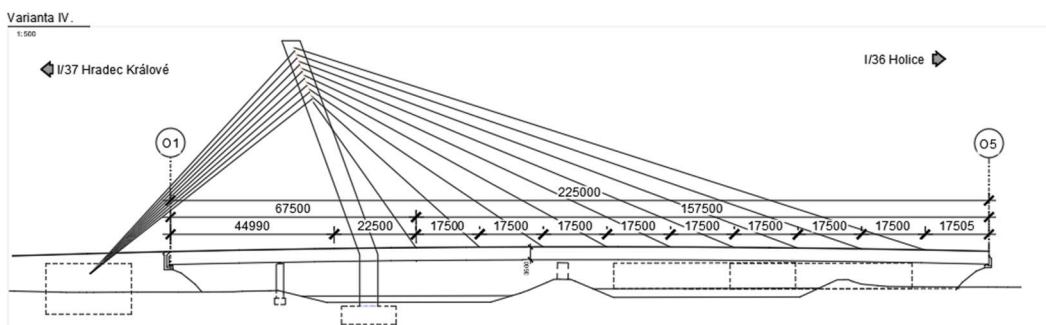
Obrázek 29 Varianta II.

3.1.2.3 Varianta III.



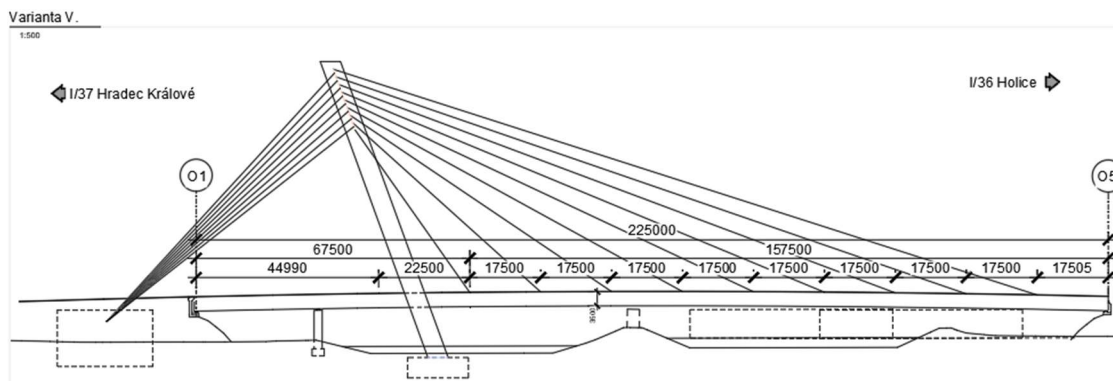
Obrázek 30 Varianta III.

3.1.2.4 Varianta IV.



Obrázek 31 Varianta IV.

3.1.2.5 Varianta V.



Obrázek 32 Varianta V.

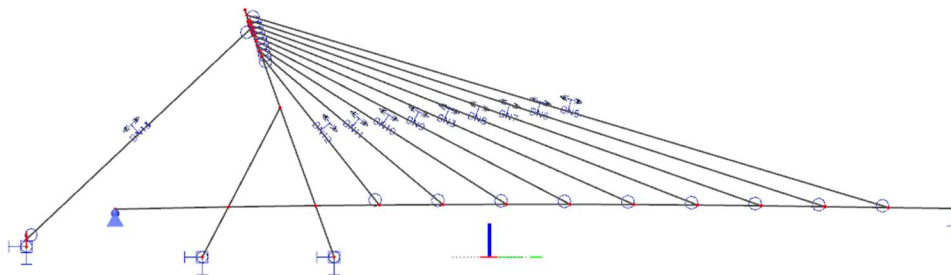
Znázornění variant je pouze schématické. Podrobné výkresy jsou vytvořeny až po stanovení finální varianty. Návrh založení a opěr je proveden v komentovaném statickém výpočtu. Dimenze prvků jsou odhadnuty a budou specifikovány při posouzení mezních stavů konstrukce.

3.2 Analýza variant

Na základě poznatků z aplikování teorií jsou vytvořeny varianty řešení, na kterých je zkoumáno jejich chování při zatížení na Kvazi-stálou kombinaci. Postupnou analýzou prvků jsou eliminovány nežádoucí návrhy a je vytvořen výsledný model pro posouzení konstrukce. Všechny výpočty jsou prováděny pomocí nelineární aproximační metody.

3.2.1 Varianta I

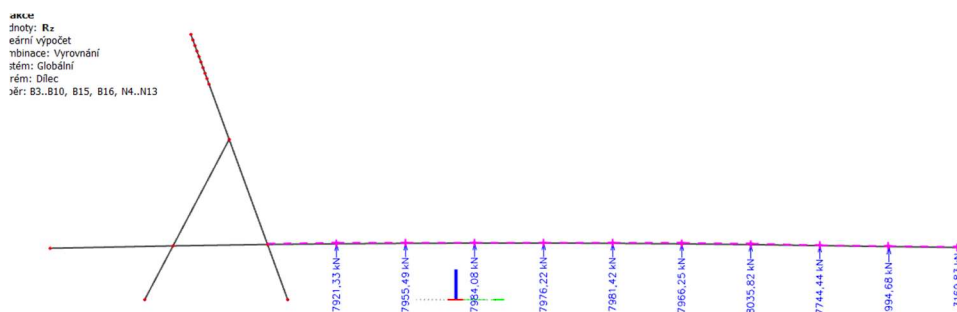
První návrh je varianta s pylonem tvaru „λ“. Tvar pylonu měl především pomáhat konstrukci ve vodorovné tuhosti a zároveň jeho vzpěra složí jako pilíř v krajním poli. Celá konstrukce je modelována prutově ve 3D s prostorovým řešením proti závěsům. V místě opěr je uvažováno kloubové podepření, bet ohledu na skutečnou polohu ložisek. Prvotní návrh slouží především k počátečnímu naladění konstrukce v podélném směru a ozkoušení vzájemné interakce nelinearit dílce – počáteční napětí a nelineárního výpočtu.



Obrázek 33 Varianta I.

3.2.1.1 Odhad počátečních napětí

Pro první odhad je konstrukce zatížena pouze vlastní tíhou a v místě ukotvení závěsů jsou umístěny posuvné klouby. Po zatížení jsou získány reakce ve směru z v hlavním poli, podle kterých je provedeno prvotní naladění. Jedná se částečně o matematický odhad podle teorie statického pružného lana.



Obrázek 34 Reakce

Pro závěsy je použit systém VSL SSI 2000. Jednotlivé kabely jsou spleteny z 60 lan průměru 15,7 mm. Pevnost oceli dosahuje $f_{pk} = 1860$ MPa. Plocha jednoho lana vychází $A_l = 150$ mm² a plocha celého kabelu $A_c = 11\,615$ mm². Při ladění závěsů je kontrolována hodnota napětí, aby nedocházelo k překročení mezních hodnot pro kvazi-stálou a charakteristickou kombinaci.

Tabulka 1 lana

	A	N	σ [Mpa]	α [°]	x [m]	H [m]	ΔX [m]
L 1	9292,5	11,80916	786,8891	55,1455	22,5	54354	22,5
L 2	10486,5	14,13227	742,025	42,1138	40	52944	17,5
L 3	11539,5	14,13227	816,5353	33,928	57,5	51534	17,5
L 4	13713,5	16,45539	833,3745	28,7032	75	50124	17,5
L 5	13354,5	16,45539	811,5579	24,871	92,5	48714	17,5
L 6	14639,5	21,10161	693,7621	21,9352	110	47304	17,5
L 7	14616,5	21,10161	692,6721	19,7568	127,5	45894	17,5
L 8	15421	21,10161	730,7972	18,0175	145	44484	17,5
L 9	17225,5	24,58628	700,6142	16,5176	162,5	43074	17,5

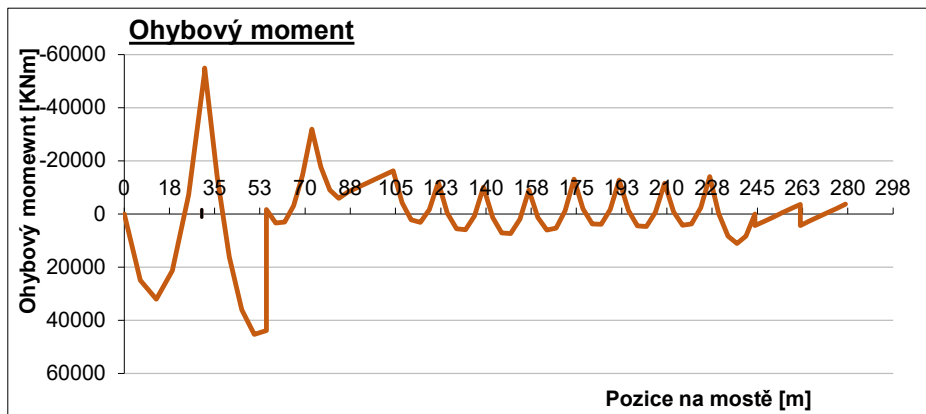
Pro prutovou soustavu stejného uspořádání je možné vnitřní síly spočítat pouze z rovnováhy vnitřních sil. Při výpočtu statického lana je nezbytné nejdříve vždycky vyřešit nový rovnovážný tvar a řešit konstrukci na deformovaném tvaru. Pro výpočet lana se využívá diferenciální rovnice statického lana. (6)

$$Hy'' + g^x \sqrt{(1+y'^2)} dx + px = 0$$

V rámci porovnání variant jsou síly pouze odhadnuty podle statických rovnic rovnováhy a z nich je dopočteno počáteční napětí do nelineárního výpočtu. Hodnoty jsou natolik přesné, že je výpočet možné zpustit a později iterovat hodnoty k správnému řešení. Po provedení prvního výpočtu je konstrukce vyrovnána iteračním výpočtem opětovným počítáním vnitřních sil a deformací na modelu. Naladění kabelů pro „variantu λ “ je využito i pro počáteční naladění modelů ostatních variant. U každé varianty je provedena iterace napětí pro získání minimálních průhybů a momentového průběhu připomínající prostý nosník. Po vyrovnání jsou konstrukce zatíženy Kvazi-stálou kombinací a porovnány. Zkoumané jsou především ohybové momenty na mostovce a pylonu. Rovněž průběh napětí a normálové síly.

3.2.1.2 Vykreslení vnitřních sil na mostovce od stálého zatížení

Po vyrovnání konstrukce podle průběhu momentu na NK je vidět rovnoměrný průběh momentů v hlavním poli. Ve vedlejších poli vzniká velký momentový účinek v místě vetknutí pylonu do konstrukce a v místě šikmé vzpěry. Je zřejmé, že trojúhelník tvořen podepřeným pylonem má vysokou vodorovnou tuhost.



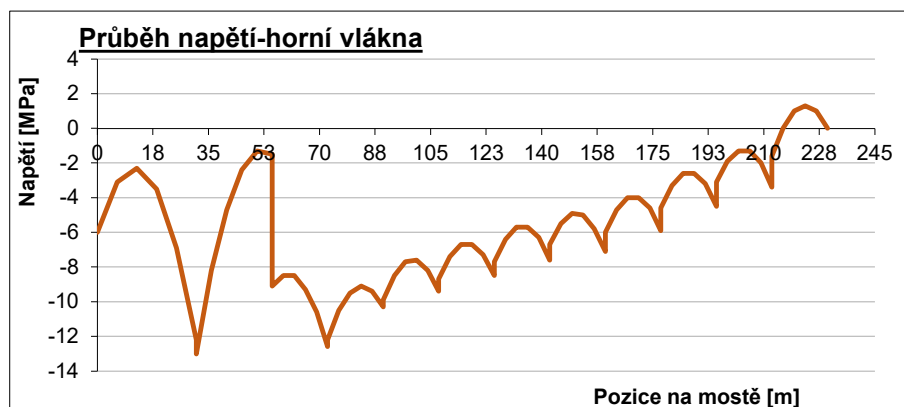
Graf 1 My - v.I.

Napětí na mostovce se pohybuje v záporných hodnotách až na poslední segment v hlavním poli, kde dochází k mírnému nadvíšení mostovky a tahovému napětí. Při přitížení dopravou by mohl vznikat významný tlak pod vzpěrou.



Graf 2 Napětí spodní - v.I.

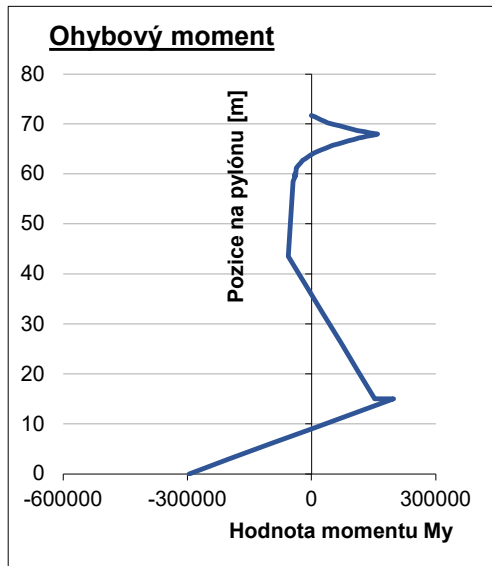
Napětí je zatíženo pouze na kvazi-stálou kombinaci. Při podrobnějším posudku je napětí sledováno ještě pro charakteristickou a častou kombinaci. Současně by varianta z hlediska omezení napětí vyhověla.



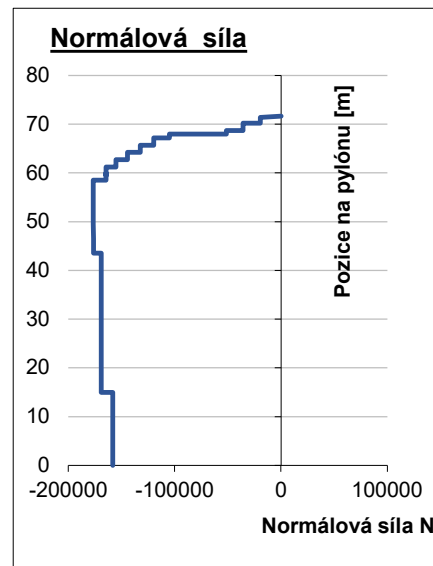
Graf 3 Napětí horní v.I.

3.2.1.3 Vykreslení vnitřních sil na pylónu

Po vykreslení vnitřních sil na pylónu, je zkoumán účinek uspořádání kabelů a vliv vetknutí pylónu do mostovky. V místě vzpěry dochází k prvnímu skokovému momentu na pylónu a totéž při tuhém spojení s mostovkou. Mostovka tlačí do konstrukce pylónu a vytváří tak ohybový moment, který je poté přenesen do založení.

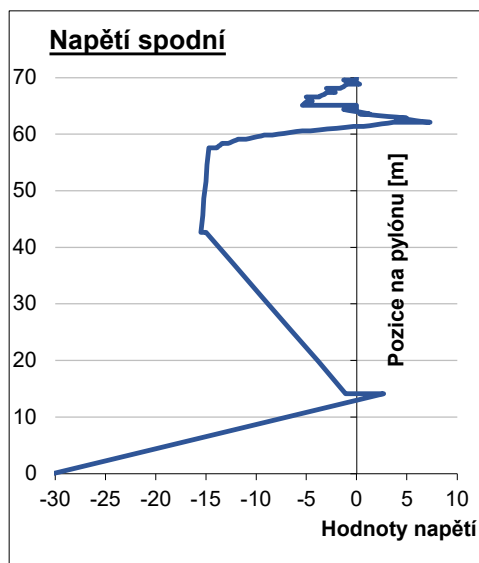


Graf 5My-pylon-v.I.

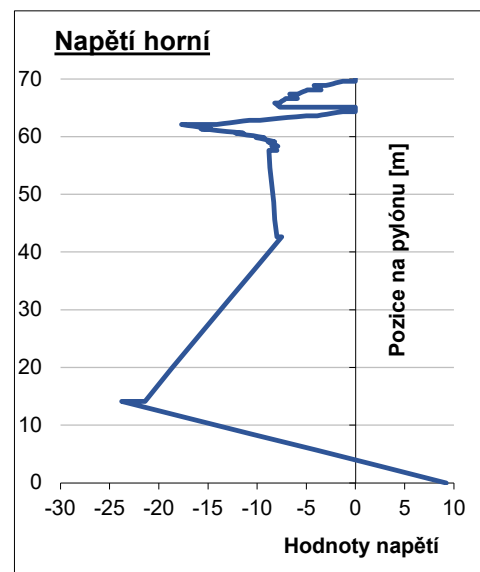


Graf 4N-pylon-v.I.

Normálová síla od předpínacích lan vychází podle předpokladů. Neočekávaný je ovšem vznik napětí od protizávěsů, který vytváří tahové namáhání při dolních vláknech. Při větším zatížení by pravděpodobně došlo k nenadimenzovatelnému zatížení. Uspořádání lan je považováno za nepraktické a konstrukce není přizpůsobena tak velkému lokálnímu účinku.



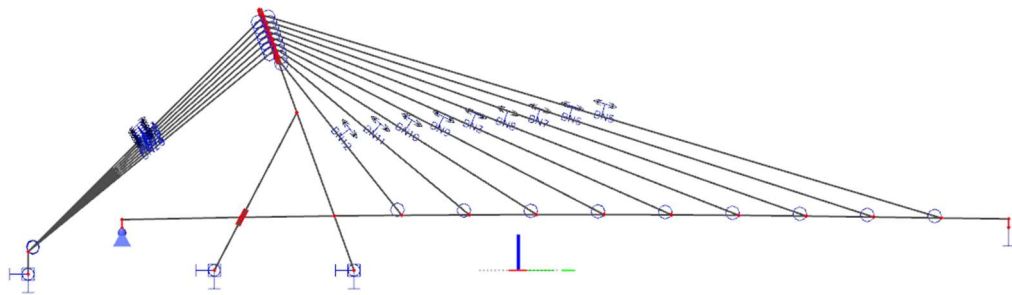
Graf 7 Napětí spodní - v.I.



Graf 6 Napětí horní v. I.

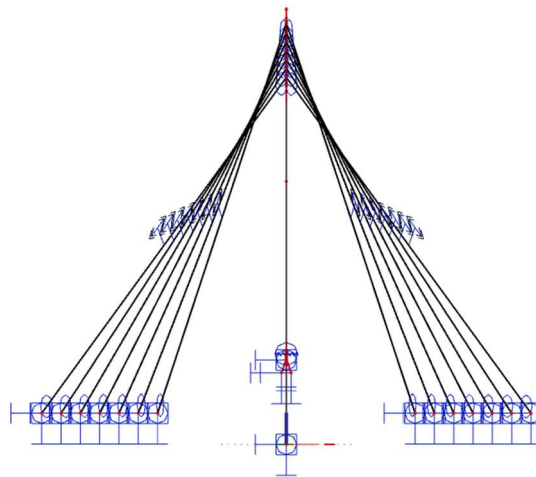
3.2.2 Varianta II

Řešení druhé varianty vychází z prvotního návrhu, ale je zde změněno uspořádání proti závěsů. Změna se týká především počtu závěsů a jejich ukotvení do tížného bloku. Zvětšením počtu závěsů vede ke snížení napětí v jednotlivých závěsech a ke snížení lokálních účinků napětí na nosnou konstrukci pylonu a tížného bloku. Naladění závěsů má stejné počáteční napětí a je sledována změna celkové tuhosti konstrukce.



Obrázek 35 Varianta II

Idea ukotvení lan je směřována na vnější založení mimo most tak, aby byl splněn průjezdný a průchozí prostor mostu. V místě opěr je přes tuhé prvky domodelována skutečná poloha ukotvení, která přibližuje návrh blíž k realitě. Napětí v protě závěsech je přerozděleno a přepočteno, aby s větším úhlem β_i zvětšujícím se směrem od mostovky, se nesnižoval normálový účinek v lanech.

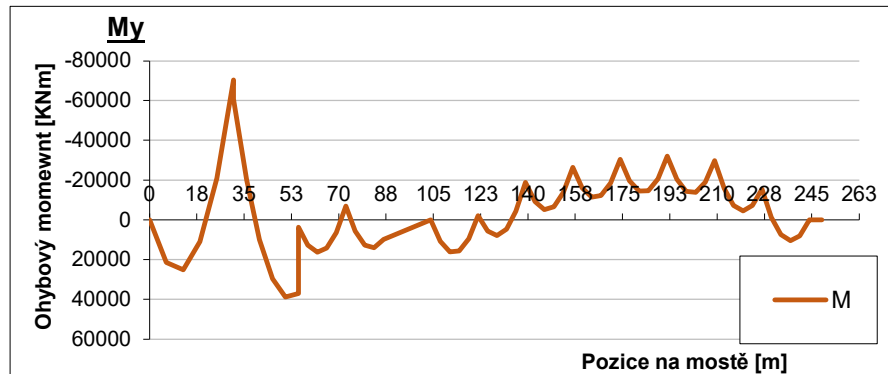


Obrázek 36 Varianta II - kabely

Při změně uspořádání je také kladen důraz na estetiku návrhu a lana jsou uspořádána tak, aby tvořila optický klam pro projíždějící automobily. Při přibližování k mostu lana vytváří iluzi prohnutí lan, které opisují vnější tvar elipsy. V rámci působení jsou všechny lana napínána přímo.

3.2.2.1 Vykreslení vnitřních sil na mostovce od stálého zatížení

V grafu níže je vidět průběh vnitřních sil varianty II. Přiblížení působení tížného bloku skutečnosti a přidání proti závěsů vedlo ke zvýšení tuhosti konstrukce v oblasti krajního pole. Při stejném naladění hlavních závěsů dochází k nadvýšení mostovky. Maximální ohybový moment zůstává v místě kontaktu pylonu s mostovkou a jeho vzpěry.

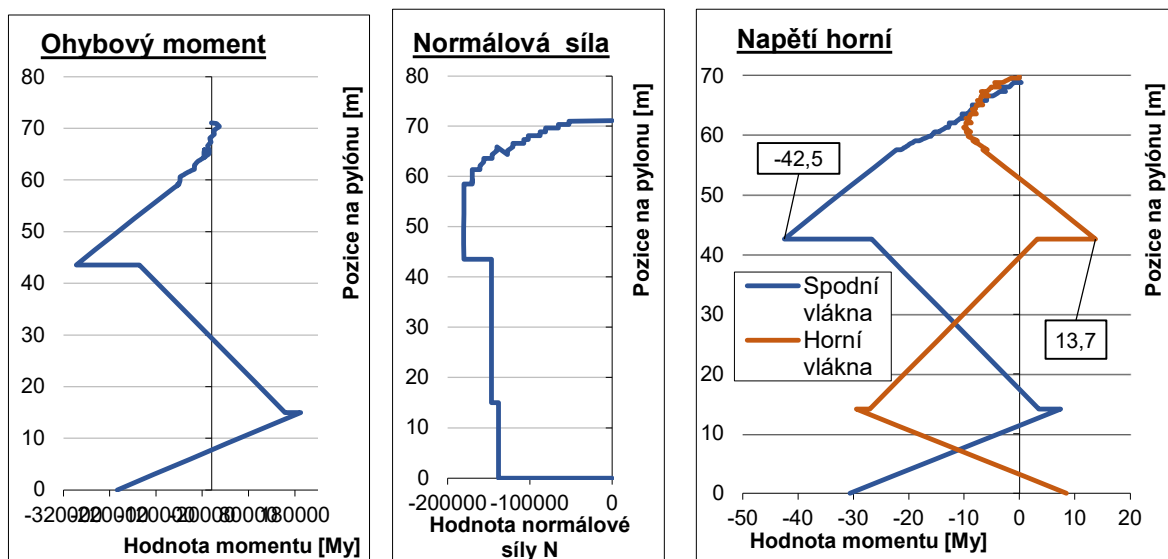


Graf 8 My v. II.

Se zvětšením tuhosti se uvažuje ve vyrovnání dalších variant pro sjednocení ohybových momentů na mostovce. Z výsledků je možné říct, že varianta by snižovala průhyby uprostřed rozpětí hlavního pole.

3.2.2.2 Vykreslení vnitřních sil na pylonu od stálého zatížení

Při aplikování rozvětvení závěsů je docíleno rovnoměrnějšího roznosu zatížení, avšak pravděpodobně přetížení konstrukce a tenkým průřezem vzpěry vzniká v jejím místě velký ohybový moment a nerovnoměrný průběh napětí, který dosahuje nepřipustných hodnot pro případné kombinace zatížení a únosnost materiálu. Pro využití vzpěry by muselo dojít k jinému naladění konstrukce pro změnu výslednice sil.



Graf 11 My-pylon-v.II.

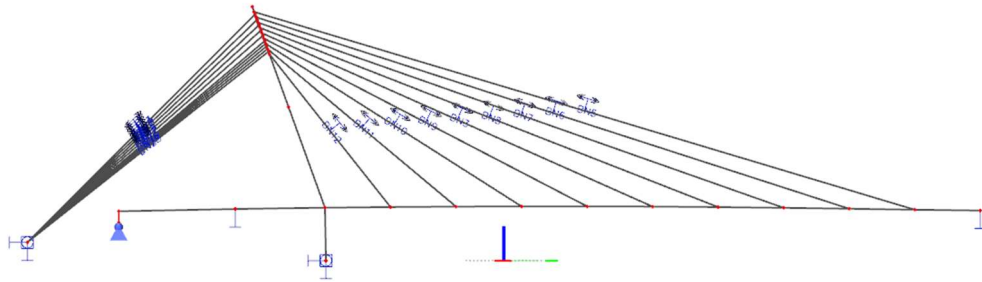
Graf 10 N-pylon-v.II.

Graf 9 Napětí -pylon-v.II

3.2.3 Varianta III a IV

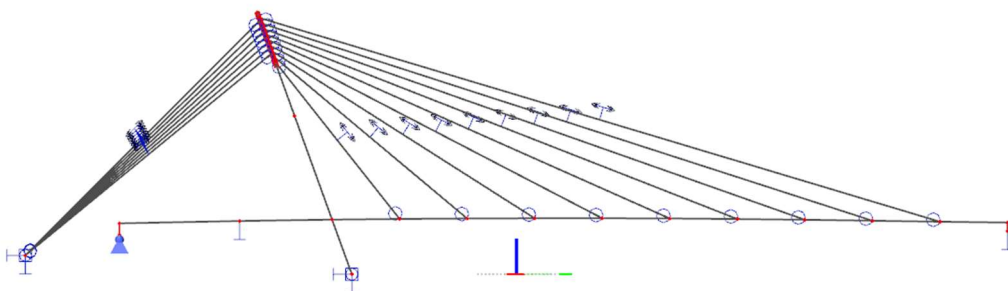
3.2.3.1 Konstrukční řešení

Varianta III. a IV. zahrnuje návrh podélného směru bez pomocné vzpěry. V rámci návrhu varianty III. je vzpěra nahrazena pilířem s posuvným ložiskem a pylon je od úrovně mostovky dolů sklopen do kolmého směru. Průřez pylonu pod mostovkou je zvětšen. Předpokládá se lepší přenos účinků zatížení na spodní část pylonu. Naladění kabelů je provedeno na rovnoměrný průběh ohybového momentu. Tvar proti závěsů zůstává stejný jako u varianty II.



Obrázek 37V III.

Varianta IV vychází z varianty III, ale je u ní přehodnoceno naladění konstrukce. Z hlediska konstrukčních detailů na pylonu sejevilo nelogické uspořádání závěsů v místě uložení do pylonu. Při modelování varianty IV je počet zredukován a mezi jednotlivými kabely jsou zvětšeny mezery. Napětí v kabelech je přepočítáno podle geometrie na stejné zatížení jako protiváha k hlavnímu poli. Pro vyrovnání momentů je konstrukce znovu iterována tak. Současně opět byla modelována opěra tak, že částečně simulovala skutečnou polohu pevného ložiska u opěry O1. Rameno působení mezi polohou ložiska a mostovkou odpovídá výšce mostovky. Opěra O2 je stále modelována na posuvném ložisku.

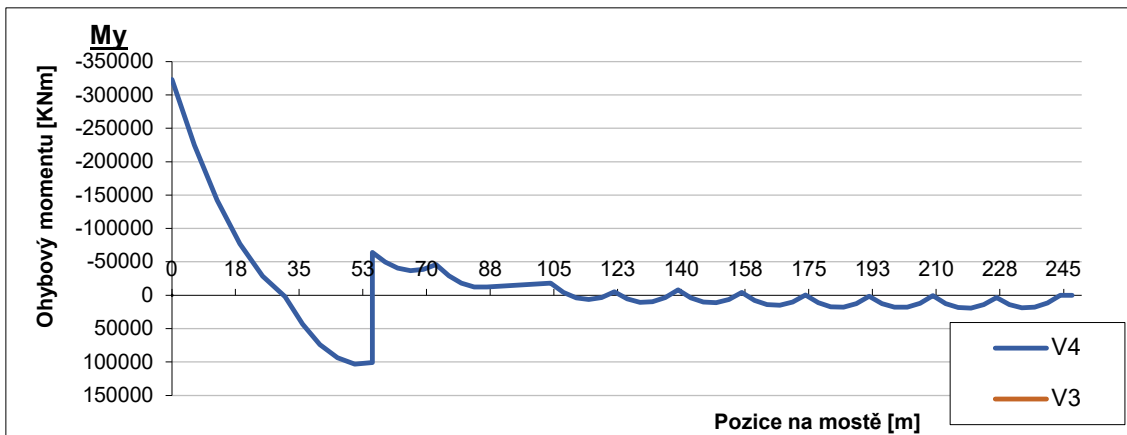


Obrázek 38 V IV.

Primární změnou je změna tvaru pylonu. Neobsahuje vzpěru jako varianta III, ale pylon je narovnan do stejného směru a je taktéž vetknut do konstrukce jako u předchozí varianty. Cílem je zjištění výhod jednotlivých tvarů pylonu pro další možnosti modelování.

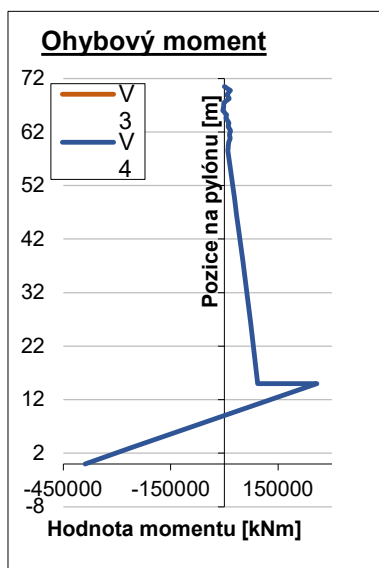
3.2.3.2 Vykreslení vnitřních sil na pylonu od stálého zatížení

Na grafu průběhu momentu na mostovce je vidět opět nárůst v místě vetknutí do pylonu, který je od minulých variant redukován. Pilíř v krajním poli na posuvném ložisku evidentně funguje líp než vzpěra ve variantách I. a II. Problém se začíná vyskytovat od místa krajního pilíře, kde moment narůstá směrem k opěře. Velké rameno od ložiska v místě málo podepřeného vnějšího pole vyvolává velký ohybový účinek.

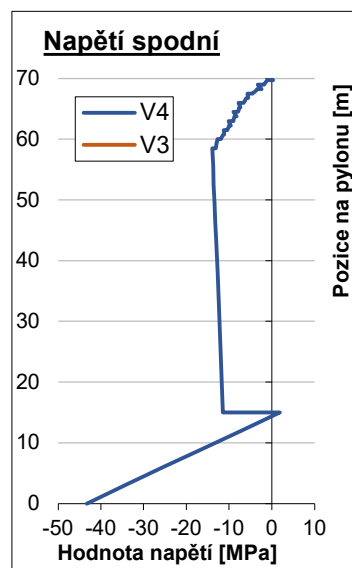


Graf 12 My III. a IV.

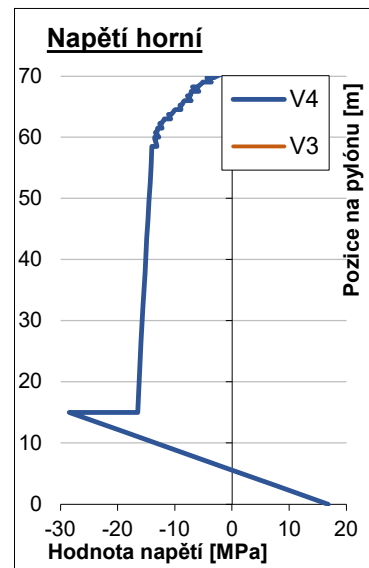
Z průběhu ohybového momentu je vidět výrazná odchylka. Pro variantu se sklopenou dolní částí pylonu vychází momenty nižší skoro o 20 MNm. Normálová síla se pohybuje ve stejných řádech u obou variant. Normálová síla je kolem 16 MN. S přihlédnutím k stejné normálové síle vychází odpovídající průběhy napětí průběhům ohybových momentů. Lokální nárůst a moment v patě pylonu je způsoben normálovou silou, která narůstá postupným napínáním závěsů po mostovce.



Graf 15 My v. III. a IV.



Graf 14 Napětí spodní v. III. a IV.



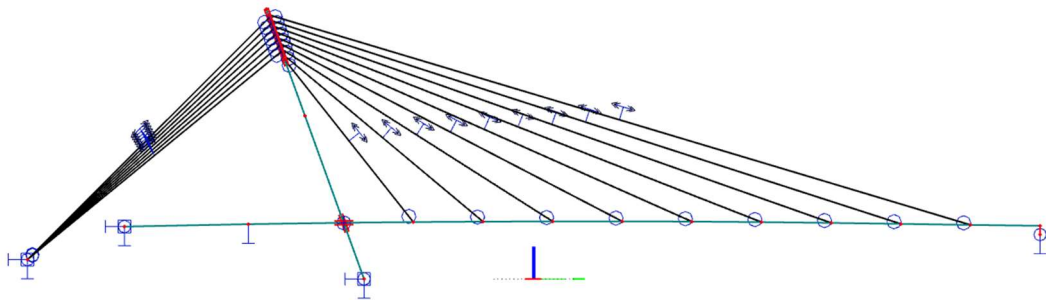
Graf 13 Napětí horní v. III. a IV.

3.2.4 Varianta V

3.2.4.1 Konstrukční řešení

Varianta V vychází ze zkušeností z předchozích variant. Je dodrženo stejné ukotvení závěsů. Místo vzpěry je v krajním poli využít pilíř posuvným ložiskem. Nárůst momentu v místě opěry O1 je vyřešen vetknutím v rovině mostovky. Přenos normálové síly z mostovky bude řešen ve statickém výpočtu v kapitole návrh založení. Varianta funguje za předpokladu propojení namáhání z kabelů a mostovky. Myšlenka je v propojení opěry O1 a ŽB základu pro lana, kde bude ve statickém výpočtu vyřešena kombinace dvou velkých účinků namáhání.

Pro řešení pylonu je zvolena varianta šikmého pylonu ve stejném sklonu. Moment, který vznikl v předchozích variantách vznikl tlakem od mostovky. Postupným napínáním pouze hlavního pole je celá konstrukce tažena k opěře O1. Proto je zvolena variantu průběžného pylonu opřené o ložiska uvnitř mostovky. Stejně zůstává normálové namáhání od kabelů, který zůstává rovnoměrný se skokovým nárůstem od lan. Zvolení tohoto řešení poskytuje rovnoměrný průběh vnitřních sil jak na věži, tak na mostovce. Na pravé straně mostu se zachovalo posuvné ložisko.



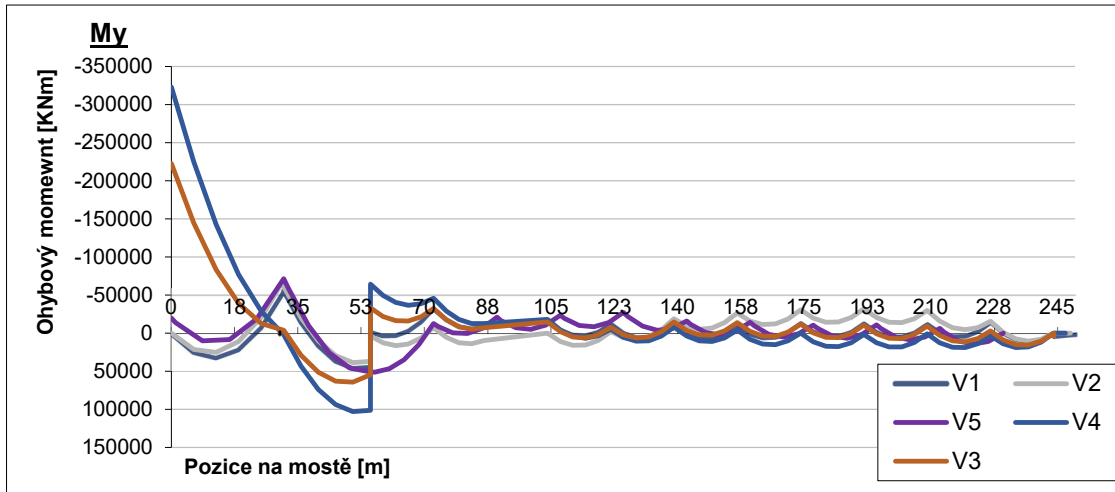
Obrázek 40. Finální varianta

Pro zajištění rovnoměrných účinků na konstrukci, je vytvoření ruční omezení podle reakcí z modelu. Snaha je vyrovnat účinky a celé konstrukci, aby výslednice z kabelů mířila do střednice pylonu. Kabely jsou znovu iterovány pro zajištění těchto účinků. Výsledkem je rovnoměrný průběh momentu i napětí na pylonu i mostovce. Ověření napínání lan je řešeno ve statickém výpočtu. V místě velkých průhybů se předpokládá využití předpjatých kabelů se soudržností. Kabely budou postupně aplikovány při fázích výstavby pro vyrovnání napětí. Ve finálním stavu budou sloužit k vyrovnání napětí a průhybů pro mezní stav použitelnosti.

3.3 Porovnání variant řešení

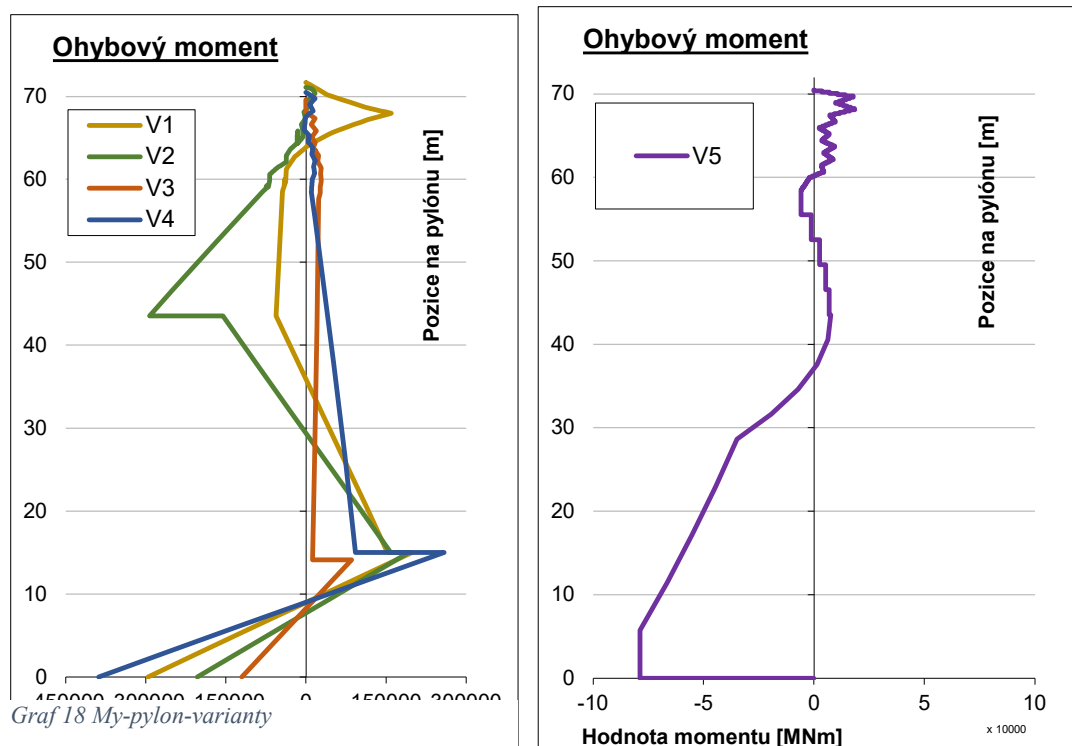
3.3.1 Průběh momentů na mostovce

Varianta V kopíruje průběh vnitřních sil ostatních variant v hlavním poli. Je zde vidět mírné nadvýšení u závěsů v blízkosti pylonu pro snížení průhybu v nepodepřené části mostovky. Momenty v místě opěry O1 jsou mnohem nižší než u variant III a IV.



Graf 16 My - porovnání variant

Na pylonu je dosaženo mnohem nižších hodnot momentového namáhání. S přihlédnutím k velikosti normálové síly k momentu je průběh napětí téměř rovnoměrný. Při porovnání momentu v patě pylonu s ostatními variantami vychází minimálně 65 % využití. Tedy o 35 % nižší využití než u varianty III. Největší rozdíl je u varianty IV, kde byl stejný pylon akorát



Graf 18 My-pylon-varianty

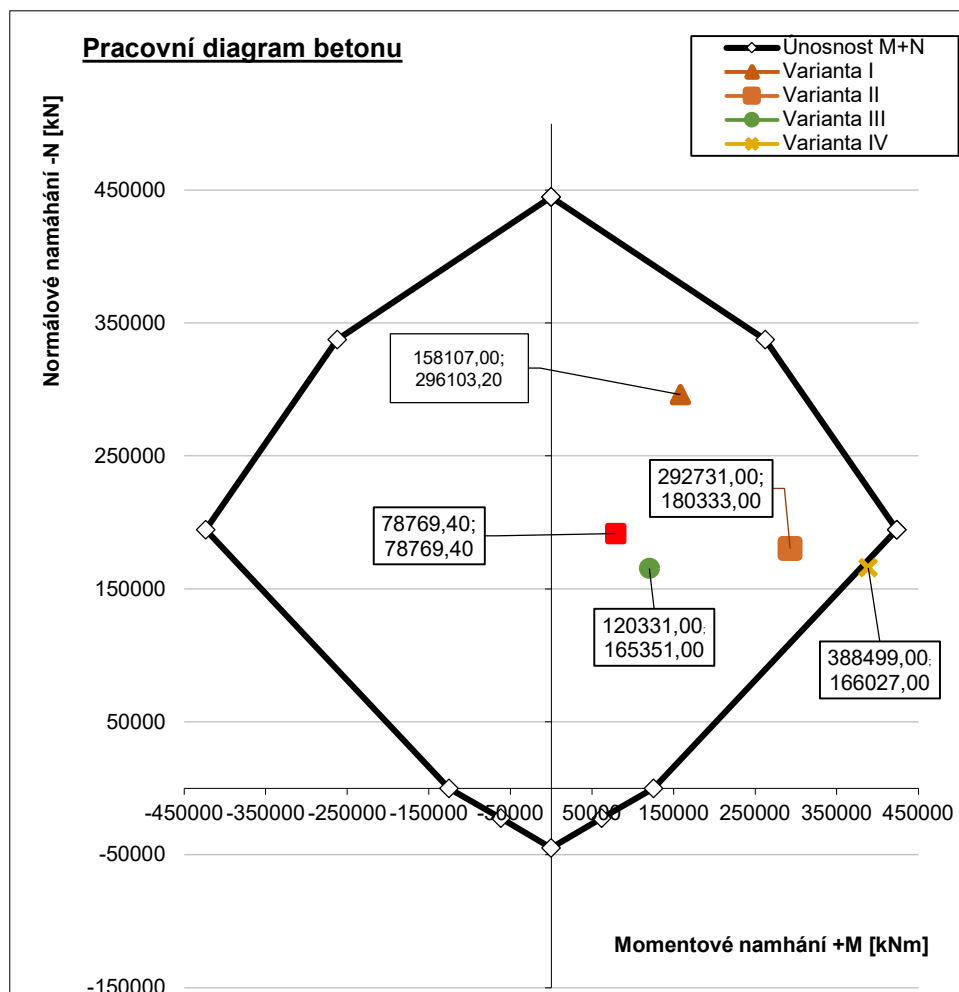
vetknut do mostovky. Tam vychází nižší využití o 80 % z hlediska momentových namáhání.

3.3.2 Předběžné posouzení pylonu

V rámci porovnání variant řešení je proveden předběžný posudek pylonu pro kombinaci zatížení M+N na zatížení od Kvazi-stálé kombinace. Varianty jsou rozlišeny podle barevných symbolů, které jsou odkázány v legendě.

Výpočet pylonů probíhal nelineárně ve Scia Engineer. Není zahrnutý prvotní stav vychýlení konstrukce před provozním zatěžováním a na konci životnosti. Tento posudek bude proveden ve statickém výpočtu pro výslednou variantu.

Počáteční stav bude dopočten podle normy kde se $l_0/400$ rovná počátečnímu vychýlení. Posudek poté bude proveden podle teorie jmenovité tuhosti. Momenty budou zvětšeny ve směru y i z. S přihlédnutím k těmto poznatkům vychází stále nejlépe varianta V, která je reprezentována červeným čtvercem. Obsahuje dostatečnou tlakovou rezervu, ale především největší momentovou rezervu. Z hlediska předběžného posouzení se jeví jako nejlepší varianta pro toto řešení.



Graf 19 Předběžné posouzení-pylon

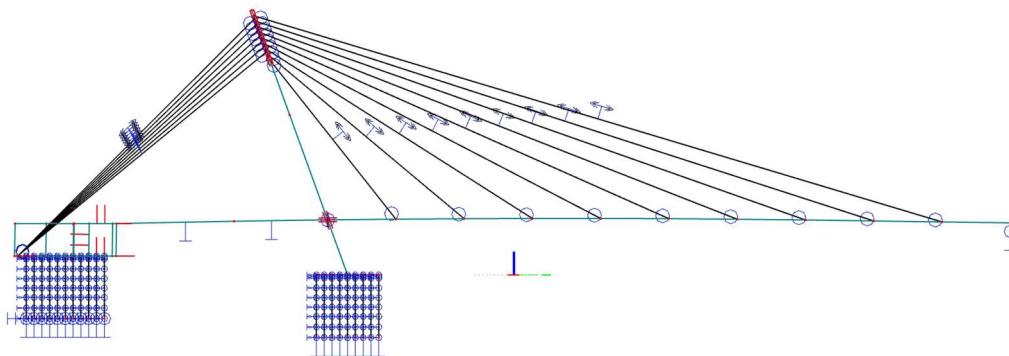
3.3.3 Zhodnocení a výsledná varianta

3.3.3.1 Zdůvodnění výběru

Z výsledků postupné analýzy variant jsou zřejmé výhody a nevýhody jednotlivých uspořádání. Některé zvolené geometrické prvky jsou nevhodné pro konstrukční řešení a nejsou tedy uvažovány. Je zachován počet kabelů v hlavním poli po 17,5 metrech. To znamená 18 lan, dvě lana pro každou polohu ukotvení na mostovce. U vedlejšího pole je počet lan větší než u první varianty, to znamená 14 lan. Všechny jsou příčně rozpleteny do tížného bloku.

Tvar pylonu už není proměnný po zachování rovnoměrného průběhu napětí po konstrukci. Nepraktické řešení proměnného průřezu pylonu se projevilo ve variantách I. a II. Současně mu prospívá větší počet lan pro lepší rozdělení napětí. Proto je zvolen větší počet protizávěsů, než by bylo potřebné pro naladění celkové konstrukce

Statický systém vychází z varianty č. V. To tedy znamená, že pylon prochází mostovkou a není do ní v podélném směru opřen. Veškerá normálová síla je dotažena do tížného bloku, kde jsou zakotveny i protizávěsy. Poslední provedená úprava je ve vedlejším poli, kde je pole podepřeno dvěma pilíři pro snížení tlakového napětí při horních vláknech. Naladění konstrukce zůstává stejné.



Obrázek 41 Finální varianta

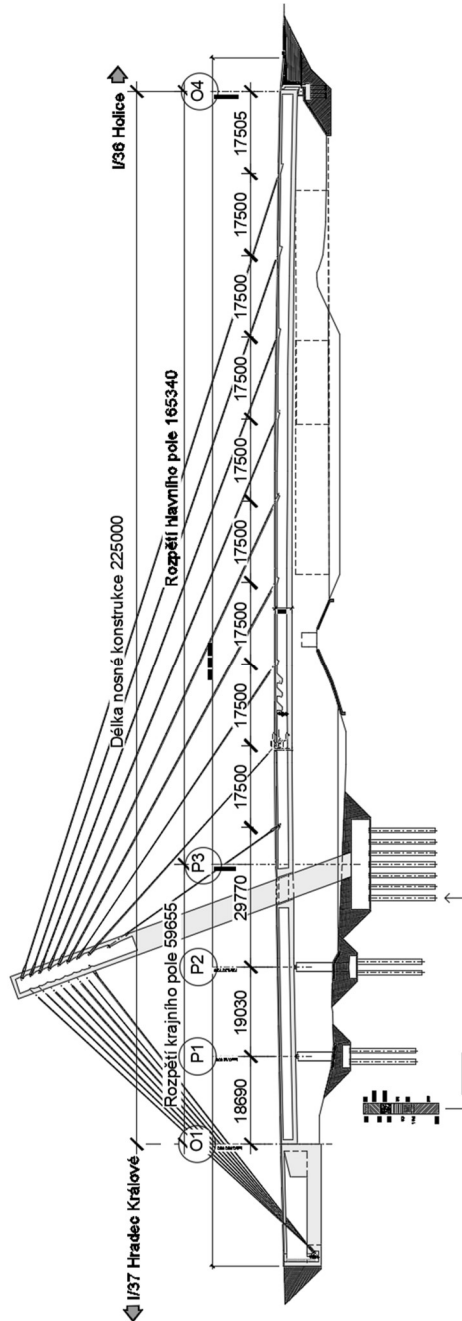
Tato varianta je vybrána z několika důvodů. První výhodou je rozumné namáhání pylonu. Při kombinaci 6.10a má momentovou rezervu naproti ostatním variantám a je kompletně tlačena. Současně je zvolena myšlenka společného základu pro opěru O1 a závěsy, což ulehčí dimenzování globálního fungování konstrukce. Dalším podmětem je návrh variant výstavby, který se pro tuto variantu jeví nejčitelnější. Technologie výstavby je popsána v kapitole 5.

3.3.3.2 Geometrie

Závěsy jsou rozmístěny po 17,5 m. Protizávěsy jsou rozvětveny s ukotvením prvního závěsů v příčném směru 25 m od středu komunikace. Pylon P3 je vetknut do základového bloku, který je hlubinně založen. Kotevní blok je také založen na pilotách a je vetknut do piloty. Výška pylonu je 70,5 m.

Geometrie konstrukce:

- Rozpětí vedlejšího pole: 59, 665 m
- Rozpětí hlavního pole: 165, 345 m
- Délka nosné konstrukce: $165,345 + 59,665 = 225,000$ m
- Rozměry jsou zobrazeny na schématickém podélném řezu konstrukce:



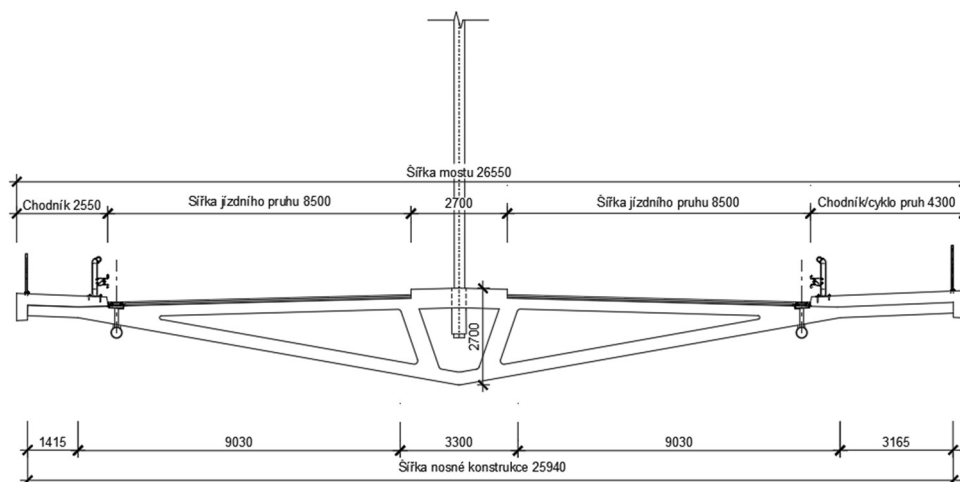
Obrázek 42 Finální varianta - podélný řez

4 Příčný řez

4.1 Návrh příčného řezu

4.1.1.1 Prvotní varianta

Prvotní varianta je inspirována stavbou „Viaduct in Funchal“. Jedná se o poměrně subtilní návrh. Torzní tuhost zajišťuje vnitřní tuhé jádro, které je spojené se vzpěrami a deskou. Konstrukce je asymetrická.

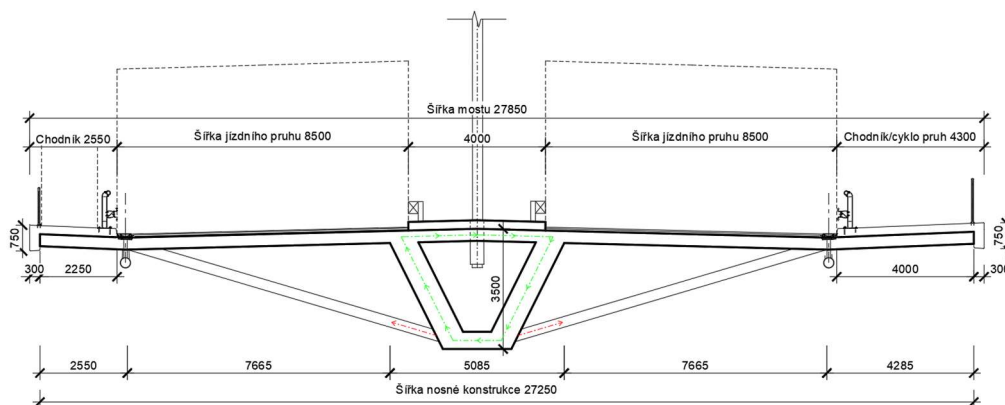


Obrázek 43 Příčný řez v.I.

Řez je otestován pomocí desko-stěnového modelu a jsou zjištěny vnitřní síly. Podle výsledků je nezbytné zvětšit stavební výška a zvýšit hmotnost vnitřního jádra.

4.1.1.2 Výsledná varianta

Při postupném modelování je řez modifikován do následující podoby. Především jde o ztužení hlavního jádra proti torznímu namáhání. Poté je zvětšena stavební výška a napříměny vzpěry. Římsy na konstrukci jsou prefabrikované, rozměry jsou dány výrobcem. V komoře je dostatek místa pro kontrolu kabelů.



Obrázek 44 Příčný řez v.II.

Pro vyřešení asymetrického zatížení je proveden přepočít levé tloušťky vzpěry viz. 4.1.1.3.

4.1.1.3 Řešení asymetrie

Jednou z možností řešení asymetrie je vyvážení hmotnosti zvětšením tloušťky levého žebra. Tento předpoklad je uvážen ve statickém výpočtu a vzpěry jsou zohledněny při tvorbě idealizovaného průřezu. Modely jsou vytvořeny s uvážením vzpěry jako součástí konstrukce po celé délce.

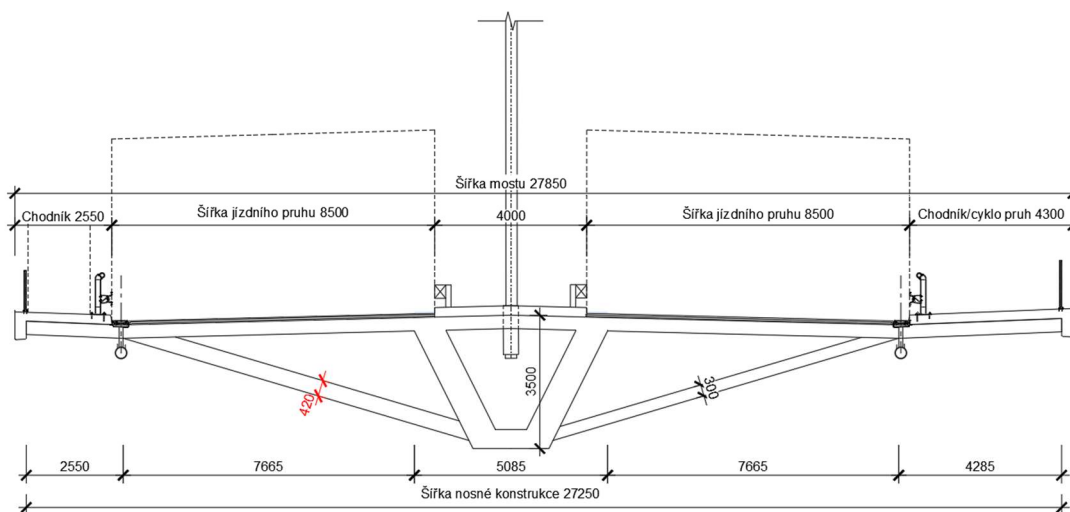
Přepočtení hmotnosti je provedeno ručně v excelu pro vyvážení vlastní tíhy bez ostatního přidaného zatížení. Zatížení je přepočítáno na jeden segment dlouhý 17,5 m. Hmotnost je zjednodušeně uvažována na 25 kN/m³.

Vyvážení přes tloušťku levé vzpěry:

Objemová tíha pro rostlé prostý beton je uvažována hodnotou $g = 25 \text{ kN/m}^3$. Vzdálenost segmentů je 17,5 m.

Komorový průřez	h [m]	b [m]	A [m ²]	γ	g0	[-]
Komora	-	-	5,478	25	136,950	kN/m
Deska	0,350	10,253	3,589	25	89,714	kN/m
Vzpěra pravá	0,300	8,666	2,600	25	64,995	kN/m
Vzpěra levá	0,420	8,666	3,640	25	90,993	kN/m
Prefabrikovaná. římsa pravá	0,750	0,300	0,225	25	5,625	kN/m
Prefabrikovaná. římsa pravá	0,250	4,000	1,000	25	25,000	kN/m
Prefabrikovaná. římsa levá	0,750	0,300	0,225	25	5,625	kN/m
Prefabrikovaná. římsa levá	0,250	2,250	0,563	25	14,063	kN/m
			Σ		432,96	kN/m

$$\begin{array}{r}
 735 \\
 1592,3775 \\
 \hline
 \mathbf{2327,3775}
 \end{array}
 =
 \begin{array}{r}
 1192,0781 \\
 1137,4125 \\
 \hline
 \mathbf{2329,4906} \text{ kN}
 \end{array}$$



Obrázek 45 Příčný řez - asymetrie

Je třeba uvážit, že monolitická vzpěra sice vyvažuje hmotnost konstrukce, ale nevyrovnává její tuhost v příčném směru. Tyto aspekty jsou zahrnuty ve statickém výpočtu při modelování jednotlivých prvků. Kroutící moment z modelu příčného řezu je poté přidán do globálního modelu konstrukce.

Jako alternativní řešení by bylo vzpěry navrhnout prefabrikované po daných vzdálenostech. Konstrukce by pak po přezkoumání mohla vykazovat lepší fungování z hlediska torzní tuhosti.

5 Technologie a postup výstavby

Pro potřeby práce je navržen předběžně zjednodušený postup výstavby tak, aby bylo možné prokázat realizovatelnost navržené konstrukce. Pro výstavbu je zvolena technologie letmé montáže a výstavba na pevné skruži.

5.1 Rozdělení do fází

5.1.1 Založení

V první etapě dochází k zapažení zemních jam a provedení hlubinného založení. Spolu s levou opěrou je vybudován tížný blok, který má v sobě zařízení pro ukotvení lan. Celý konstrukční systém funguje za předpokladu, že kotevní blok zajišťuje svoji předpokládanou funkčnost.

5.1.2 Krajní pole

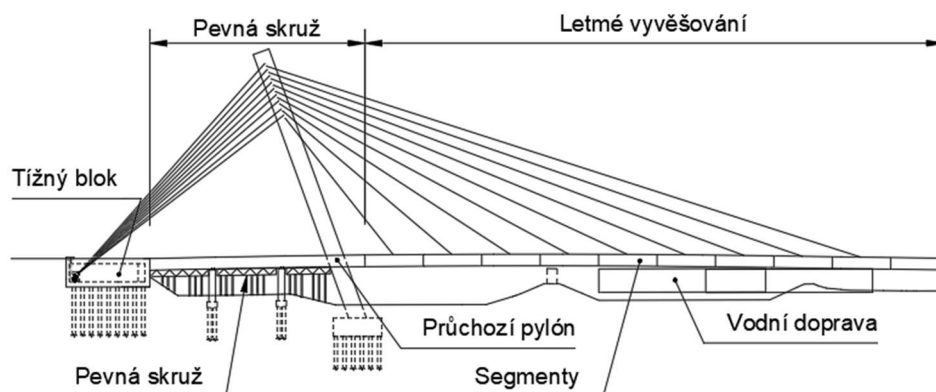
Mostovka v krajním poli u břehu je vystavěna klasickým postupem ukládání segmentů na pevnou skruž. Součástí výstavby krajního pole je i výstavba pylonu a pilířů, které krajní pole podpírají. Pevná skruž zůstává na místě, dokud nedojde k úplnému dotvarování betonu.

5.1.3 Hlavní pole

Pro hlavní pole je zvolena metoda letmé montáže a postupné dopínání závěsů.

5.1.3.1 1. Fáze

V první fázi se vyvěšují protizávěsy na pylon a poté se ukotví do tížného bloku. Tak jsou připraveny pro postupné napínání při letmém vyvěšování. Poté je osazen montážní vozík za stojinu pylonu a na jeho druhé polovině je připravený segment, který je připraven k osazení. (11)



Obrázek 46 Postup výstavby

5.1.3.2 Ostatní fáze

V dalších fázích dochází k letmému vyvěšování ostatních segmentů, které jsou v rámci montážních stádií centricky napínány závitovými montážními tyčemi $\varnothing 32$ mm. Montážní předpětí je efektivní, dokud se segmenty nepředepnou normálovou silou při zavěšení a přitažení

ke konstrukci, kde vlivem normálové síly dojde k „předpětí segmentu“. Po zavěšení jsou montážní tyče odebrány a je přistaven vozík s připraven dalším segmentem na vyvážování.

Při postupném vyvážování dochází k opětovnému namáhání pylonu ve směru napínání. Tento jev způsobuje vychýlení pylonu ze své osy a udává mu počáteční deformaci před finální rektifikací závěsů. (11)

Při dopravě segmentů na stavbu se uvažovalo s jejich hmotností. Hmotnost jednoho segmentu nosné konstrukce 7,85 t, což umožňuje posun segmentů pomocí jeřábu. Z jeřábu jsou segmenty umístěny na montáži vozíku. Celý předpoklad dodávání segmentů pomocí jeřábu platí, pokud nebude možné omezit vnitrostátní dopravu na Labi a dovážet segmenty po vodě.

Segmenty jsou již centricky předepnuty a montážní předpětí je po zavěšení odstraněno. Podélné předpětí je provedeno dodatečně pouze v hlavním poli, kde vzniká k většímu průhybu konstrukce vlivem nižší tuhosti závěsů. Každý segment před odstraněním montážního předpětí je samostatně upraven do požadované polohy s přesností na mm. (11)

Segmenty se ukládají po jednom v rámci několika dnů.

V rámci vyvážování je zvolen následující postup:

- Zaměření pro určení správné polohy budoucí konstrukce.
- Postupná montáž a rektifikace závěsů
- Stabilizování konstrukce pomocí předpětí závitovými tyčemi
- Vytvrzení betonu
- Dopnutí segmentu
- Přesun montážního vozíku
- Odstranění závitových tyčí
- Připojení a zakotvení montážního vozíku na hotovou konstrukci a pokračování ve výstavbě až do konce mostu, kde proběhne finální rektifikace závěsů.
- Po vyvážování protažení předpínací výztuže neinjektovanými kanálky.
- Dopnutí lan a předepnutí kabelů

(11)

5.1.3.3 Předpínání hlavního pole

Předpínání bude probíhat po vyvážování hlavního pole před uvedením do provozu. Uvnitř konstrukce jsou navrženy betonové nálitky, do kterých se upevní kotevní zařízení pro napínání kabelů zleva. Napínání zprava bude probíhat z pravé strany za opěrou O4.

6 Komentovaný statický výpočet

6.1 Popis konstrukce

6.1.1 Nosná konstrukce mostu

6.1.1.1 Obecný popis mostu

Nosnou konstrukci tvoří železobetonový komorový průřez, který je držen vnějším zavěšením ukotveným do pylonu. Celá konstrukce je na levé straně vetknuta do základového bloku, který současně slouží jako opěra. Na pravé straně konstrukci ukončuje betonový příčník, který je položen na posuvném ložisku. Rozpětí hlavní pole je 157,50 m a vedlejšího pole 67,50 m. Hlavní pole je tvořeno segmenty po 17,50 m. Celková délka mostu bez základového bloku je 225 m.

Celková šířka mostu je 27,85 m. Most obsahuje 4 jízdní pruhy celkové šířky 17 m a dva chodníky. Levý chodník určený pro pěší má šířku 2,55 m a pravý chodník určený pro cyklisty a pěší má 4,3 m.

6.1.1.2 Mostovka

Mostovku tvoří železobetonová deska tloušťky 0,35 m, která je držena stěnami komory tloušťky 0,75 m a dolní deskou tloušťky 0,50 m. Krajiní desky jsou podepřeny vzpěrami tloušťky 0,30 m a 0,42 m.

Deska je při horním povrchu skloněná dostředným sklonem 2,5 % a pod římsami v proti směru 4,0 %. Odvodňovače jsou zřízeny 0,25 m od kraje římsy a jsou umístěny po pěti metrech. Na desce je umístěno vozovkové souvrství tloušťky 0,10 m. Uprostřed mostovky je vybudována monolitická římsa celkové šířky 4,0 m. Na římsu jsou osazeny svodidla a zároveň k zakrytí lan kotvených do mostovky. Lana jsou kotvena po segmentech dlouhých 17,50 m.

6.1.1.3 Pylon

Pylon je obdélníkového průřezu o délce 5,0 m a šířce 2,5 m. Dosahuje celkové výšky 70,0 m. V patě je vetknut do základového bloku rozměrech 21,6 x 19,2 m a ta je založena na hlubinném založení. Uvnitř pylonu je zřízena šachta o rozměrech 1,2 m x 0,8 m pro kontrolu a rektifikaci lan. Přístup bude zajištěn z mostovku přes vnitřní římsu.

6.1.1.4 Základový blok

Jedná se o dutý železobetonový blok s opěrou v místě kontaktu s mostovkou. Skládá se z dolní desky tloušťky 3,0 m, do které jsou současně upevněny protizávěsy. Stěny jsou tloušťky 1,5 m a horní desku 0,5m. Celková tíha bloku 191,7258 t o rozloze 1520 m².

6.1.1.5 Kabely

Kabely a lana jsou běžně vyráběny z vysokopevnostní za studena vyráběné oceli s napínací silou kolem 2000 MPa. Návrh byl vybrán z VSL listů a byl zvolen materiál Y1860 S7 15,7. Kabel se skládá ze sedmi drátových vysokopevnostních lan, které jsou injektovány ochranným mazivem. Kolem maziva je umístěna HDPE chránička.

6.1.1.6 Ložiska

Ložiska jsou navržena dle ČSN EN 1337-1,7. Ložiska jsou použita u pilíře v krajním poli a u pravé opěry.

6.1.1.7 Mostní závěry

Závěry jsou použity dle VL4. U pravé opěry je použit klasický závěr s jednoduchým těsněním spáry. U levé opěry je přechod řešen jako u integrovaného mostu.

6.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet je proveden dle platných norem a předpisů. Konstrukce je posouzena na mezní stavy únosnosti i použitelnosti. V případě MSÚ je konstrukce posouzena plastickým výpočtem na idealizován průřezu. Mezní stav použitelnosti je posouzeny elasticky.

Rozhas posouzení zahrnuje podélný i příčný směr za použití nelineárního výpočtu s vlivem 3. řádu. Součástí posouzení je posudek mostovky v podélné i příčném směru. Posudek pylonu s dopočtu vlivu křivosti, návrh podélného a příčného předpětí. Zjednodušené posouzení založení. Zjednodušené posouzení statických účinků lan a okomentování dynamického zatížení. Fáze výstavby jsou okomentovány v kapitole č.5.

6.2.1.1 Nastavení lan

Při návrhu lan není uvažováno přídavné zatížení od rektifikace lan, protože funkcionality geometrické nelinearity by měla zachytit tyto účinky. Kabely jsou zaktivovány pomocí nelinearit prutů pomocí funkce počátečního napětí. Funkce počátečního napětí je uvažena ve všech nelineárních kombinacích.

Počáteční napětí je možné zadávat dvěma způsoby. Buď jako výsledek zatěžovacího stavu (nelineární kombinace), nebo může být určena na určitých prvcích formou počáteční normálové síly. V druhém případě se lano chová tak, že se buď smrští, anebo roztáhne, a poté se tento stav vypočte, aby bylo dosaženo rovnovážného řešení.

Počáteční deformace, které jsou na konstrukci změřeny z počátečního stavu, se připočítávají ke konstrukci a vytváří geometrickou nelinearitu. Řešení konstrukce tedy probíhá na již upravené geometrii. Počáteční zatížení je ve výpočtu zahrnuto jako původní, obdobně jako toho u nastavení fází výpočtu v lineárním stavu. Po skončení výpočtu se správně musí připočíst

deformace k už vyřešené deformované nelineární kombinaci, aby bylo možné získat skutečný tvar konstrukce, který se nejlépe blíží skutečnosti. Při zahrnutí všech podmínek probíhá výpočet počáteční napětí pomocí třetího řádu jako výpočet fází výstavby. (12)

Současně je hodnota napětí σ_0 sledována pro zaručení dostatečného efektivního modulu pružnosti. Čím je delší lano, tím může být předpětí větší. Tento vztah je vyjádřen vzorcem, který vyplývá z posunu lana Δ pružným protažením lana. (6)

$$\frac{E}{E'} = 1 + \frac{\gamma^2 \cdot 10^2}{12 \cdot \sigma} \cdot E \quad (6)$$

6.2.2 Výpočetní modely

Pro posouzení konstrukce byly vytvořeny prostorové prutové a desko-stěnové modely ve Scia Engineer 2020.

6.2.2.1 Metoda výpočtu

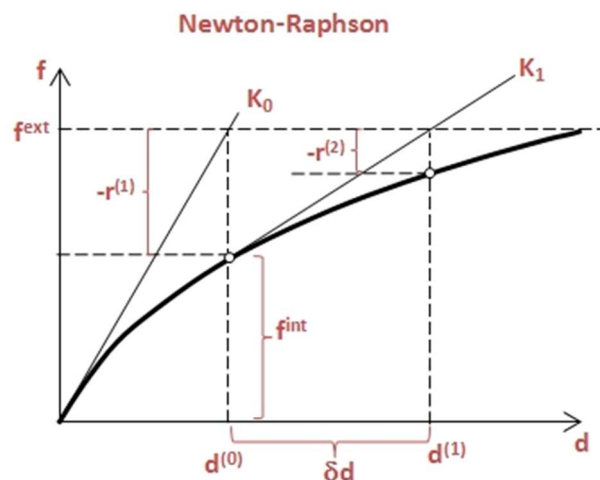
Zvolenou metodou pro výpočet je Newton-Raphsonova metoda, která se také jinak nazývá metodou tečen. Metoda slouží k řešení nelineárních algebraických rovnic. Pro vyřešení rovnic je nezbytné znát derivaci funkce $f'(x)$, která definuje směrnici tečny a pak znát velikost počáteční hodnoty x_0 v blízkosti které hledáme řešení. (13)

Při použití metody v MKP má rovnice tvar: (13)

$$f = K_{(d)} \cdot d$$

Iterace nelineárních rovnic pro tuto metodu má potom tvar: (13)

$$\delta d = K_{(T)}^{-1} \cdot r$$



Obrázek 47 Newton-Raphson

Nastavení pro výpočet:

Maximální počet iterací 30

Maximální počet přírůstků 5

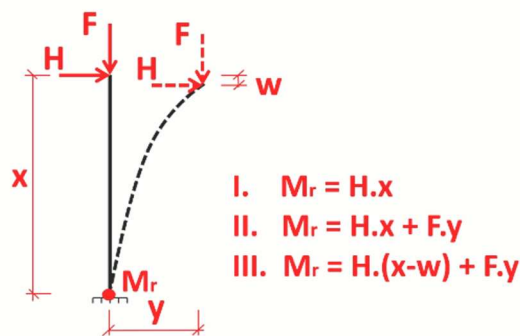
6.2.2.2 Materiálová nelinearita

Chování materiálu v programu se předpokládá elastické.

6.2.2.3 Geometrický nelinearita

Geometrické linearita či nelinearita se dá uvažovat podle tří řádů.

- I. **Řád** → Uvažuje řešení bez geometrické nelinearity.
- II. **Řád** → Uvažuje přesné řešení diferenciálních rovnic, vhodné pro většinu případů nelineárního chování konstrukce.
- III. **Řád** → Uvažuje iterativní řešení vhodné zejména pro membrány a kabely.

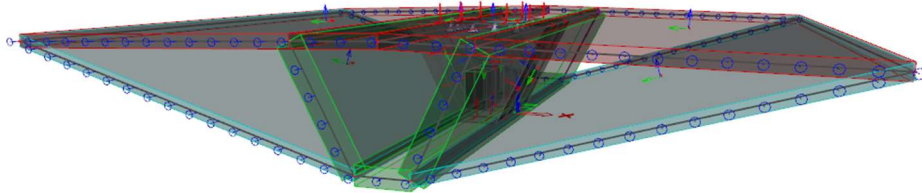


Obrázek 48 Geometrická nelinearita

6.2.2.4 Prostorový desko-stěnový model segmentu

Desk-ostěový model je vytvořen v rámci jednoho segmentu dlouhého 17,5 m a týká se pouze hlavního pole. Kraje desek jsou podrženy liniovou podporou tuhou pouze v ose mostu pro simulování účinku kontaktu s ostatními segmenty. Uprostřed je vymodelován betonový příčník s kloubovou podporou v místě, kde je ukotven závěs. Výpočet probíhá nelineárně a slouží pro zachycení prostorového účinku a kroučícího momentu, který je potom přidán do globálního modelu.

Zatížení je zadáváno prostorově. Jsou zvoleny 4 zatěžovací pruhy a z nich je vytvořena obálka zatížení pro zjištění maximálních účinků. V místě závěsu je umístěno osamělé břemeno odpovídající síle, kterou by kapel přitahoval segment k pylonu. Síla je převedena na svislou reakci R_z pouze pro zjištění zatížení horní desky. Posun k pylonu není uvažován díky pevné opěře O1, který zabraňuje celému mostu se posunout.

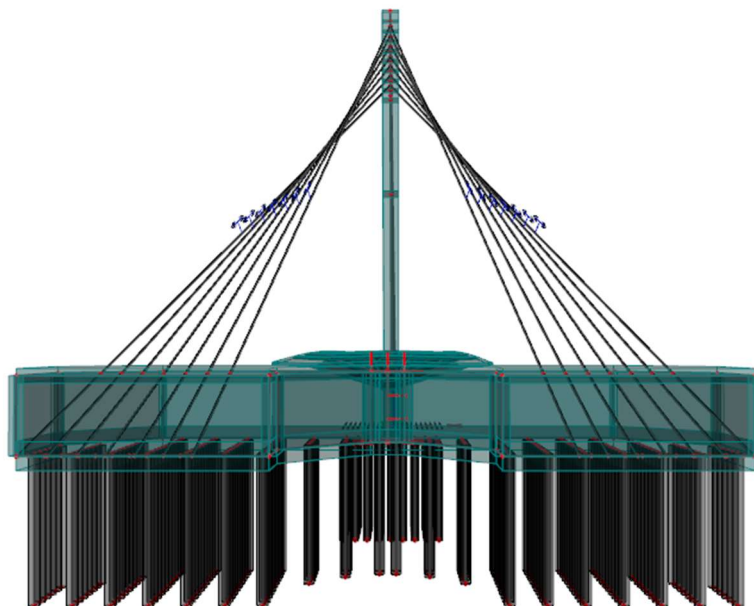


Obrázek 49. Deskostěnový model

6.2.2.5 Globální model

Globální model se skládá z desko-stěnového modelu opěrného bloku a prutového modelu celé konstrukce. Model bloku je vytvořen ze stěn tloušťky 1,5 m a dolní desce o tloušťce 3,0 m a horní o tloušťce 0,5 m. Kabely zabíhají dovnitř a jsou ukotveny do dolní desky, kde bude vyprojektován kotevní blok.

Prostorový účinek je zachycen prostorou soustavou kabelů a desko-stěnovým modelem základu. Rovněž je dopočten kroutící účinek z příčného řezu, který je do modelu přidán.



Obrázek 50. Globální model, blok

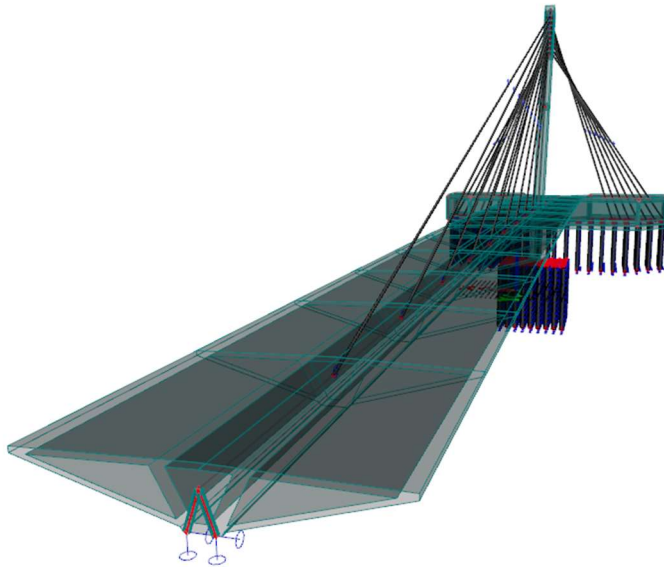
Piloty jsou rozmístěny pod blokem tak, aby byl mezi nimi rovnoměrně rozložen účinek přitížení.

V prutové části jsou modelovány příčníky pro kontakt v místě kabelu s mostovkou a koncové příčníky u opěr O1 a O2. Kabely probíhají horní deskou a jsou kotveny v příčníků. Pylon probíhá

konstrukcí. Jeho nespoleupůsobení s vodorovnou konstrukcí je modelováno tuhým prvkem a kloubovým připojením.

Piloty jsou modelovány prostorově a je na nich dopočítána vodorovná tuhost zeminy ve směru x a y. Ve směru z je modelováno podepření volným kloubem. Předpokládá se tuhé podloží v patě hlubinného založení.

Pruty jsou napínány nelineárně a finální stav konstrukce je iterován pomocí nelineárních kombinací pro každý zatěžovací stav zvlášť. Z jednotlivých stavů jsou poté vytvořeny obálky zatížení pro posouzení konstrukce.



Obrázek 51. Globální model, mostovka

6.2.3 Použité programy a předpisy

6.2.3.1 Programy

- Modely konstrukce byly vytvořeny ve FEM programu Scia Engineer.
- Posudky nosné konstrukce jsou posouzeny v programu Microsoft Excel.
- Textová část je zpracována v programu Microsoft Word.
- Posudky založení jsou provedeny v programu GEO 5 – Pilota/Skupina pilot.
- Výkresová část je vytvořena v programu Autocad 2020.

6.2.3.2 Podklady

- Detaily mostní konstrukce jsou zpracovány podle VL4.
- Statický výpočet je proveden podle platných norem ČSN EN.

6.3 Zatížení

6.3.1 Stálé zatížení $g_0 + g_{ost}$

Stálé zatížení je rozděleno pro prutový a model příčného směru. V prutovém modelu je vlastní tíha přepočtena ručně a zadáno jako liniové zatížení na prutu. Zatížení desky je zadáno pomocí funkcionality vlastní tíha s koeficientem 1,0.

Tabulka 2 Vlastní tíha

6.3.1.1 g_{01} - Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha konstrukce je na modelu aplikována jako spojitě zatížení příčných roznášecích prvků (případně sloupů pilířů) dle plochy betonu v dané části příčného řezu rovnoměrně roznesené na zatěžovaný prvek.

Vlastní tíha nosné konstrukce: $\gamma_{super} = 26,000 \text{ kN.m}^{-3}$

Vlastní tíha spodní stavby: $\gamma_{subst} = 25,000 \text{ kN.m}^{-3}$

- přepočet do prutového modelu

Komorový průřez	h [m]	b [m]	A [m ²]	g	g_0	[-]
Komora	-	-	5,48	25	136,95	kN/m
Deska	0,35	10,253	3,59	25	89,71	kN/m
Vzpěra pravá	0,30	8,666	2,60	25	65,00	kN/m
Vzpěra levá	0,30	8,666	2,60	25	65,00	kN/m
Prefa. římsa pravá	0,20	4,26	0,85	25	21,30	kN/m
Prefa. římsa levá	0,20	2,49	0,50	25	12,45	kN/m
				Σ	390,40	kN/m

vyvážení modelu toušťkou

- vzpěr

Komorový průřez	h [m]	b [m]	A [m ²]	g	g_0	[-]
Komora	-	-	5,48	25	136,95	kN/m
Deska	0,35	10,253	3,59	25	89,71	kN/m
Vzpěra pravá	0,30	8,666	2,60	25	65,00	kN/m
Vzpěra levá	0,47	8,666	4,07	25	101,83	kN/m
Prefa. římsa pravá	0,20	4,26	0,85	25	21,30	kN/m
Prefa. římsa levá	0,20	2,49	0,50	25	12,45	kN/m
				Σ	427,23	kN/m

$$\frac{1255,92005}{211,65} = \frac{1104,915}{362,1}$$

$$1467,57005 = 1467,015 \text{ kN}$$

6.3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je pro prutový model také přepočteno na střednici. V modelu příčného řezu je zatížení říms a konzol přepočteno na kN/m a zadáno na příslušné hrany modelu. Připojení prefabrikátu není v práci řešeno a bylo by provedeno podle výrobce.

Tabulka 3 Ostatní stálé

Komorový průřez	h [m]	b [m]	A [m ²]	g	g0	[-]
Vozovka	0,09	17	1,53	23	35,19	kN/m
Svodidla	-	-	-	25	8,00	kN/m
Chodník + cyklo	0,09	5,25	0,47	23	10,87	kN/m
Zábradlí	0,30	8,666	2,60	25	2,00	kN/m
				Σ	56,06	kN/m

6.3.2 Proměnné zatížení

6.3.2.1 LM1 (TS+UDL)

Model zatížení LM1 je složen ze dvou dílčích složek. Ze složky nápravových sil TS a rovnoměrného zatížení UDL. Na mostě se nacházejí čtyři dopravní pruhy ve dvou směrech. Při rozmístění zatížení se vždycky uvažuje se zatížením na všechny čtyři pruhy.

Šířka vozovky v jednom směru je 8,5m. Rozměr jednoho pruhu potom vychází 3,5 m. Velikost nápravových sil je uvedena v tabulce.

Tabulka 4 Pruhy

Pruhy	dvojnáprava TS			rovnoměrné zatížení		
	Q _k	α _Q	Q _k α _Q	q _k	α _q	q _k α _q
pruh č. 1	300	1,0	300	9,0	1,0	9,0
pruh č. 2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
pruh č. 3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
pruh č. 4	00	-	-	2,5	1,2	3,0
ostatní pruhy	0	-	-	2,5	1,2	3,0
zbývající plocha	0	-	-	2,5	1,2	3,0

Poloha nejúčinnějšího zatížení je vygenerována programem Scia engineer

6.3.2.2 zatížení chodníků LM1

- velikost zatížení

Charakteristické hodnoty zatížení modelem LM1 se kombinují se zatížením chodníků. V prutovém modelu jsou připočítány k zatížení na střednici od dopravy LM1. V 3D modelu segmentu jsou přepočteny na hrany desek v místě připojení říms.

Velikost zatížení $q_{\text{chod}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$; liniové zatížení 15,8 kN/m.

6.3.2.3 LM2

Model je tvořen jednou dvounápravou se silovým zatížením $Q_{ak} = 400\text{kN}$. Slouží především pro vyšetření lokálních posudků konstrukce. V tomto statickém výpočtu není uvažováno.

6.3.2.4 LM3

Model LM3 představuje zatížení zvláštním vozidlem na konstrukci. Běžná schémata uvažovaných vozidel jsou 900/150, 1800/200 a 3000/240.

6.3.2.5 LM4

Model zatížení LM4 popisuje zatížení davem lidí. Zatížení je rovnoměrně rozmístěno po vozovce a chodnících.

$$q_{LM4} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

6.3.2.6 Montážní zatížení

Montážní neboli staveništní zatížení uvažuje zatížení během výstavby. V tomto případě uvažuje pohyb lidí a užívání strojů na mostní konstrukci. Největším příspěvkem zatížení je montážní vozík, který slouží k upevnování segmentů k mostu během výstavby. Zatížení bude popsáno ve fázích výstavby.

6.3.2.7 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly jsou uvažovány pro dva modely zatížení LM1 a LM3.

$$\text{LM1} \quad Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Q1} (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \alpha_{q1} \cdot q_{1k} w_1 L \quad (\text{délka mostu } L = 230 \text{ m})$$

$$Q_{1k} = 900 \text{ kN}$$

$$\text{LM3} \quad Q_{1k} = 900 \text{ kN}$$

6.3.3 Klimatické zatížení

6.3.3.1 Zatížení rovnoměrnou teplotou

$$T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -32 \text{ }^\circ\text{C}$$

- Konstrukce typ III

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 2 = 42 \text{ }^\circ\text{C} \quad T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -24 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 32 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{noc}} = T_0 - T_{e,\min} = -34 \text{ }^\circ\text{C} \quad \rightarrow \Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 72 \text{ }^\circ\text{C}$$

6.3.3.2 Zatížení nerovnoměrnou teplotou

- Nerovnoměrné svislé lineární složky teploty:

Horní povrch teplejší než dolní

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$$

$$k_{sur} = 0,8 \quad k_{sur} = 1,2$$

Dolní povrch teplejší než horní

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 12 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 9,6 \text{ °C}$$

6.3.3.3 Zatížení větrem

- Větrná oblast II

Výchozí základní rychlost větru v poloze Pardubice $V_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru a ročního období $c_{dir} = 1,0$; $c_{season} = 1,0$

Základní hodnota rychlosti větru $V_b = 25 \text{ m/s}$

- Kategorie terénu III

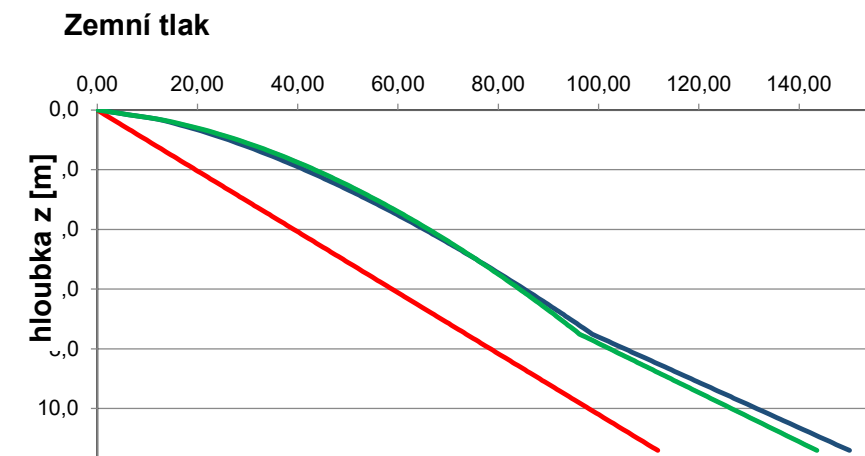
Součinitel drsnosti terénu $k_r = 0,22$

- Dynamický tlak větru na pylon

Dynamický tlak větru je spočten podle jednotlivých proužků konstrukce. Tlak větru působící na konstrukci se spočte z dynamického tlaku větru podle vztahu: $w_k = q_p \cdot (Z_e) \cdot C_{pe}$

6.3.3.4 Zatížení zemním tlakem

Zatížení zemním tlakem je uvažováno na opěru a tížný blok. Tížný blok i opěra se vyskytují ve větší části v nasypané zemině, proto je průběh zatížení zemního tlaku téměř lineární.



Graf 21 Zemní tlak

6.3.4 Kombinace zatížení

6.3.4.1 Mezní stav únosnosti

- Rovnice 6.10

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

- Rovnice 6.10a

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

- Rovnice 6.10b

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

6.3.4.2 Mezní stav použitelnosti

- Charakteristická kombinace

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

- Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.3.4.3 Kombinační pravidla

Kombinace na mezní stav únosnosti a použitelnosti jsou následně vytvořeny podle následující tabulky. V tabulce jsou uvedeny kombinační pravidla pro jednotlivé součinitele při kombinacích zatížení.

Tabulka 5 Kombinace

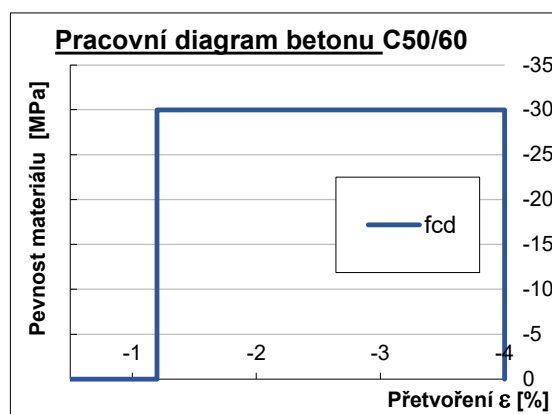
Zatížení	Typ	MSÚ - rovnice 6.10a				MSÚ - rovnice 6.10b				MSP			
		γ - sada B		ψ ₀	ξ	γ - sada B		ψ ₀	ξ	charakteris.	častá		kvazistálá
		n	p			n	p			ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	ψ ₂
Vlastní tíha	$G_{k,j}$	1,35	1,00	-	-	1,35	1,00	-	0,85	-	-	-	-
Ostatní stálé z.	$G_{k,j}$	1,35	1,00	-	-	1,35	1,00	-	0,85	-	-	-	-
Dotv. a smrš.	$G_{k,j}$	1,00	1,00	-	-	1,00	1,00	-	0,85	-	-	-	-
Zemní tlak	$G_{k,j}$	1,35	1,00	-	-	1,35	1,00	-	-	-	-	-	-
TS	$Q_{k,l}$	1,35	0,00	0,75	-	1,35	0,00	-	-	-	0,75	-	x
UDL	$Q_{k,l}$	1,35	0,00	0,40	-	1,35	0,00	-	-	-	0,40	-	x
Chodníky	$Q_{k,l}$	1,35	0,00	0,40	-	1,35	0,00	-	-	-	0,40	-	x
Zatížení teplotou	$Q_{k,l}$	1,50	0,00	0,60	-	1,50	0,00	0,60	-	0,60	0,60	0,50	0,50
Zatížení větrem	$Q_{k,l}$	1,50	0,00	0,60	-	1,50	0,00	0,60	-	0,60	-	-	-

Kombinace zatížení jsou poté vytvořeny v programu Scia Engineer. Definování proběhlo přes nelineární kombinace, kde pro každou kombinaci je vytvořen určitý stav zatížení. Vypočtené nelineární kombinace jsou poté spojeny do třídy zatížení, která vytváří obálku z nelineárních kombinací.

6.4 Materiály konstrukce

6.4.1 Pracovní diagramy

Jedná se o materiály popisující elastické chování konstrukce. Jsou využívány při výpočtu mezního stavu použitelnosti. Materiál C50/60 byl zvolen pro mostovku a pylon.



Graf 22 Pracovní diagram betonu C50/60

Pro analýzu konstrukce jsou použity tyto materiálové a geometrické charakteristiky betonu:

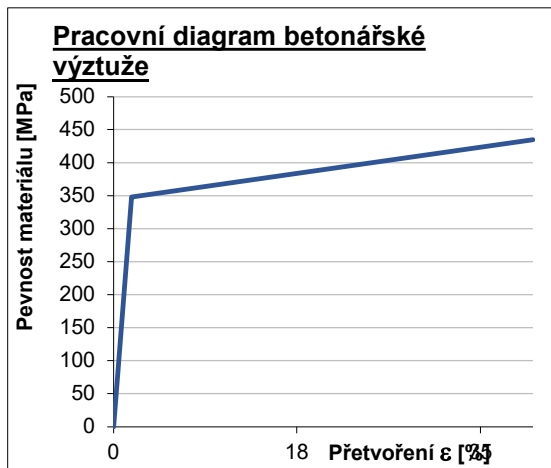
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_M = 1,5$
- $\alpha_{cc} = 0,9$
- $\alpha_{ct} = 1,00$

- $\lambda = 0,8$
- $\eta = 1,0$
- $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ $f_{cd} = 30 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 1,9 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 4,07 \text{ MPa}$
- $f_{cm} = 58,0 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 37,3 \text{ GPa}$
- $f_{c,t,k0,05} = 2,85 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{cu3} = -3,5 \text{ ‰}$

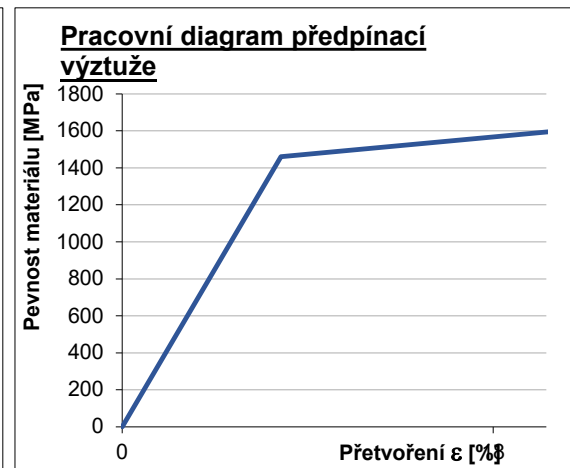
Digram B500 B popisuje chování betonářské výztuže. Pro předpínací kabely a závěsná lana je využit materiál Y 1860 S7.

B500B

Y1860 S7



Graf 23 Diagram výztuže B500 B



Graf 24 Diagram výztuže Y1860 S7

Pro analýzu konstrukce jsou použity tyto materiálové a geometrické charakteristiky předpínací výztuže:

- $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- $f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa}$
- $E_p = 195 \text{ GPa}$
- $A_{p1} = 195 \text{ GPa}$
- $f_{pd} = 1426 \text{ MPa}$
- $f_{pd}/E_p = 7,3 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{ud} = 20,0 \text{ ‰}$

6.4.2 Dotvarování

„Dotvarování a smršťování betonu závisí na okolní vlhkosti, na rozměrech prvku a na složení betonu. (14) Na dotvarování má také vliv zralost betonu v době, kdy je poprvé zatížen a závisí na době trvání a velikosti zatížení (14) “

Zatížení od smrštění není v diplomové práci uvažováno.

6.4.2.1 Hodnoty stanovené pro statický výpočet

Materiálové charakteristiky betonu jsou použity viz. kapitola pracovní diagramy.

Přehled použitých vzorců: (14)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_{cc}(t, t_0) \quad (14)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_{(f_{cm})} \beta_{(t_0)} \quad (14)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad (14)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_{H+t+t_0}} \right]^{0,3} \quad (14)$$

Relativní vlhkost konstrukce RH je stanovena na 70 %.

Přehled zatížení a výsledných hodnot při zahrnutí dotvarování:

Tabulka 6 Dotvarování

t_0 dny	t dny	$\beta(t_0)$	φ_0	$\beta_c(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$	$E_c(t_0)$ GPa
14	36500	0,557	1,376	1,000	1,376	37,9
28	36500	0,488	0,000	1,000	0,000	0,0

$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm}(t)$ MPa	$f_{ck}(t)$ MPa	$f_{ctm}(t)$ MPa
-	MPa	MPa	MPa
0,90	52,3	44,3	3,7
1,00	58,0	50,0	4,1

6.5 Podélný směr

6.5.1 Návrh předpětí

Výztuž je navržena na vyrovnání napětí. Jsou uvažovány kvazistálá, charakteristická a častá kombinace. Omezení tlakové pevnosti pro charakteristickou kombinaci je $0,6 \cdot f_{ck}$ a pro kvazistálou $0,45 \cdot f_{ck}$. Tahová omezení jsou stanovena na tahovou únosnost betonu $f_{ctm} = 4,3$ MPa.

Výztuž předpětí je navržena z oceli Y 1860 S7. Maximální napětí je stanoveno podle následujících vzorců:

$$\sigma_p = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p01,k})$$

$$\sigma_p = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1637)$$

Krytí předpínací výztuže vychází ze třídy betonu C50/60 a je stanoveno podle vzorců pro konstrukční zásady navrhování betonových konstrukcí.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

Podélné předpětí je navrženo centricky především pro vyrovnání tahu při dolních vláknech. Kabely jsou navrženy ze sedmi drátových lan o počtu 27 lan. Počet kabelů v segmentu se snižuje od středu rozpětí hlavního pole k opěře O2.

Pro návrh výztuže v MSP jsou využity následující rovnice:

- **Síla v předpínací výztuži:**

$$N_p = A_p \cdot \sigma_p$$

- **Napětí v horních a dolních vláknech:**

$$\sigma_h = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y,h}} + \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_{el,y,h}}$$

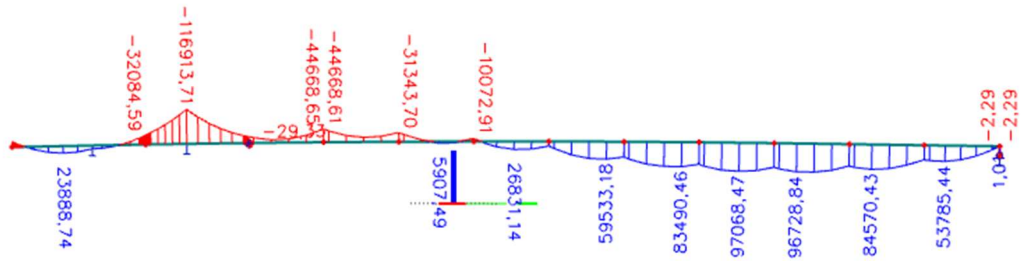
$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y,d}} + \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_{el,y,d}}$$

- **Ztráty**

Posouzení je provedeno v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. Celkové ztráty jsou odhadnuty na 15% v čase uvedení do provozu a 20 % na konci životnosti.

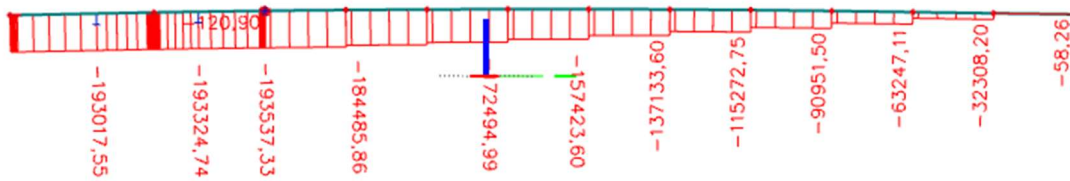
6.5.1.1 Vnitřní síly

- My charakteristická kombinace



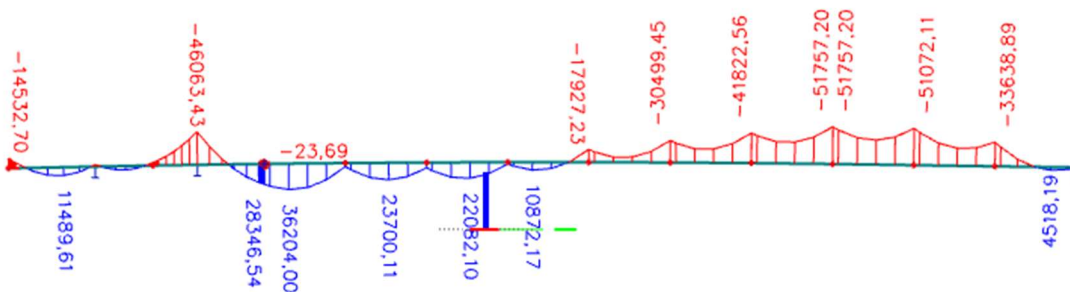
Obrázek 52 My-kvazi

- N charakteristická kombinace



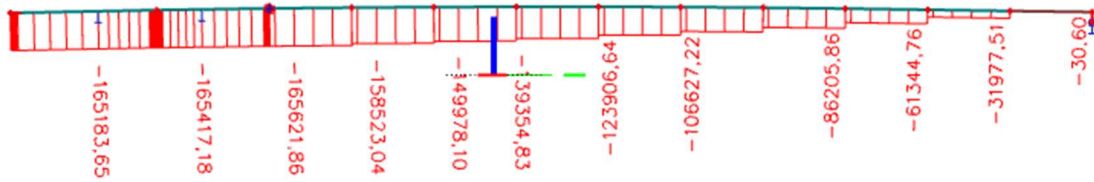
Obrázek 53N - kvazi

- My kvazi-stálá kombinace



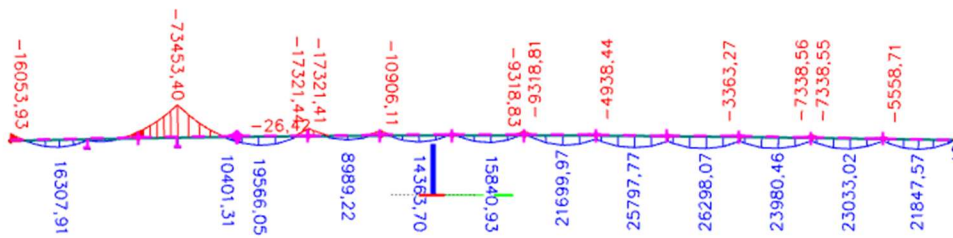
Obrázek 54My Charakteristická

- N kvazi-stálá kombinace



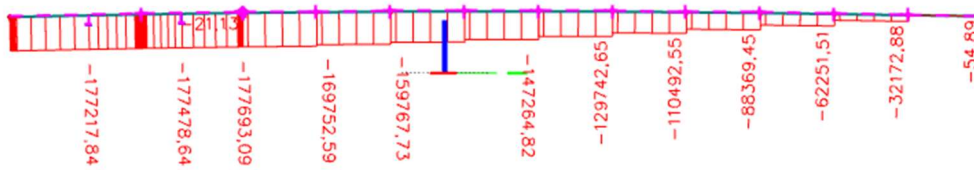
Obrázek 55 N charakteristická

- My častá kombinace



Obrázek 56 Častá My

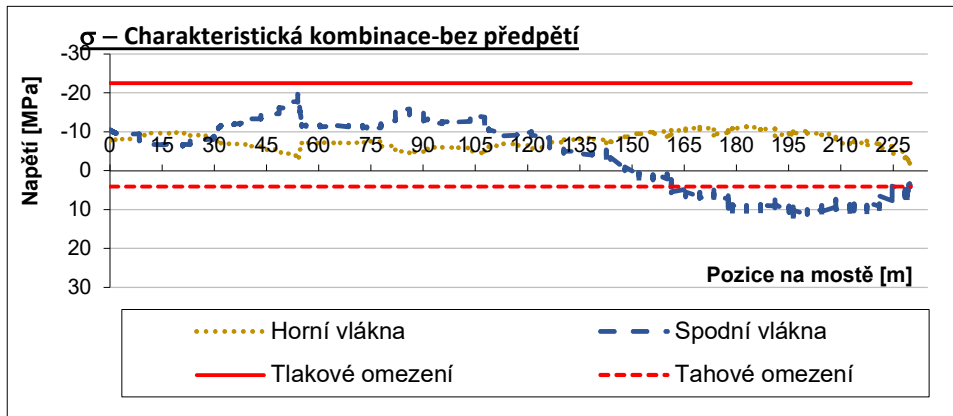
- N častá kombinace



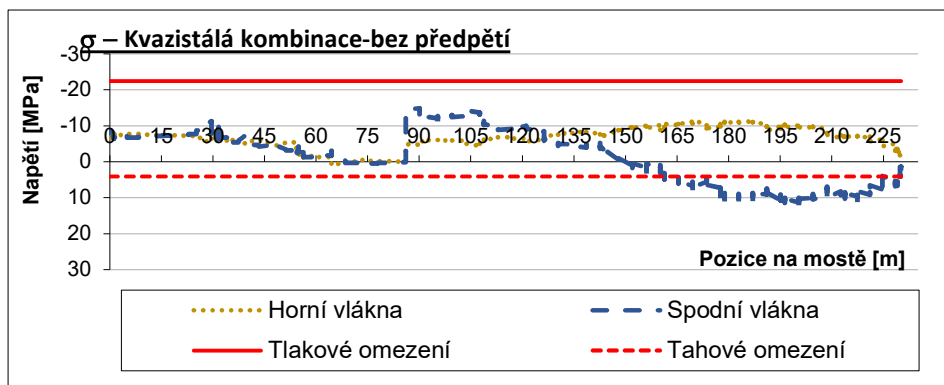
Obrázek 57 Častá N

6.5.1.2 Průběh napětí před aplikováním předpětí

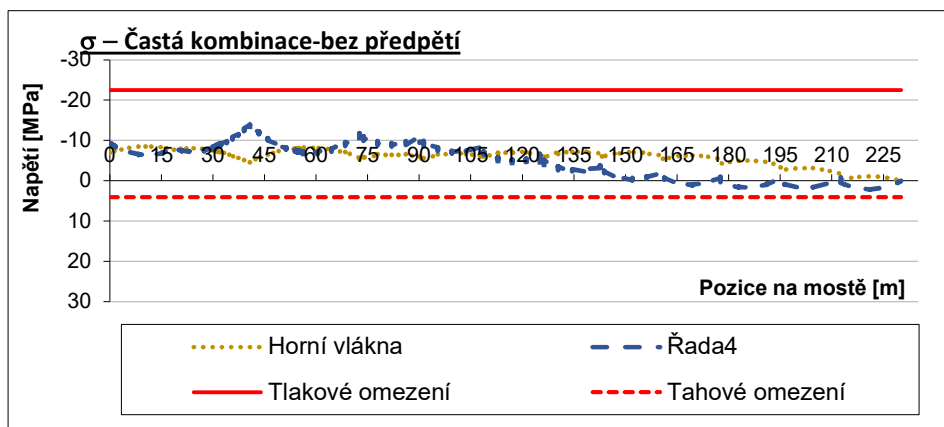
Z programu Scia Engineer jsou vytaženy počáteční stavy napětí na konstrukci bez vlivu předpínací výztuže. V charakteristické kombinaci při dolních vláknech je od intervalu dx: 130,0 m nárůst tahového napětí při dolních vláknech. Napětí u kvazi-stálé kombinace zůstává v tlakových hodnotách.



Graf 25 Charakteristická napětí



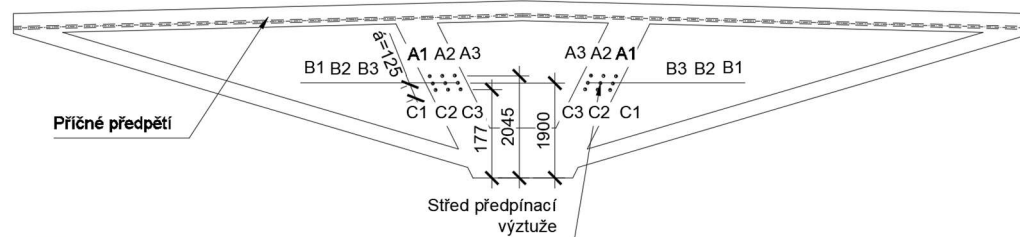
Graf 26 Kvazi-stálá napětí



Graf 27 Častá napětí

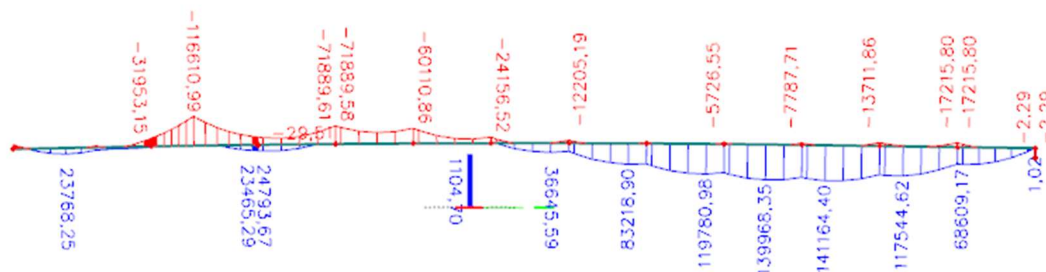
6.5.1.4 Tvar podélné výztuže

Podélná předpínací výztuž je navržena se stejnou polohou ve všech řezech. Se snižujícím se průhybem, se snižuje i množství předpínacích kabelů. Množství kabelů je sjednoceno na 18 kabelů po 27 lanech. Rozmístěny jsou vždy po 9 kabelech do každé stěny komory. Plocha lana je $A_1 = 150 \text{ mm}^2$. Návrh podélné výztuže zasahuje i do návrhu příčné předpínací výztuže. Výztuž je vedena tak, aby se do vrchní desky vešla příčná předpínací výztuž.



Obrázek 58. Poloha předpínací výztuže

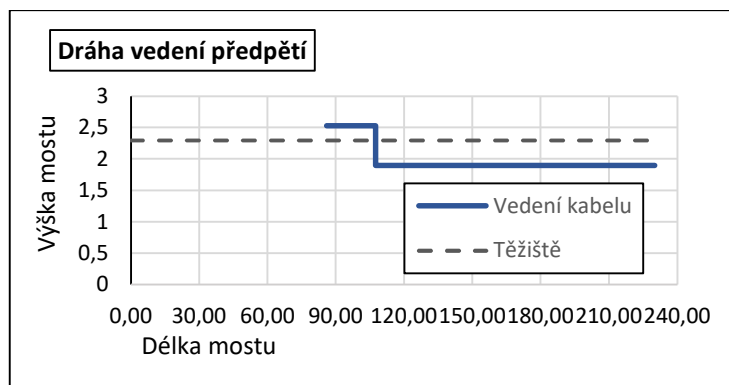
Průběh předpětí byl odhadnu podle průběhu pohybového momentu charakteristické kombinace zatížení. Vyladění proběhlo obou kombinací. Níže je znázorněna obálka ohybových momentů.



Obrázek 59 Průběh ohybových momentů-Kvazi

Kabely v podélném směru jsou využity až v oblasti, kde vzniká tahová napětí. Pro vyrovnání napětí při spodních vláknech zůstává po průřezu dál stejná poloha těžiště předpínací výztuže. Směrem k opěře O2 kabelů ubývá. Důvod snížení počtu kabelů je pro dosažení dekomprese v kvazistálé kombinaci a vyrovnání tahových napětí v charakteristické kombinaci. Průběh kabelů a snižování jejich počtu je znázorněn pomocí grafů. Předpínání začíná od čtvrtého segmentu v hlavním poli.

Napínání probíhá z obou stran. Z levé je předpětí zakotveno do betonového nálitku uvnitř komory. Z pravé strany probíhá napínání u opěře O4. Napínání bude probíhat postupně po skupinách kabelů A1,2,3 – C1,2,3.



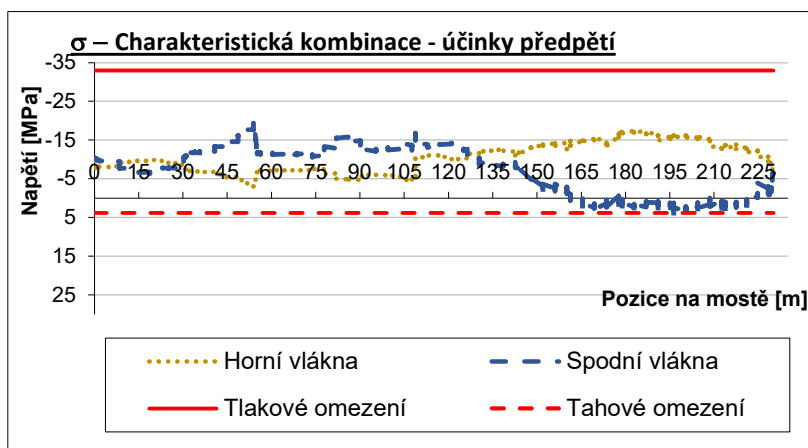
Graf 28 Dráha vedení předpětí

6.5.2 Posouzení mezního stavu použitelnosti

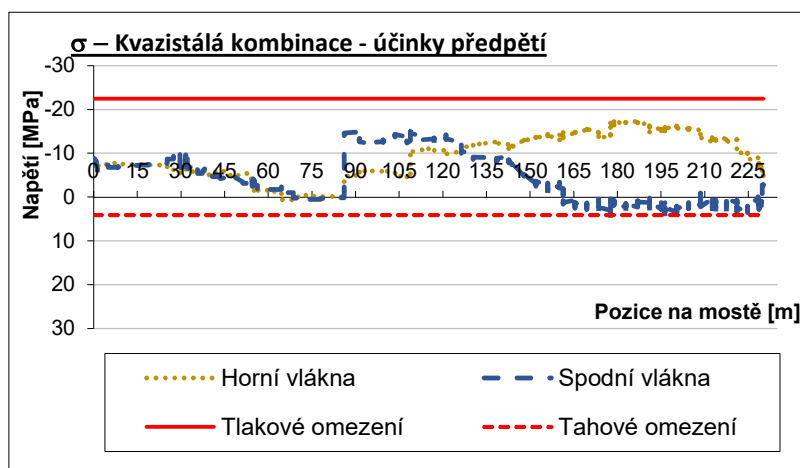
Pro posouzení mezního stavu použitelnosti uvažujeme tři stavy použitelnosti. Jsou to mezní stav omezení napětí, mezní stav omezení trhlin a mezní stav omezení průhybů.

6.5.2.1 Čas uvedení do provozu – ztráty 15 %

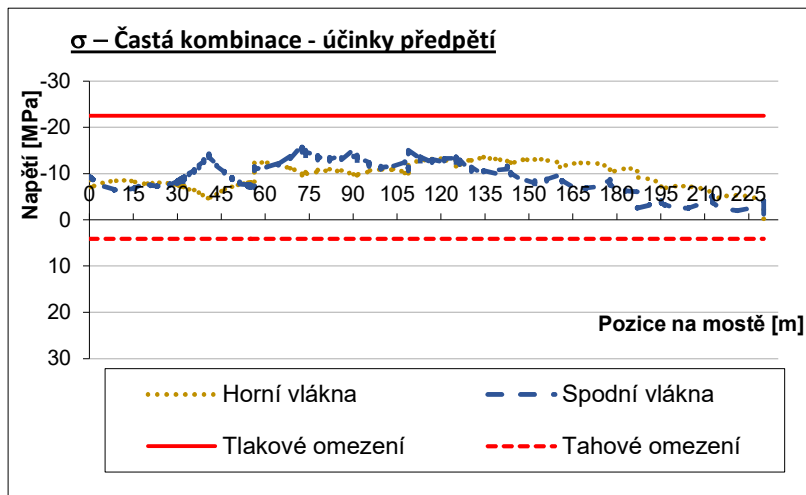
Grafické zobrazení napětí po aplikování předpětí ve fázi uvedení do provozu:



Graf 29 - Charakteristická 15%



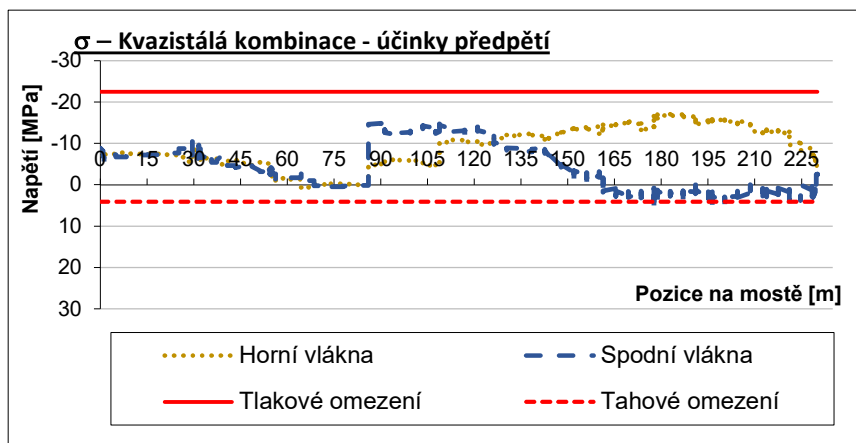
Graf 30 Kvazistálá 15%



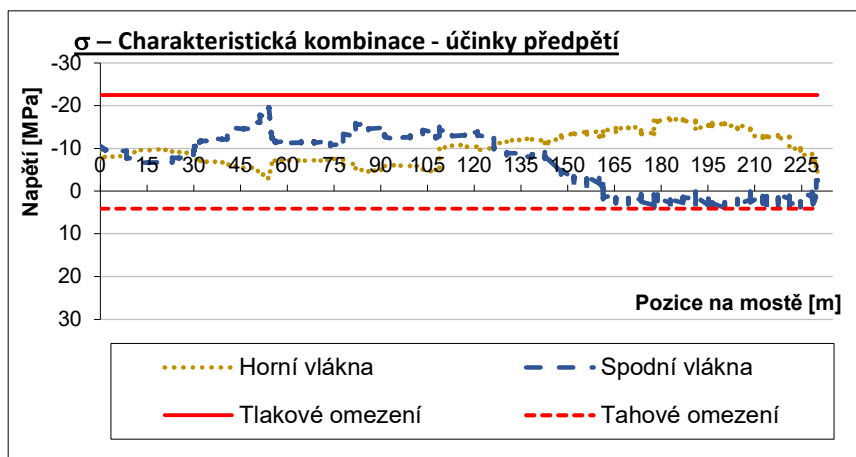
Graf 31 Častá 15%

6.5.2.2 Čas na konci životnosti – ztráty 20 %

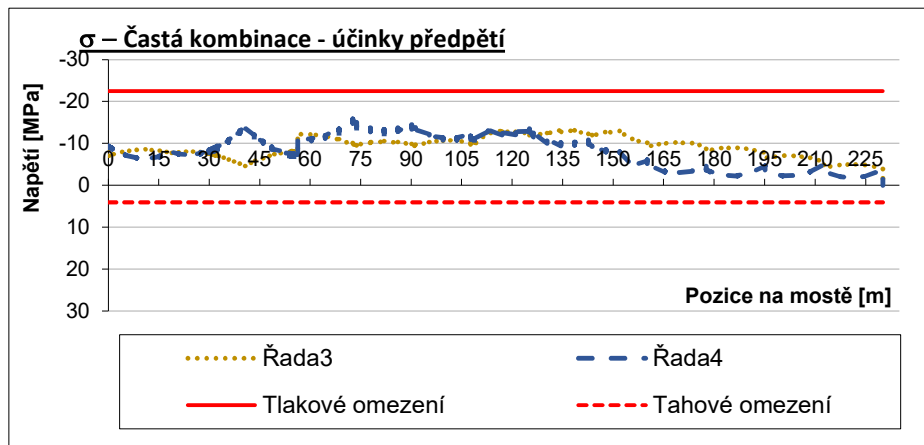
Grafické zobrazení napětí po aplikování předpětí ve fázi uvedení na konci životnosti:



Graf 32 - Kvazistálá 20%



Graf 33. Charakteristická



Graf 34. Častá 20 %

6.5.2.3 Omezení napětí

Omezení napětí je posouzeno na charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení. Pro tlakové napětí pro charakteristickou kombinaci je stanovena mezní hodnota únosnosti betonu v tlaku na $0,6f_{ck}$. Pro kvazistálou kombinaci je omezení napětí stanoveno na $0,45f_{ck}$, aby byl dodržen předpoklad lineárního dotvarování během životnosti konstrukce. Po přihlédnutí k dotvarování materiálu je hodnota f_{ck} v čase zatížení 14 dnů 44,3 MPa.

Posudek omezení napětí vychází z normy ČSN EN 1992-1-1. Všechny vzorce a postupy jsou stanoveny podle platných předpisů.

6.5.2.4 Omezení vzniku trhlin

Omezení vzniku trhlin je posouzeno na charakteristickou kombinaci zatížení, aby bylo zabráněno vzniku podélných trhlin. Mezní hodnota zatížení f_{ctm} je závislá na průběhu dotvarování. Pro zatížení v 28 dnech se rovná 4,1 MPa. Pro zatížení v 14 dnech 3,7 MPa.

Pro častou kombinaci zatížení v okolí předpínací výztuže je konstrukce navržena na vyloučení tahového namáhání.

6.5.2.5 Omezení průhybů

Omezení průhybů je stanoveno podle druhu namáhání. Pro zatížení dopravou je stanoveno na $L/600$.

Maximální průhyb je omezen na:

$$w = \frac{L}{600} = \frac{230000}{600} = 383,33 \text{ mm} > 325,8 \text{ mm}$$

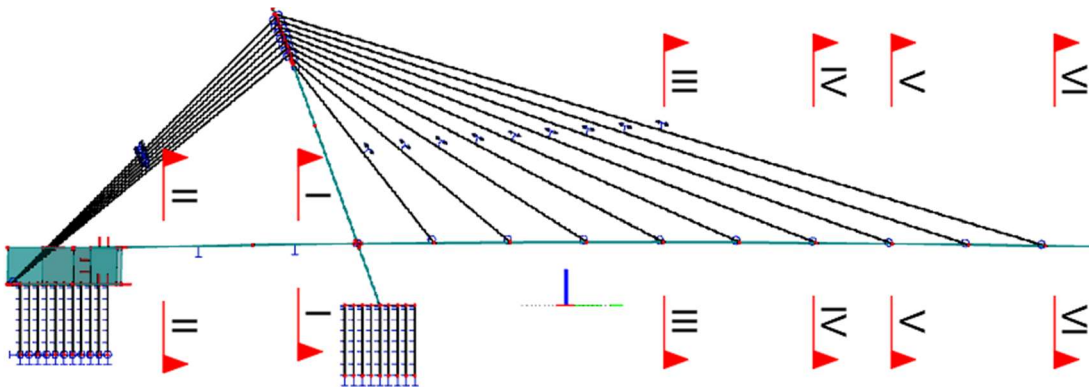
→ Vyhovuje,
s rezervou 15,5%.

6.5.3 Posouzení mezního stavu únosnosti

6.5.3.1 Přehled

Posuzované průřezy

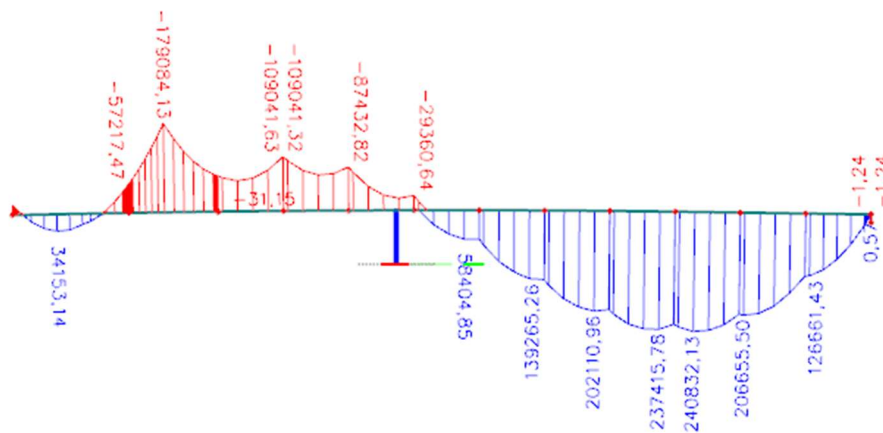
Posuzované průřezy na konstrukci jsou zvoleny pro pokrytí maximálních účinků namáhání. Průřez jedna se nachází v poloze mezi krajními pilíři, kde je největší kombinace momentu a ohybové síly bez účinků předpětí. Od průřezu II. po průřez V. klesá normálová síla a vzrůstá průhyb konstrukce. Rovněž narůstají větší momenty a je přidáváno více dodatečného předpětí se soudržností.



Obrázek 60 Řezy

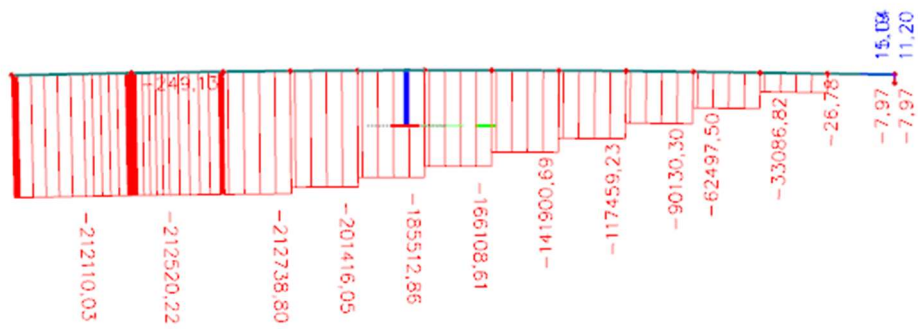
Posouzení mostovky je na obálku vnitřních sil pro nelineární kombinace 6.10a a 6.10b. Z obou kombinací je vybrán maximální možný silový účinek.

- Vnitřní síly od obálky nelineárních kombinací 6.10a – M_y



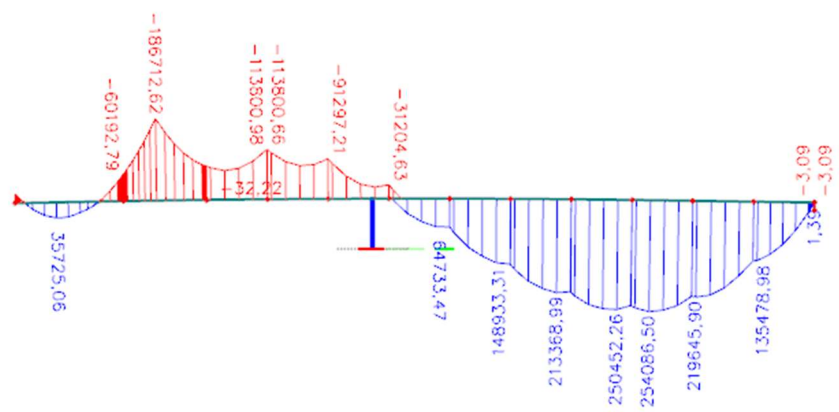
Obrázek 61 6.10a - M_y

- Vnitřní síly od obálky nelineárních kombinací 6.10a – N



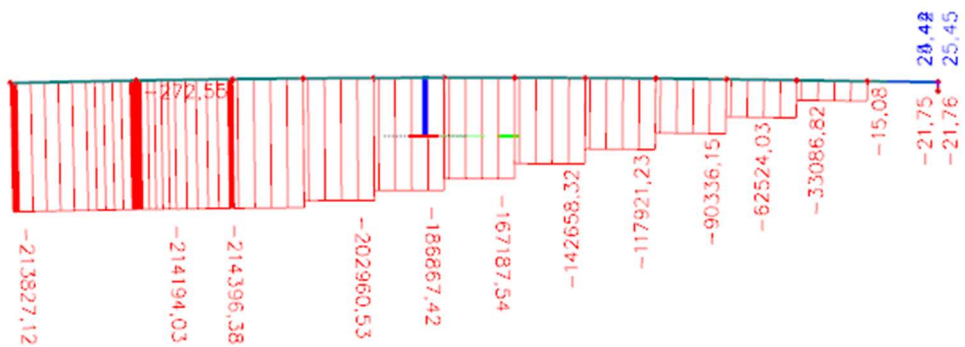
Obrázek 62 6.10a - N

- Vnitřní síly od obálky nelineárních kombinací 6.10b – My



Obrázek 63 6.10b-My

- Vnitřní síly od obálky nelineárních kombinací 6.10b – N



Obrázek 64 6.10b-N

6.5.3.2 Postup posouzení

Zvolená metoda pro výpočet je metoda mezních přetvoření. Metoda funguje za předpokladů, že je průřez zůstane rovinný před a po jeho přetvoření. Rovněž je předpokládáno plné spolupůsobení při přetvoření betonu a oceli. V taženém oblasti betonu není uvažována jeho únosnost. (15)

Průřez pro výpočet je idealizován do obecného průřezu připomínající proměnný tvar průřezu T. Plochy jsou integrovány pro zjištění velikosti hmoty průřezu po jeho výšce. Výpočet probíhá podle následujících vztahů: (15)

$$N_R = \int_x b(z) \cdot \sigma_z \cdot dz + \sum_{n=1} (A_s(i) \cdot \sigma_s(i))$$

$$M_R = \int_x b(z) \cdot \sigma_z \cdot z \cdot dz + \sum_{n=1} (A_s(i) \cdot \sigma_s(i) \cdot z_s(i))$$

- Podmínka rovnováhy a únosnost průřezu (15)

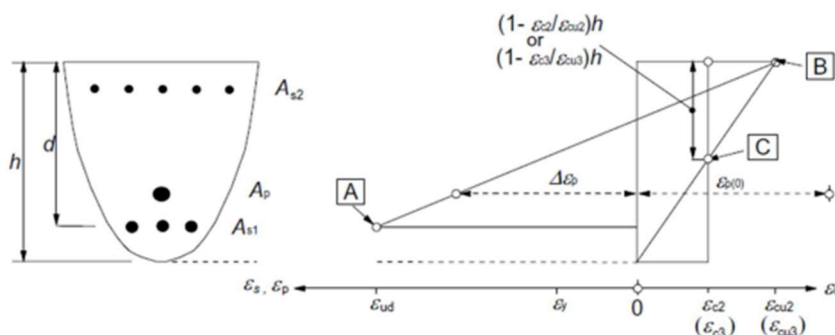
Poté ze sil po průřezu je stanovena podmínka rovnováhy pro silové účinky, pomocí nichž je odvozena poloha normálové osy. Momentová únosnost průřezu je poté stanovena jako součet jednotlivých sil po průřezu, násobené jejich příslušným ramenem. (15)

$$F_{cc} = \sum_{n=1} F_s(i),$$

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z_{cc} \sum_{n=1} F_s(i) \cdot z_s(i) > M_{Ed}$$

Při výpočtu jsou uvažovány dva předpoklady mezního stavu únosnosti při plném zplaztizování. První předpoklad uvažuje dosažení meze kluzu ve výztuži při nižším stupni vyztužení. Druhý uvažuje ztráty únosnosti z důvodu podrcení betonu. (15)

Mezní přetvoření betonu je stanoveno na $\varepsilon_{cu} = -3,5 \%$. Pro předpínací výztuž je uvažováno maximální možné přetvoření $\varepsilon_p = 20 \%$. Poloha předpínací výztuže odpovídá navržené výztuži z posudků na mezní stav použitelnosti. (15)



Obrázek 65 Posudek MSÚ (15)

- Smykové posouzení průřezu

Při posouzení průřezu na smyk je nejdříve ověřena jeho únosnost bez smykové výztuže. Ta je provedena podle následujících vztahů:

$V_{Rd,cm}$ Zohledňuje momentové síly v průřezu. (14) (16)

$$V_{Rd,cm} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w \cdot d$$

$V_{Rd,cn}$ Zohledňuje normálové síly v průřezu. (14) (16)

$$V_{Rd,cn} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

Po zahrnutí všech účinků se únosnost průřezu bez smykové výztuže rovná menšímu z výsledků z následujících vztahů. (14) (16)

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

$$V_{Rd,c,2} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d$$

V průřezích, které nemají dostatečnou únosnost je navržena dodatečná smyková výztuž. Smyková výztuž je navržena z třmíneků, které jsou rovnoměrně rozmístěny po průřezu. Průměry třmíneků jsou ve statickém výpočtu 12 a 16 mm. Vzorce pro výpočet smykové únosnosti: (14) (16)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

- Průřezy

Posouzení jsou provedena pro předpjatý průřez. V krajním poli není navržena předpínací výztuž, ale předpětí je zde simulováno normálovou silou. Při ztrácející se normálové síle a růstu ohybového momentu přibývá předpětí v hlavním poli. Posudky jsou v kapitolách 6.5.3.3. – 6.5.3.8. zobrazeny pro ohyb a v kapitolách 6.5.3.9-6.5.3.14 pro smyk. (14) (16)

6.5.3.3 Posouzení Řez I. - Ohyb

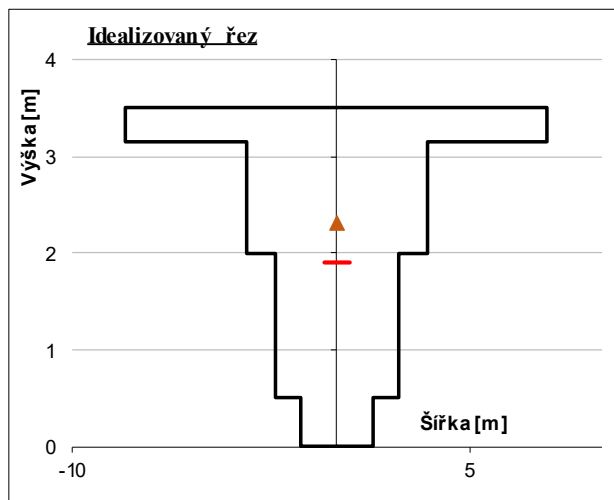
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
z_t	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jedné výztuže $A_s = 107,7 \text{ mm}^2$

NÁVRH BEZ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
III	0,000	27	0	0	1179	0	0	0	2,295	0

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

z_i (poloha)	ϕ	a'	A_{s1}	A_s	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	F_s	e_s	$F_{s.es}$
0,063	0	150	0	0	435	-2,7	0	-0,205	0
0,300	0	150	0	0	435	0,42	0	0,032	0
0,600	0	150	0	0	435	4,34	0	0,332	0
2,800	28	125	615,7522	78351,82	435	33,1	34066,01	2,532	86264,73
3,200	28	125	615,7522	78351,82	435	-3,2	34066,01	2,932	99891,14
3,437	28	125	615,7522	78351,82	435	-3,4	34066,01	3,169	107964,8

horní výztuž

dolní výztuž

- mez únosnosti dosažena drcením betonu

$x = 0,268 \text{ m}$

$\epsilon_{cc} = -3,50 \text{ ‰}$

$hd = 0,35$

$hk = 3,5$

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = -2,676373 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -3,175152 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = 1,075705 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = 0,422033 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -3,431782 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = 1,075705 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = 4,344065 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 42,25705 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = 33,10564 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 0 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _u
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,02E+05	0,16	-1,64E+04	1,076
2,500	4,6	0,00E+00	2,56	0	9,573
2,000	4,6	0,00E+00	1,98	0	16,110
1,500	4,6	0,00E+00	1,48	0	22,647
1,000	4,8	0,00E+00	0,98	0	29,184
0,500	2,7	0,00E+00	0,48	0	35,720
0,000	0,0	0,00E+00	-0	0	42,257

Podmínka rovnováhy pro řez: I

$\Sigma F = 0,000$

Moment únosnosti pro řez: I

$M_{Rd} = 310537 \text{ [kNm]}$

Využití:

60,26%

$M_{Ed} = 187115 \text{ [kNm]}$

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

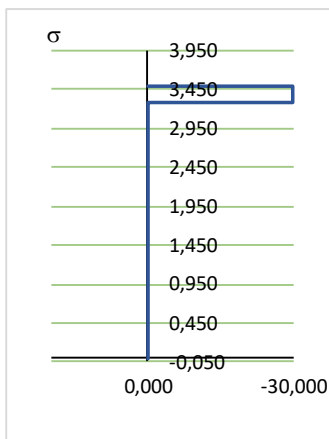
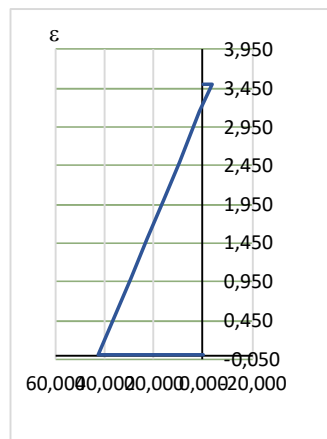
max ϵ_s	33,10564	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	42,257	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-3,431782	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž

max $\epsilon_p = 0,00 \leq \epsilon_{pud} = 20,00$ ANO

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.4 Posouzení Řez II. - Ohyb

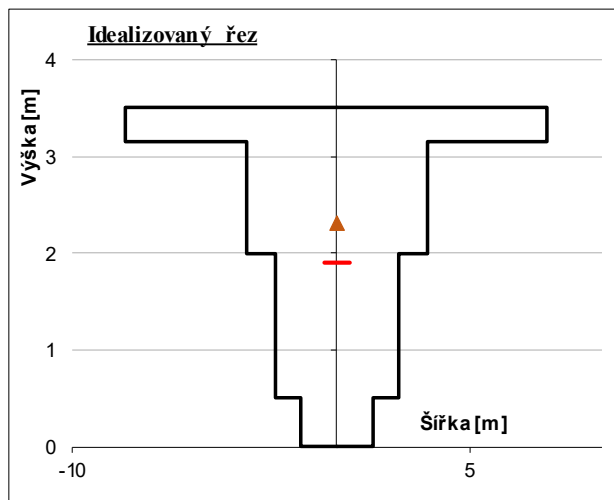
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
z_t	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha je ...

NÁVRH BEZ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
III	0,000	27	0	0	1179	0	0	0	2,295	0

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

z_i (poloha)	ϕ	a'	As_1	As	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	Fs	e_s	Fs.es
0,063	16	150	201,0619	3662,008	435	-2,7	-1592,177	-0,221	351,3289
0,300	16	150	201,0619	3662,008	435	0,2	-1592,177	0,016	-26,01709
0,600	16	150	201,0619	21320,22	435	3,9	9269,663	0,316	2932,37
2,800	28	125	615,7522	78351,82	435	31	34066,01	2,516	85721,68
3,200	28	125	615,7522	78351,82	435	-3,2	34066,01	2,916	99348,09
3,437	28	125	615,7522	78351,82	435	-3,4	34066,01	3,153	107421,7

horní výztuž

dolní výztuž

- mez únosnosti dosažena drcením betonu

$x = 0,284 \text{ m}$

$\epsilon_{cc} = -3,50 \text{ ‰}$

$hd = 0,35$

$hk = 3,5$

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = -2,722659 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -3,173542 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = 0,818559 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = 0,201622 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -3,431444 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = 0,818559 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = 3,903244 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 39,68559 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = 31,04847 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 0 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _u
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,08E+05	0,17	-1,84E+04	0,819
2,500	4,6	0,00E+00	2,54	0	8,839
2,000	4,6	0,00E+00	1,97	0	15,008
1,500	4,6	0,00E+00	1,47	0	21,177
1,000	4,8	0,00E+00	0,97	0	27,347
0,500	2,7	0,00E+00	0,47	0	33,516
0,000	0,0	0,00E+00	-0	0	39,686

Podmínka rovnováhy pro řez: II

$\Sigma F = 0,000$

Moment únosnosti pro řez: II

$M_{Rd} = 314179 \text{ [kNm]}$

Využití:

11,29%

$M_{Ed} = 35475 \text{ [kNm]}$

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

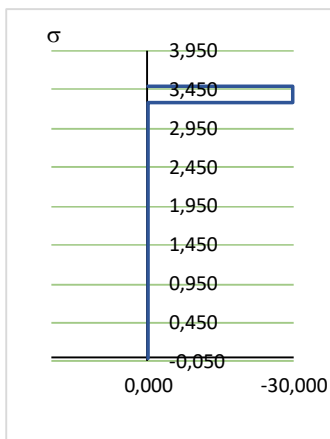
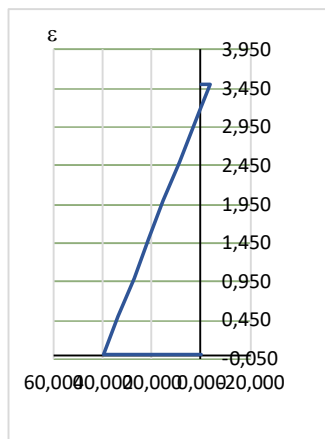
max ϵ_s	31,04847	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	39,686	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-3,431444	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max $\epsilon_p = 0,00 \leq \epsilon_{pud} = 20,00$ ANO

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.5 Posouzení Řez III. - Ohyb

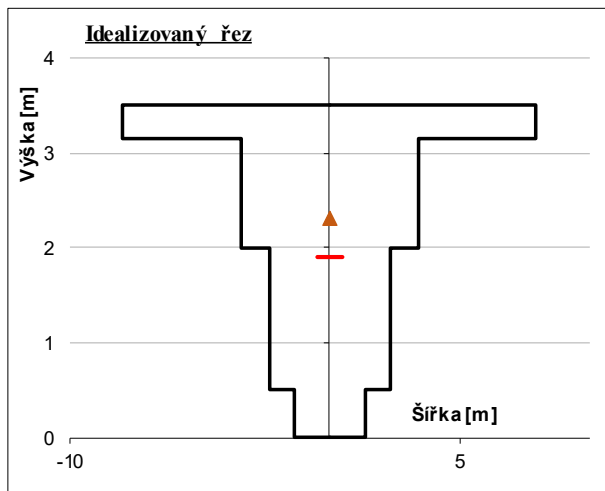
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
Z_t	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jednoho lana: $A_1 = 150 \text{ mm}^2$

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
III	1,600	27	18	486	1179	16,1	1552	113128,4	0,695	78624,21

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

z_i (poloha)	\emptyset	a'	A_{s1}	A_s	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	F_s	e_s	$F_{s.es}$
0,063	0	150	0	0	435	-2,9	0	-0,277	0
0,300	0	150	0	0	435	-0,4	0	-0,040	0
0,600	0	150	0	0	435	2,67	0	0,260	0
2,800	0	125	0	0	435	25,3	0	2,460	0
3,200	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,2	11123,6	2,860	31812,17
3,437	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,4	11123,6	3,097	34448,46

horní výztuž

dolní výztuž

05 - MSÚ ohybový moment ŘEZ III Dx 102,5 m

- mez únosnosti dosažena drcením betonu

$x = 0,340$ m

$\epsilon_{cc} = -3,50$ ‰

hd = 0,35

hk = 3,5

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500$	10^{-3}	$\epsilon_{s,1} = -2,851695$	10^{-3}	$\epsilon_{s,5} = -3,167709$	10^{-3}
$\epsilon_{d,d} = 0,101693$	10^{-3}	$\epsilon_{s,2} = -0,412834$	10^{-3}	$\epsilon_{s,6} = -3,430219$	10^{-3}
$\epsilon_{n,h} = 0,101693$	10^{-3}	$\epsilon_{s,3} = 2,674331$	10^{-3}		
$\epsilon_{n,d} = 32,51693$	10^{-3}	$\epsilon_{s,4} = 25,31355$	10^{-3}	$\epsilon_{n,p1} = 16,05205$	10^{-3}

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _d
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,30E+05	0,2	-2,65E+04	0,102
2,500	4,6	0,00E+00	2,48	0	6,791
2,000	4,6	0,00E+00	1,91	0	11,936
1,500	4,6	0,00E+00	1,41	0	17,081
1,000	4,8	0,00E+00	0,91	0	22,226
0,500	2,7	0,00E+00	0,41	0	27,372
0,000	0,0	0,00E+00	-0,1	0	32,517

Podmínka rovnováhy pro řez: III

Moment únosnosti pro řez III

Využití:

$\Sigma F = 5539,948$

$M_{Rd} = 171380$ [kNm]

64,68%

$M_{Ed} = 110850$ [kNm]

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

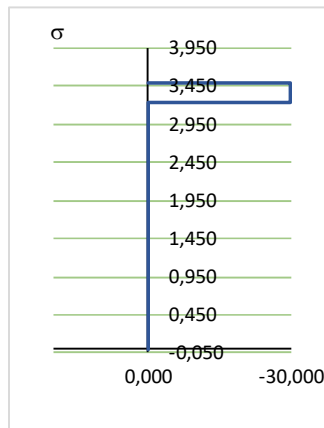
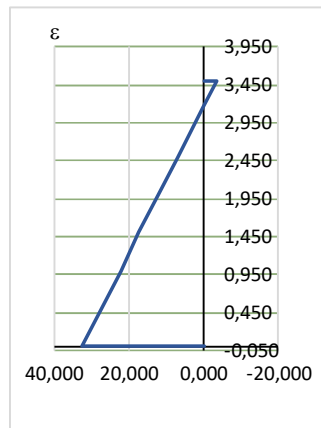
max ϵ_s	25,31355	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	32,517	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-3,430219	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max ϵ_p	16,05	$\leq \epsilon_{pud}$	20,00	ANO
------------------	-------	-----------------------	-------	-----

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.6 Posouzení Řez IV. - Ohyb

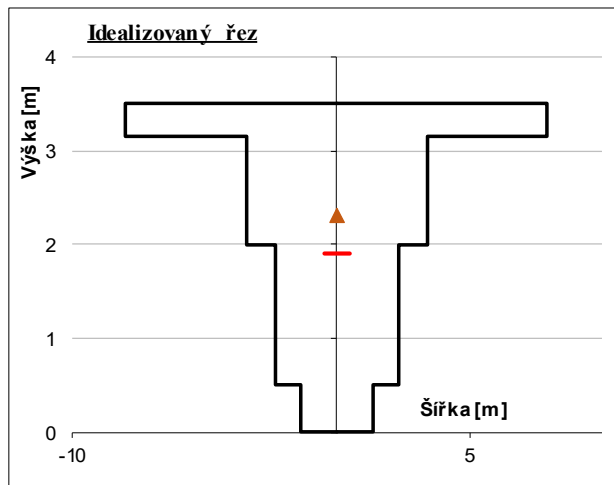
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
z_t	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jednoho lana: $A_l = 150 \text{ mm}^2$

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
I	1,600	27	18	486	1179	15,7	1549	112885,8	0,695	78455,64

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

z_i (poloha)	\emptyset	a'	As_1	As	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	F_s	e_s	$F_{s.es}$
0,063	16	150	201,0619	3662,008	435	-2,9	-1592,177	-0,283	450,034
0,300	16	150	201,0619	3662,008	435	-0,5	-1592,177	-0,046	72,68795
0,600	0	150	0	0	435	2,58	0	0,254	0
2,800	0	125	0	0	435	24,9	0	2,454	0
3,200	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,2	11123,6	2,854	31750,6
3,437	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,4	11123,6	3,091	34386,89

horní výztuž

dolní výztuž

- mez únosnosti dosažena drčením betonu

$x = 0,346 \text{ m}$

$\epsilon_{cc} = -3,50 \text{ ‰}$

$hd = 0,35$

$hk = 3,5$

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = -2,862077 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -3,167126 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = 0,044015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = -0,462273 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -3,430096 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = 0,044015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = 2,575454 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 31,94015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = 24,85212 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 15,73894 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _u
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,32E+05	0,21	-2,74E+04	0,044
2,500	4,6	0,00E+00	2,48	0	6,626
2,000	4,6	0,00E+00	1,9	0	11,689
1,500	4,6	0,00E+00	1,4	0	16,752
1,000	4,8	0,00E+00	0,9	0	21,814
0,500	2,7	0,00E+00	0,4	0	26,877
0,000	0,0	0,00E+00	-0,1	0	31,940

Podmínka rovnováhy pro řez: IV

$\Sigma F = 0,000$

Moment únosnosti pro ř. IV

$M_{Rd} = 172481 \text{ [kNm]}$

$M_{Ed} = 165971 \text{ [kNm]}$

Využití:

96,23%

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

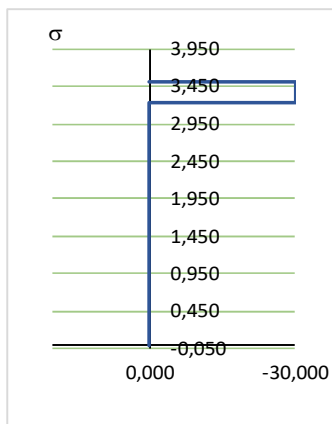
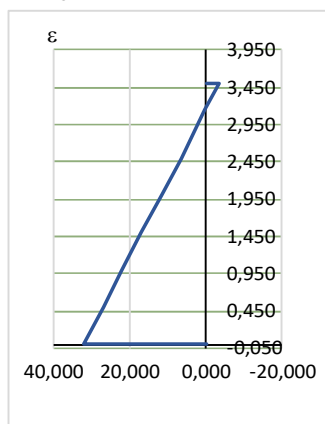
max ϵ_s	24,85212	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	31,940	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-3,430096	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max ϵ_p	15,74	$\leq \epsilon_{pud}$	20,00	ANO
------------------	-------	-----------------------	-------	-----

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.7 Posouzení Řez V. - Ohyb

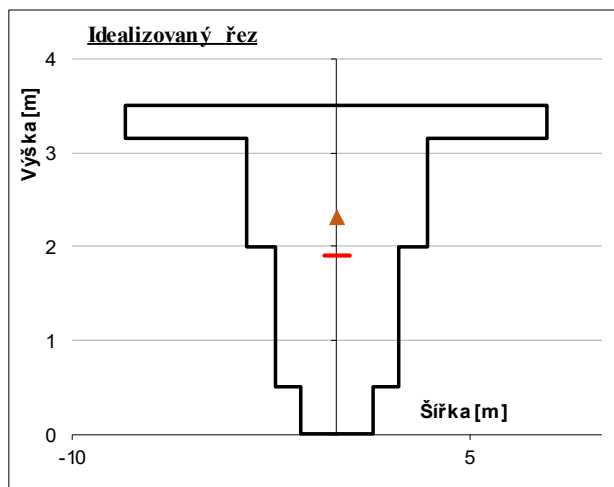
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
z_t	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jednoho lana: $A_l = 150 \text{ mm}^2$

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
I	1,600	27	18	486	1179	15,7	1549	112885,8	0,695	78455,64

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

z_i (poloha)	\emptyset	a'	As_1	As	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	F_s	e_s	$F_{s.es}$
0,063	16	150	201,0619	3662,008	435	-2,9	-1592,177	-0,283	450,034
0,300	16	150	201,0619	3662,008	435	-0,5	-1592,177	-0,046	72,68795
0,600	0	150	0	0	435	2,58	0	0,254	0
2,800	0	125	0	0	435	24,9	0	2,454	0
3,200	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,2	11123,6	2,854	31750,6
3,437	16	125	201,0619	25584,27	435	-3,4	11123,6	3,091	34386,89

horní výztuž

dolní výztuž

- mez únosnosti dosažena drčením betonu

$x = 0,346$ m

$\epsilon_{cc} = -3,50$ ‰

hd = 0,35

hk = 3,5

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = -2,862077 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -3,167126 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = 0,044015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = -0,462273 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -3,430096 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = 0,044015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = 2,575454 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 31,94015 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = 24,85212 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 15,73894 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _u
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,32E+05	0,21	-2,74E+04	0,044
2,500	4,6	0,00E+00	2,48	0	6,626
2,000	4,6	0,00E+00	1,9	0	11,689
1,500	4,6	0,00E+00	1,4	0	16,752
1,000	4,8	0,00E+00	0,9	0	21,814
0,500	2,7	0,00E+00	0,4	0	26,877
0,000	0,0	0,00E+00	-0,1	0	31,940

Podmínka rovnováhy pro řez: IV

ΣF = 0,000

Moment únosnosti pro ř. IV

M_{Rd} = 172481 [kNm]

M_{Ed} = 165971 [kNm]

Využití:

96,23%

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

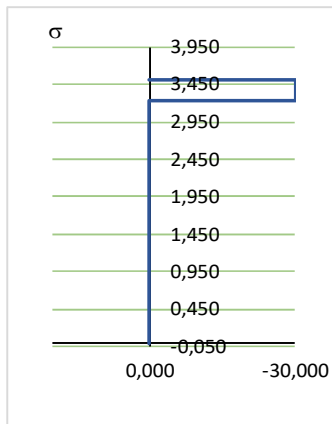
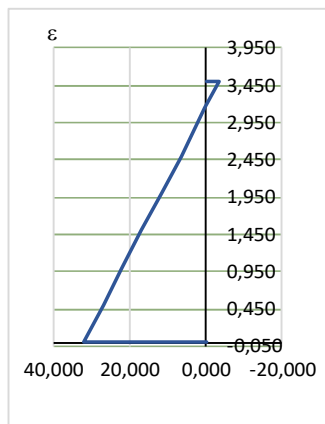
max ε _s	24,85212	≤ ε _{usd,t}	45,00	ANO	max ε _c	31,940	≤ ε _{ctu3}	100,00	ANO
min ε _s	-3,430096	≥ ε _{usd,c}	-45,00	ANO	min ε _c	-3,500	≥ ε _{ccu3}	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max ε _p	15,74	≤ ε _{pud}	20,00	ANO
--------------------	-------	--------------------	-------	-----

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.8 Posouzení Řez VI. - Ohyb

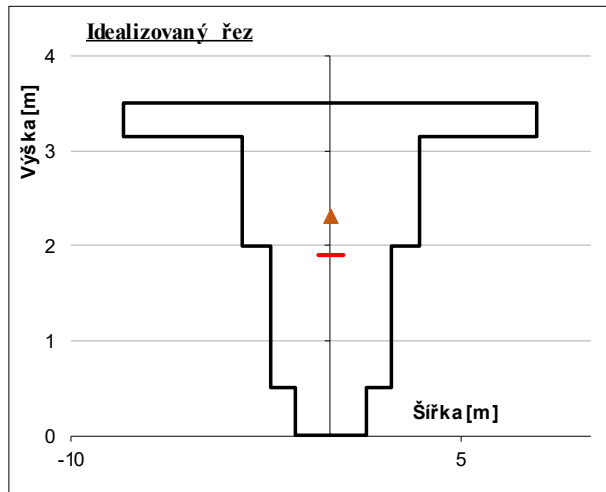
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,5	0,5	1,37	2,73
1	0,5	2,42	4,84
1,5	0,5	2,32	4,65
2	0,5	2,32	4,65
2,5	0,5	2,32	4,65
3,15	0,65	2,63	4,04
3,5	0,35	5,57	15,9

Vlastnosti průřezu

I_y	=	830,0986	m ²
I_x	=	21,5842	m ²
A	=	21,849	m ²
Z_1	=	2,295	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jednoho lana: $A_1 = 150 \text{ mm}^2$

Řez	Z_1	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
I	1,600	27	18	486	1179	13,4	1524	111092,9	0,695	77209,53

04 - Poloha betonářské výztuže

f_{yk} 500 MPa

f_{yd} 435 MPa

E_s 200 GPa

Z_i (poloha)	ϕ	a'	A_{s1}	A_s	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	F_s	e_s	$F_{s.es}$
0,063	20	150	314,1593	5721,887	435	-2,9	-2487,777	-0,330	820,7847
0,300	20	150	314,1593	5721,887	435	-0,8	-2487,777	-0,093	231,1815
0,600	0	150	0	0	435	1,84	0	0,207	0
2,800	20	125	314,1593	39975,42	435	21,4	17380,62	2,407	41836,42
3,200	20	125	314,1593	39975,42	435	-3,2	17380,62	2,807	48788,66
3,437	20	125	314,1593	39975,42	435	-3,4	17380,62	3,044	52907,87

horní výztuž

dolní výztuž

- mez únosnosti dosažena drcením betonu

$x = 0,393$ m

$\epsilon_{cc} = -3,50$ ‰

hd = 0,35

hk = 3,5

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = -2,938827 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -3,162061 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = -0,382372 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = -0,827747 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -3,429033 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = -0,382372 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = 1,844505 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 27,67628 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = 21,44102 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 13,42427 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δε _u
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
3,500	15,9	-	-	-	-3,500
3,150	4,0	-1,50E+05	0,24	-3,54E+04	-0,382
2,500	4,6	0,00E+00	2,43	0	5,408
2,000	4,6	0,00E+00	1,86	0	9,861
1,500	4,6	0,00E+00	1,36	0	14,315
1,000	4,8	0,00E+00	0,86	0	18,769
0,500	2,7	0,00E+00	0,36	0	23,223
0,000	0,0	0,00E+00	-0,1	0	27,676

Podmínka rovnováhy pro řez: VI

$\Sigma F = 8264,353$

Moment únosnosti pro řez VI

$M_{Rd} = 257157$ [kNm]

$M_{Ed} = 126661$ [kNm]

Využití:

49,25%

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

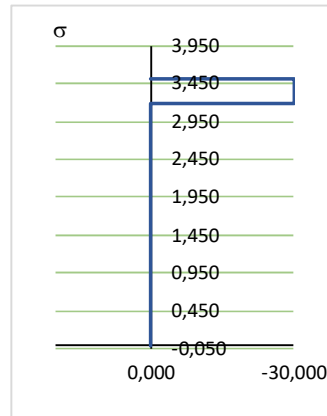
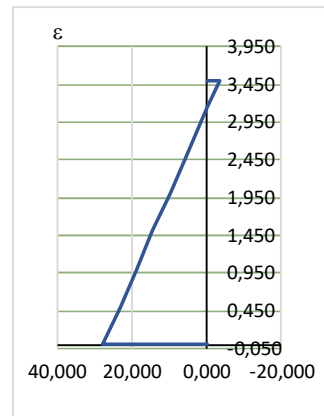
max ϵ_s	21,44102	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	27,676	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-3,429033	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max ϵ_p 13,42 $\leq \epsilon_{pud}$ 20,00 ANO

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.5.3.9 Posouzení Řez I. - Smyk

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= -0,171 \text{ MPa} && \text{- zatžení} \\ \alpha_{cw} &= 2,514275 && N_{Ed} = -216025 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{Ed} = -16245 \text{ [kN]} \\ A_s &= 235055 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned}C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,016 && z = 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15\end{aligned}$$

$$V_{Rd,c,1} = [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 9,68803 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c,2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 4,8641 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 9,68803 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned}V_{Ed} &< V_{Rd,c} \\ 16,25 \text{ kN} &> 9,69 \text{ MN} && \text{Nevyhovuje (168\%)}\end{aligned}$$

06 - 2 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

Návrh:

$$\begin{aligned}\varnothing_{w,st} &= 12 \times 16 \text{ mm} && \text{po } \alpha = 300 \text{ mm} && f_{ywd} = f_{yd} \\ \alpha &= 90^\circ \\ A_{s,w,t} &= 2412,74 \text{ mm}^2 \\ s_{l,max} &= 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 1838 \text{ mm} > s_{w,l} = 300 \text{ mm} \\ &&&&& \text{vyhovuje (16\%)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{w,st} &= 0,001358 < \begin{aligned} \rho_{w,min} &= 0,001131 \\ \rho_{w,max} &= 0,041636 \end{aligned} && \text{vyhovuje (83\%)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{Rd,w} &= \rho_{w,st} f_{ywd} = 0,59043 \text{ MPa} < \frac{1}{2} v f_{cd} = 5,4 \text{ MPa} \\ &&&&& \text{vyhovuje (11\%)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\cot \theta &= \sqrt{(v f_{cd} / V_{Rd,w} - 1)} = 4,8362 > 2,50 && \cot \theta = 2,5 \\ &&&&& \text{tg } \theta = 0,4\end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = 22,177 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 163,1068 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,st} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 22,177 \text{ MN}$$

$$16,25 \text{ MN} < 22,18 \text{ MN} \quad \text{vyhovuje (73\%)}$$

$$\begin{aligned}\beta_3 &= \frac{V_{Rd,st}}{V_{Ed}} = 1,37 > \beta_3 = 0,50 \\ &&&&& \text{vyhovuje (37\%)}\end{aligned}$$

6.5.3.10 Posouzení Řez II. - Smyk

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= -0,151 \text{ MPa} && - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 2,512606 && N_{ed} = -214025 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{ed} = 680,3 \text{ [kN]} \\ A_s &= 260038 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu bez tahové výztuži

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,018 && z = 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,1} &= [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 10,0198 \text{ MN} \\ V_{Rd,c,2} &= (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 4,90769 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 10,0198 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned} V_{ed} &< V_{Rd,c} \\ 0,68 \text{ kN} &< 10,02 \text{ MN} && \text{Vyhovuje (7\%)} \end{aligned}$$

6.5.3.11 Posouzení Řez III. - Smyk

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= -0,695 \text{ MPa} && - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 2,557905 && N_{ed} = -190770 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{ed} = 9294,26 \text{ [kN]} \\ A_s &= 51169 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,004 && z = 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,1} &= [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 5,82663 \text{ MN} \\ V_{Rd,c,2} &= (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 3,72409 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 5,82663 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned} V_{ed} &> V_{Rd,c} \\ 9,29 \text{ kN} &> 5,83 \text{ MN} && \text{Nevyhovuje (160\%)} \end{aligned}$$

06 - 2 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

Návrh:

$$\begin{aligned} \varnothing_{w,st} &= 12 \times 16 \text{ mm} & \text{po } \acute{a} &= 300 \text{ mm} & f_{ywd} &= f_{yd} \\ \alpha &= 90^\circ \\ A_{sw,t} &= 2412,74 \text{ mm}^2 \\ s_{l,max} &= 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 1838 \text{ mm} > s_{w,l} = 300 \text{ mm} & & & & \text{vyhovuje (16\%)} \\ \\ \rho_{w,st} &= 0,001358 < \begin{matrix} \rho_{w,min} = 0,001131 \\ \rho_{w,max} = 0,042359 \end{matrix} & & & & \text{vyhovuje (83\%)} \\ \\ V_{Rd,w} &= \rho_{w,st} f_{ywd} = 0,59043 \text{ MPa} < \frac{1}{2} v f_{cd} = 5,4 \text{ MPa} & & & & \text{vyhovuje (11\%)} \\ \\ \cot \theta &= \sqrt{v f_{cd} / V_{Rd,w} - 1} = 4,8362 > 2,50 & \cot \theta &= 2,5 \\ & & \text{tg } \theta &= 0,4 \\ \\ V_{Rd,s} &= 22,177 \text{ MN} \\ \\ V_{Rd,max} &= 165,9371 \text{ MN} \\ \\ V_{Rd,st} &= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 22,177 \text{ MN} \\ & 9,29 \text{ MN} < 22,18 \text{ MN} & & & & \text{vyhovuje (42\%)} \\ \\ \beta_3 &= \frac{V_{Rd,st}}{V_{Ed}} = 2,39 > \beta_3 = 0,50 & & & & \text{vyhovuje (21\%)} \end{aligned}$$

6.5.3.12 Posouzení Řez IV. - Smyk

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= -0,389 \text{ MPa} & & - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 2,532426 & N_{Ed} &= -122119 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 & V_{Ed} &= 1,62 \text{ [kN]} \\ A_s &= 54831 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 & d &= 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,004 & z &= 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29 \\ \\ V_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \\ \\ V_{Rd,c,1} &= [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 5,96314 \text{ MN} \\ V_{Rd,c,2} &= (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 4,38982 \text{ MN} \\ \\ V_{Rd,c} &= \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 5,96314 \text{ MN} \\ \\ V_{Ed} &< V_{Rd,c} \\ 0,00 \text{ kN} &< 5,96 \text{ MN} & & \text{Vyhovuje (0\%)} \end{aligned}$$

6.5.3.13 Posouzení Řez V. - Smyk

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= -0,092 \text{ MPa} && - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 2,507653 && N_{ed} = -64733 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{ed} = 1100 \text{ [kN]} \\ A_s &= 125648 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,009 && z = 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29 \\ v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \\ V_{Rd,c,1} &= [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 7,86267 \text{ MN} \\ V_{Rd,c,2} &= (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 5,03711 \text{ MN} \\ V_{Rd,c} &= \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 7,86267 \text{ MN} \\ \mathbf{V_{ed} < V_{Rd,c}} &&& \mathbf{1,10 \text{ kN} < 7,86 \text{ MN}} \quad \mathbf{Vyhovuje \quad (14\%)} \end{aligned}$$

6.5.3.14 Posouzení Řez VI. - Smyk

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 0,000 \text{ MPa} && - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 2,500005 && N_{ed} = -44 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{ed} = -10763 \text{ [kN]} \\ A_s &= 125648 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 2,45 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,009 && z = 2,21 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,28565 \leq 2,0 \\ k &= 1,29 \\ v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,36 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \\ V_{Rd,c,1} &= [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 7,86287 \text{ MN} \\ V_{Rd,c,2} &= (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 5,23695 \text{ MN} \\ V_{Rd,c} &= \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 7,86287 \text{ MN} \\ \mathbf{V_{ed} < V_{Rd,c}} &&& \mathbf{10,76 \text{ kN} > 7,86 \text{ MN}} \quad \mathbf{Nevyhovuje \quad (137\%)} \end{aligned}$$

06 - 2 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

Návrh:

$$\begin{aligned} \varnothing_{w,st} &= 8 \times 16 \text{ mm} & \text{po } a &= 200 \text{ mm} & f_{ywd} &= f_{yd} \\ \alpha &= 90^\circ \\ A_{sw,t} &= 1608,5 \text{ mm}^2 \\ s_{l,max} &= 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 1838 \text{ mm} > s_{w,l} &= 200 \text{ mm} & & & \text{vyhovuje (11\%)} \\ \\ \rho_{w,st} &= 0,001358 < \begin{matrix} \rho_{w,min} = 0,001131 \\ \rho_{w,max} = 0,041400 \end{matrix} & & & & \text{vyhovuje (83\%)} \\ \\ V_{Rd,w} &= \rho_{w,st} f_{ywd} = 0,59043 \text{ MPa} < \frac{1}{2} v f_{cd} = 5,4 \text{ MPa} & & & & \text{vyhovuje (11\%)} \\ \\ \cot \theta &= \sqrt{(v f_{cd} / V_{Rd,w} - 1)} = 4,8362 > 2,50 & \cot \theta &= 2,5 \\ & & \text{tg } \theta &= 0,4 \\ \\ V_{Rd,s} &= 22,177 \text{ MN} \\ \\ V_{Rd,m} &= 162,1811 \text{ MN} \\ \\ V_{Rd,st} &= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 22,177 \text{ MN} \\ & & 10,76 \text{ MN} &< 22,18 \text{ MN} & & \text{vyhovuje (49\%)} \\ \\ \beta_3 &= \frac{V_{Rd,st}}{V_{Ed}} = 2,06 > \beta_3 = 0,50 & & & & \text{vyhovuje (24\%)} \end{aligned}$$

6.6 Příčný směr

V rámci návrhu příčného směru je navržena předpínací výztuž v horní desce komory. Současně je navrženo vyztužení ve vzpěrách a v dolní desce na vyrovnání momentových účinků. Na deskostěnovém modelu jsou zvolena nejvíce namáhání místa a tam jsou navrženy žebry s efektivní šířkou 1,0 m.

Předpínací výztuž je navržena z oceli Y 1860 S7. Pro desku jsou zvoleny ploché kanálky, ve kterých je podélně naskládána předpínací výztuž po 3-5ti kusech. Pro návrh desky jsou využity 4 prutové kanálky.

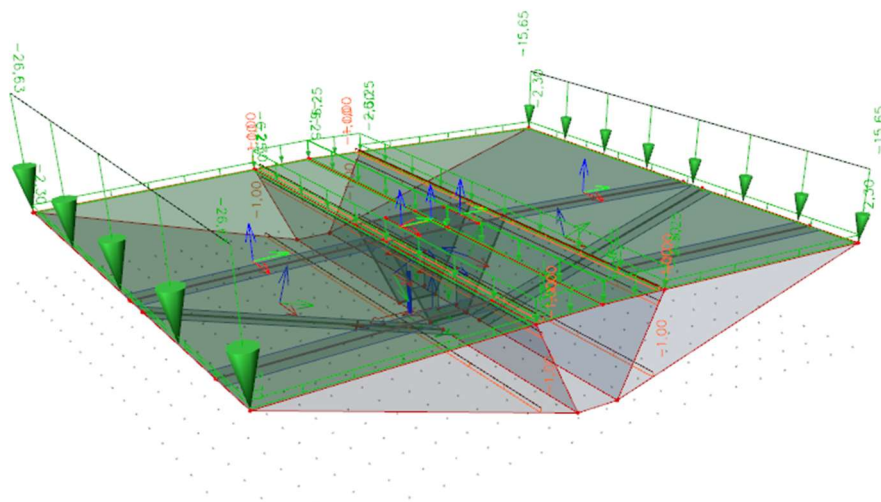
6.6.1 Zatížení

Model je zatížen prostorově s uvážením příčného roznosu zatížení. V místě fiktivního uchycení lan uprostřed segmentu je model zatížen tahovou silou od závěsných lan. Doprava je zadáno ve dvou pruzích a ní je vytvořena obálka zatížení pro pokrytí globálního účinku zatížení. Kombinace zatížení jsou vytvořeny v programu Scia Engineer.

Výpočet probíhá lineárně. Zvolení lineárního výpočtu je především z důvodu možnosti zadání pojezdu dopravního zatížení a vytvoření obálky zatížení.

6.6.1.1 Konzoly + římsy

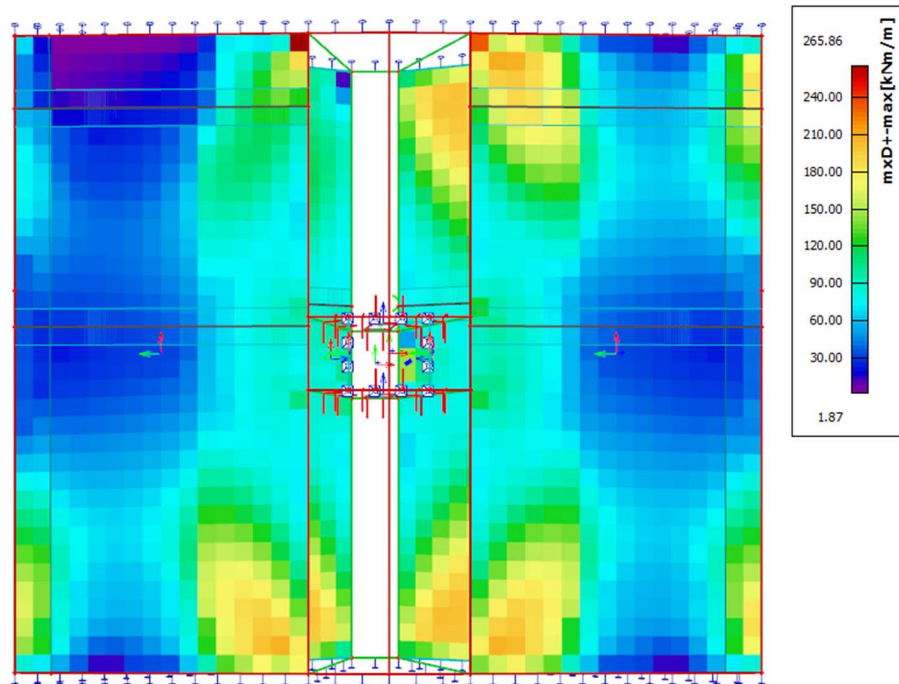
Konzoly a podesty jsou v prostorovém modelu zredukovány na liniové zatížení a jejich prostorový účinek není uvažován. Předpokládá se tahové namáhání ve vzpěrách a horní desce zatížené dopravou. Zatížení konzol je přidáno do ostatního stálého zatížení. Asymetrie je zohledněna přepočtem stálého zatížení a zvětšení vzpěry v místě kratší konzoly.



Obrázek 66 Model příčného řezu

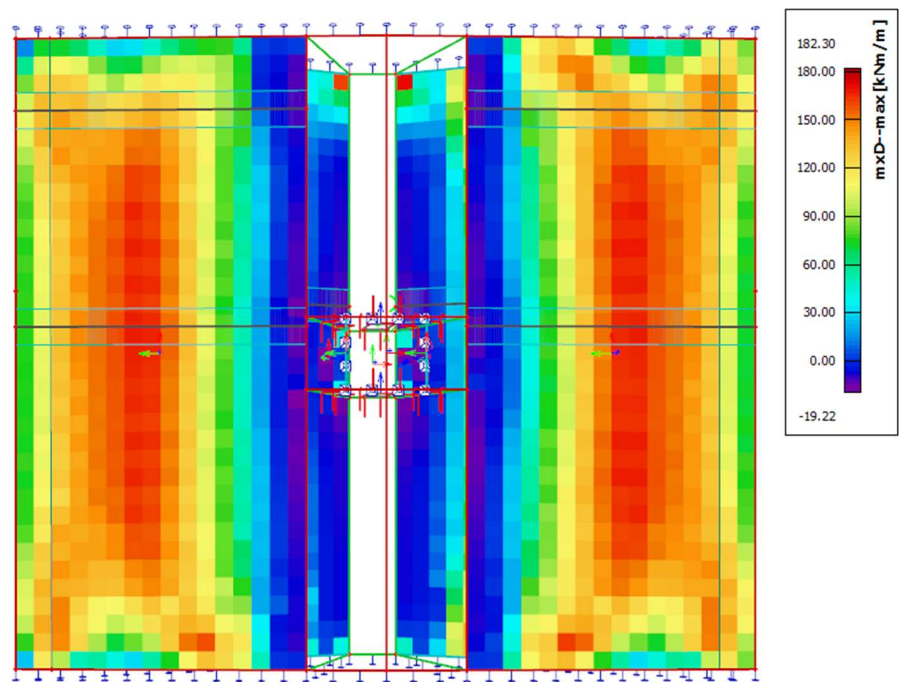
6.6.2 Vnitřní síly

6.6.2.1 MxD + Charakteristická kombinace



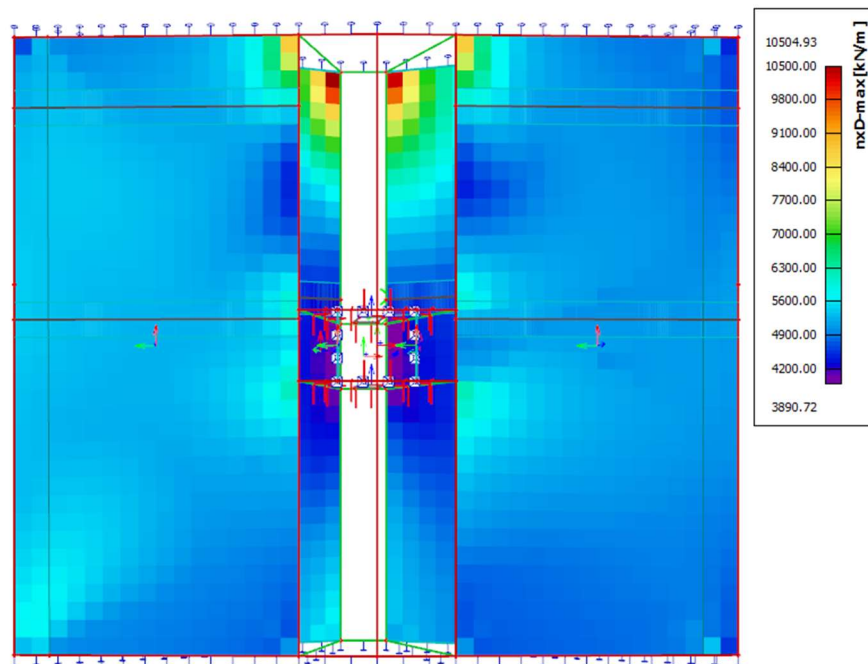
Obrázek 67 MxD+ - Char

6.6.2.2 MxD - Charakteristická kombinace



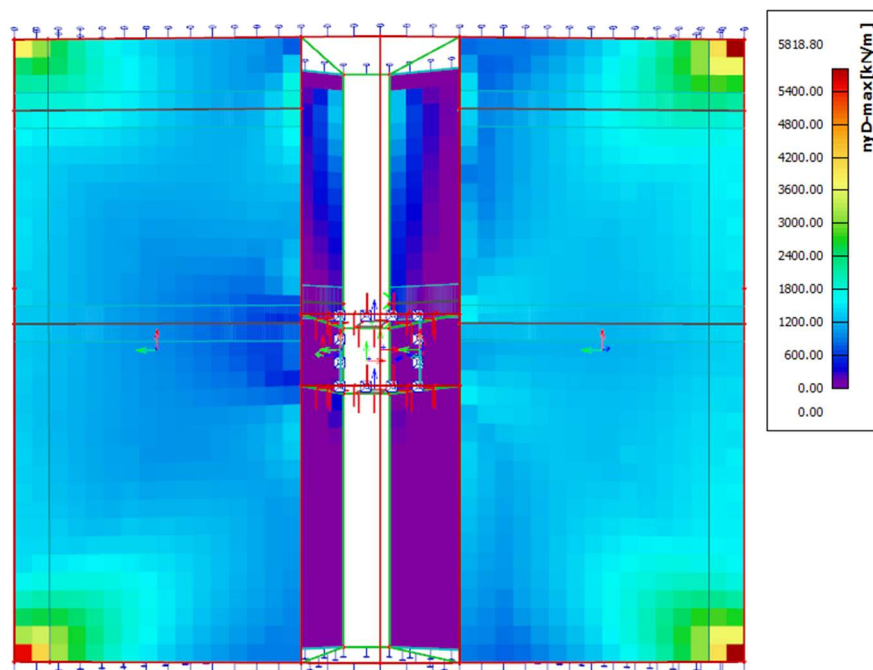
Obrázek 68 MxD - - Char.

6.6.2.3 NxD Charakteristická kombinace



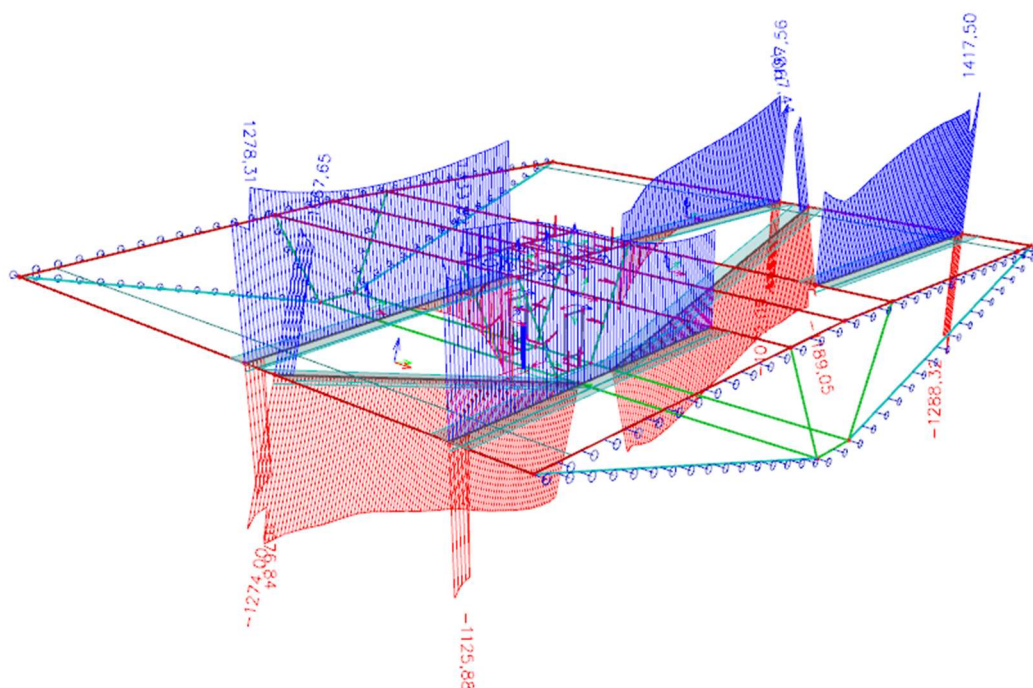
Obrázek 69NxD - Char.

6.6.2.4 NyD Charakteristická kombinace



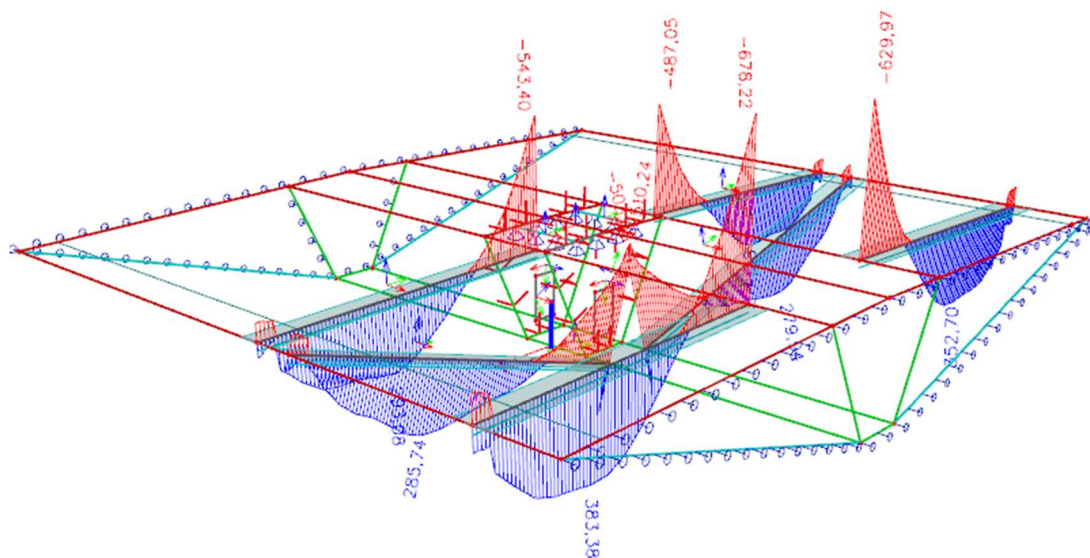
Obrázek 70NyD - Char.

6.6.2.5 Žebra N Charakteristická kombinace



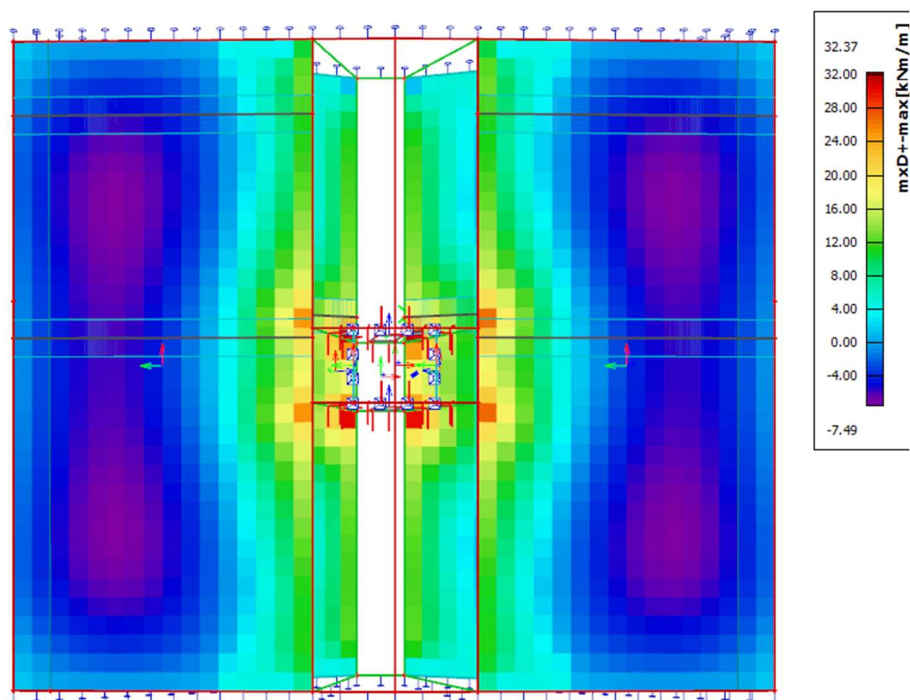
Obrázek 71 Žebra N - Char.

6.6.2.6 Žebra My Charakteristická kombinace



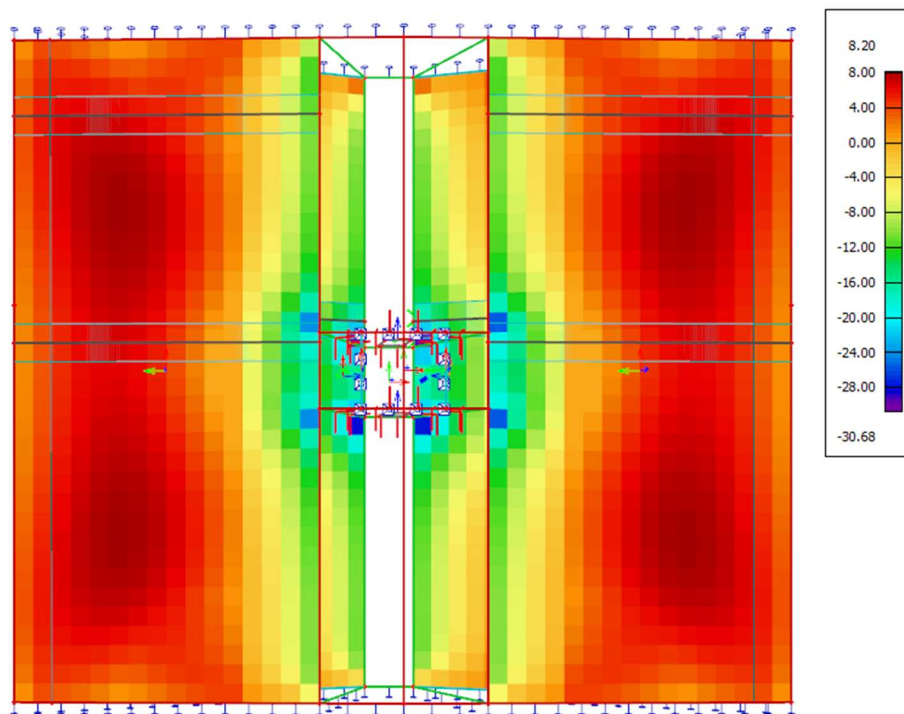
Obrázek 72 Žebra My - Char.

6.6.2.7 MxD+ Kvazi-stálá kombinace



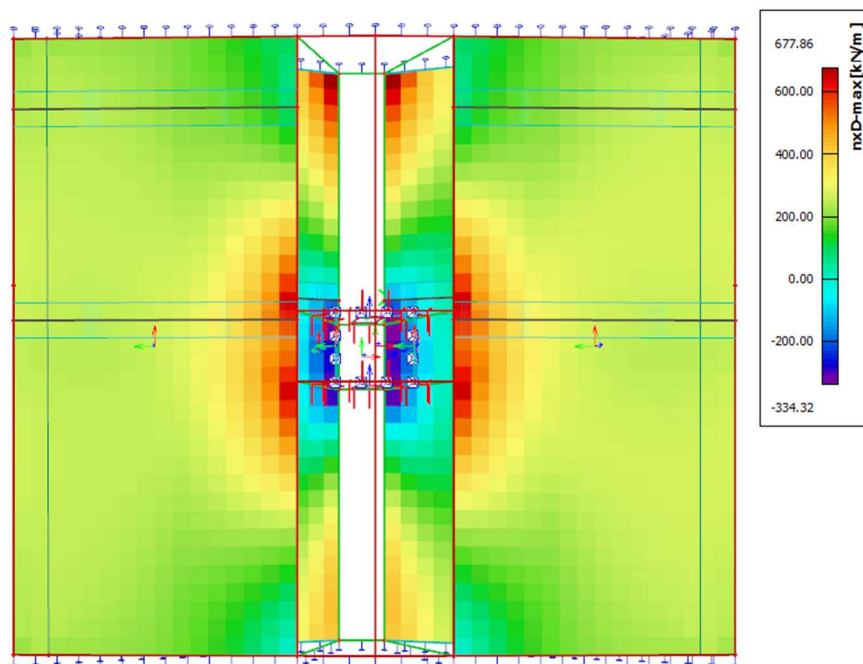
Obrázek 73 MxD+ - Kvaz.

6.6.2.8 MxD- Kvazi-stálá kombinace



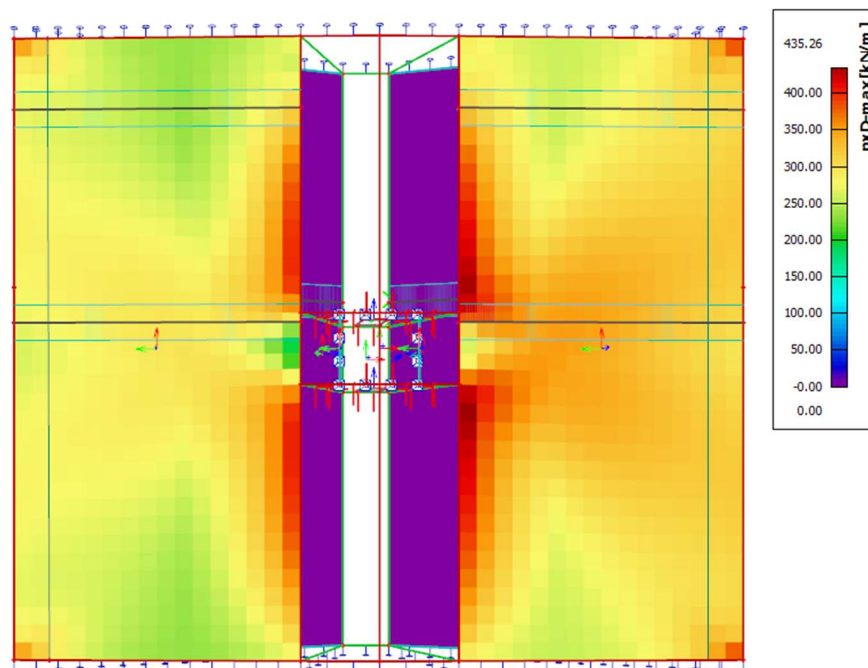
Obrázek 74 MxD- - Kvaz.

6.6.2.9 Nx_D Kvazistálá kombinace



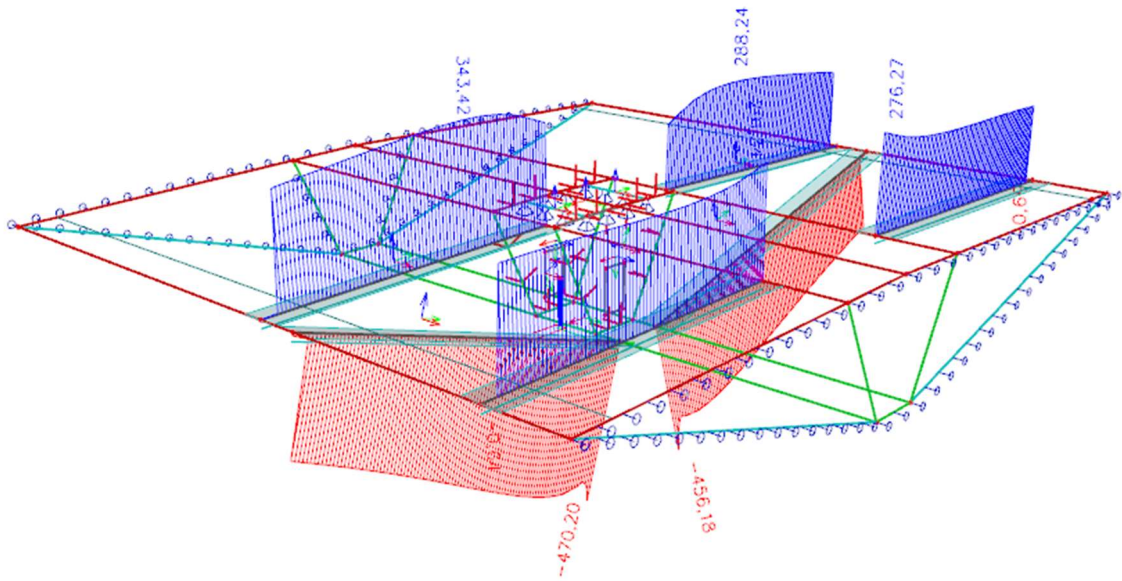
Obrázek 75 Nx_D - Kvaz.

6.6.2.10 Ny_D Charakteristická kombinace



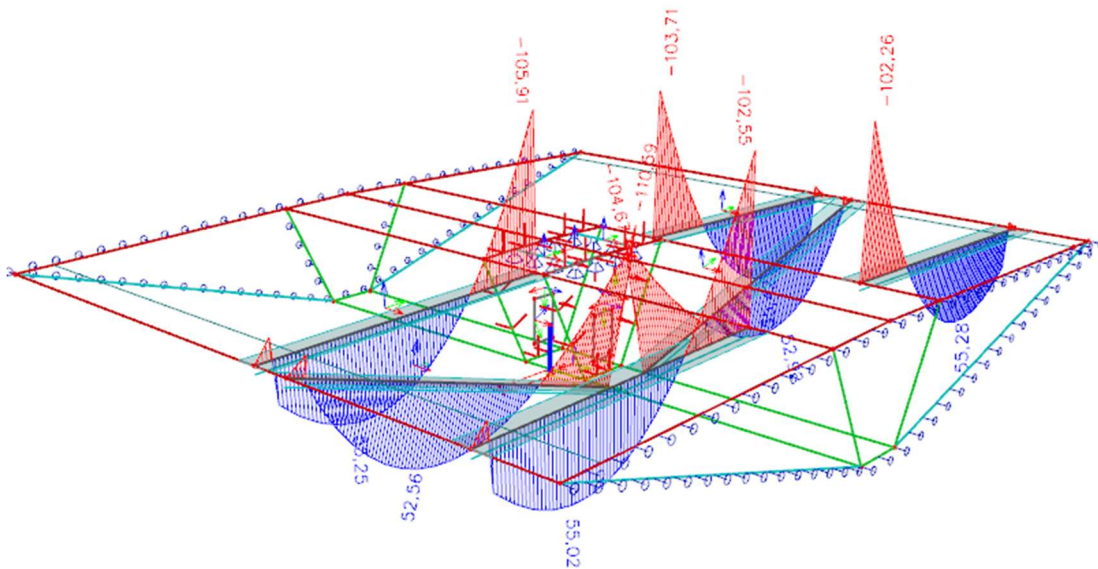
Obrázek 76 Ny_D - Char.

6.6.2.11 Žebra N Kvazistálá kombinace



Obrázek 77 Žebra N - Kvaz.

6.6.2.12 Žebra My Kvazistálá kombinace



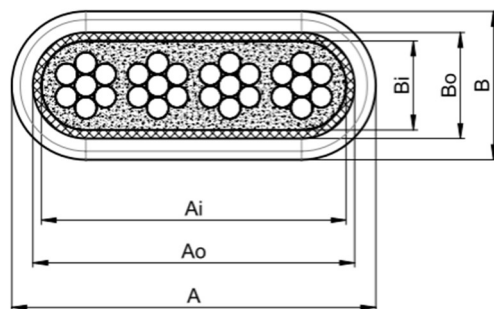
Obrázek 78 Žebra My - Kvaz.

6.6.3 Návrh předpětí

6.6.4 Způsob předpínání

VSL kabely se provádějí z plochých kanálků o počtu 3-5 kabelů v jednom kanálku. Kanálky se po předpětí injektují pro zajištění soudržnosti. V práci jsou zvoleny čtyř kabelové kanálky po 250 mm. Počet byl stanoven podle kvazi-stálé a charakteristické kombinace zatížení.

Rozměry kanálků a kabelů je zobrazen v následujícím schématu a popsán v příslušné tabulce.



Obrázek 79 kanálek , (17)

Type	Corrugated flat steel strip sheath				Corrugated flat plastic duct VSL PT-PLUS®			
	VSLab® S 6-2	VSLab® S 6-3	VSLab® S 6-4	VSLab® S 6-5	VSLab® S 6-2 37/21	VSLab® S 6-3 54/21	VSLab® S 6-4 72/21	VSLab® S 6-5 90/21
A	40	57	75	90	51	68	86	104
B	-	-	-	-	35	35	35	35
Ai	37	54	72	93	37	54	72	90
Bi	18	18	18	18	21	21	21	21
Ao	-	-	-	-	41	58	76	94
Bo	21	21	21	21	25	25	25	25

all dimensions in [mm]

Obrázek 80 Kabely , (17)

Postup napínání je stanoven výrobcem a za průběh ručí předpínání ručí zhotovitel. Při napínání nesmí dojít k lokálnímu porušení betonu, a nebo ztrátě pevnosti na kabelu. Napínání bude probíhat pomocí stressing jack type DKP-6. Jedná se o předpínací pistoli stanovenou výrobcem pro tento druh předpětí. (17)

6.6.4.1 Návrh předpínací výztuže

Návrh výztuže je proveden na kvazi-stálou a charakteristickou kombinaci.

Žebra	Geometrie						Zatížení						Předpětí (čas t=36 500) - ztráty 20%						Posouzení								
	h	Ac	ly	eh	ed	Wyd	Charakteristické		Návrh předpětí		σ	e	A _{s,1}	n _s	n _e	A _s	A _s [mm ²]	e	Předpětí		Char		Limitní hodnoty		tlak	tah	
							N _{Ed}	M _{Ed}	N _p	M _{p,ult}									M _{p,0}	σc,h	σc,d	f _{ctm}	f _{ctd}				
D1	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	1169	383,38	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	-2828,736	268,7299	-268,7299	-10,35762	0,873411	-24,75	4,3	ANO	ANO	ANO
D2	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	1113	352,7	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	-2828,736	268,7299	-268,7299	-9,014923	-0,789283	-24,75	4,3	ANO	ANO	ANO
D3	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	834,65	274,38	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	-2828,736	268,7299	-268,7299	-5,974127	-5,42065	-24,75	4,3	ANO	ANO	ANO
D4	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	1080	293,08	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	-2828,736	268,7299	-268,7299	-6,189046	-3,803732	-24,75	4,3	ANO	ANO	ANO

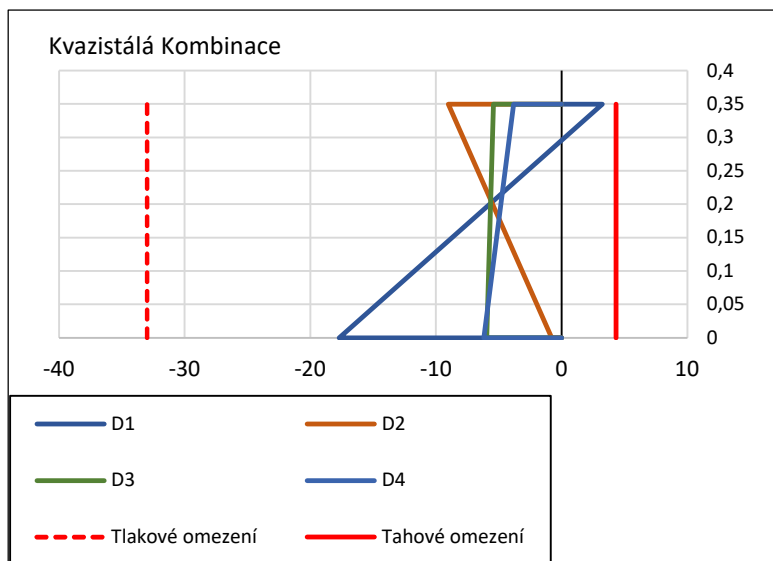
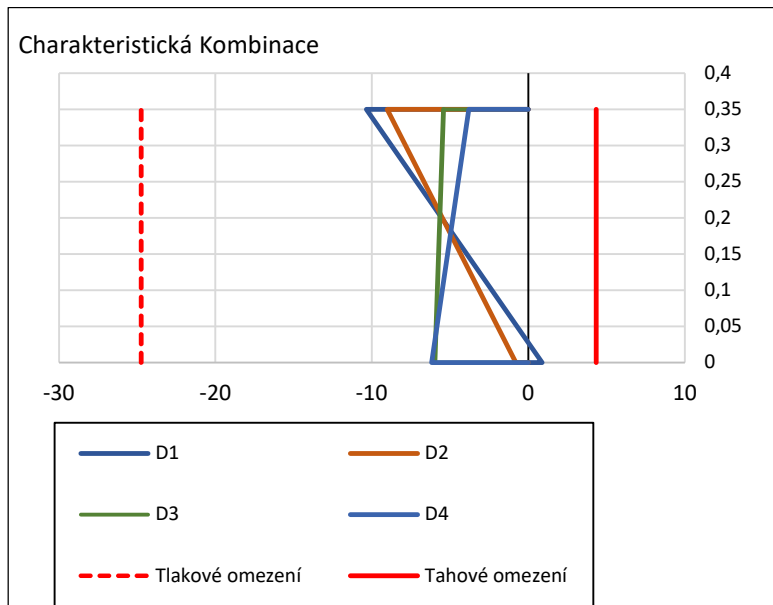
DESKA

Žebra	Geometrie						Zatížení						Předpětí (čas t=36 500) - ztráty 20%						Posouzení								
	h	Ac	ly	eh	ed	Wyd	Kvazistálé		Návrh předpětí		σ	e	A _{s,1}	n _s	n _e	A _s	A _s [mm ²]	e	Předpětí		Kvaz		Limitní hodnoty		tlak	tah	
							N _{Ed}	M _{Ed}	N _p	M _{p,ult}									M _{p,0}	σc,h	σc,d	0,6 · f _{ctd}	f _{ctm}				
D1	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	284	55,02	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	-2828,736	268,7299	-268,7299	3,225322	-17,70953	-33	4,3	ANO	ANO	ANO
D2	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	276	55,28	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	2828,736	-268,7299	268,7299	-9,014923	-0,789283	-33	4,3	ANO	ANO	ANO
D3	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	343,42	51,43	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	2828,736	-268,7299	268,7299	-5,974127	-5,42065	-33	4,3	ANO	ANO	ANO
D4	0,35	0,35	0	0,18	0,18	0,020417	0,020417	288,24	52,55	1179	15,7	150	4	4	2400	0,08	0,08	2828,736	-268,7299	268,7299	-6,189046	-3,803732	-33	4,3	ANO	ANO	ANO

DESKA

6.6.5 Posouzení MSP

6.6.5.1 Výsledky z modelu



Graf 35 Kvazi. - Příčný řez

6.6.5.2 Posouzení

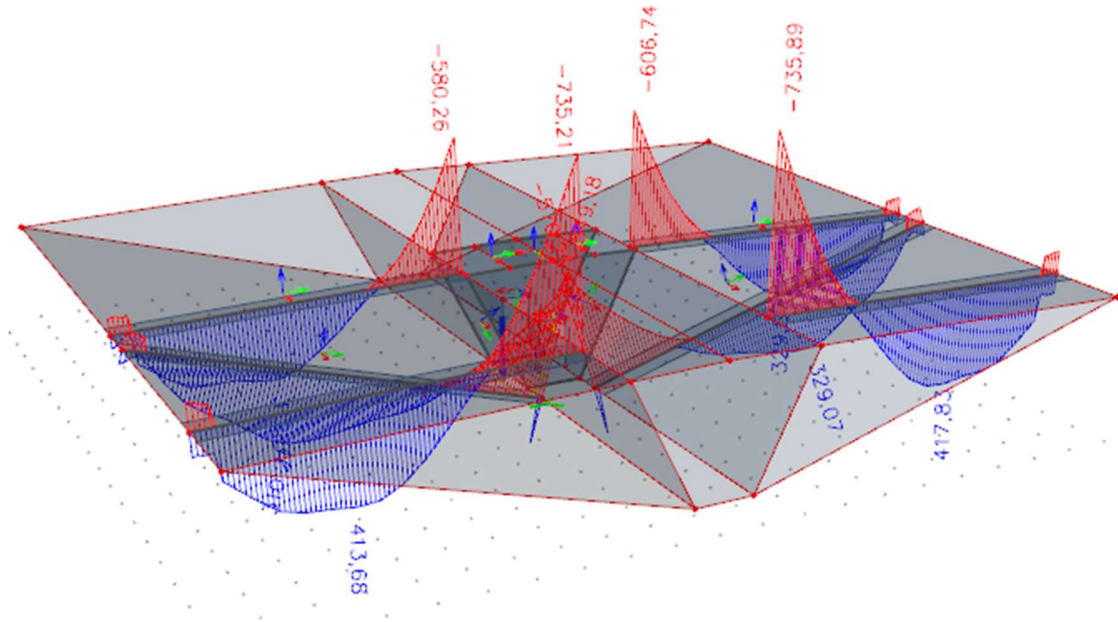
Stanovení mezních hodnot je provedeno podle obdobně jako v kapitolách 6.5.2.3. – 6.5.2.6.

Konstrukce vyhovuje na mezní stavy použitelnosti.

6.6.6 Posouzení MSÚ

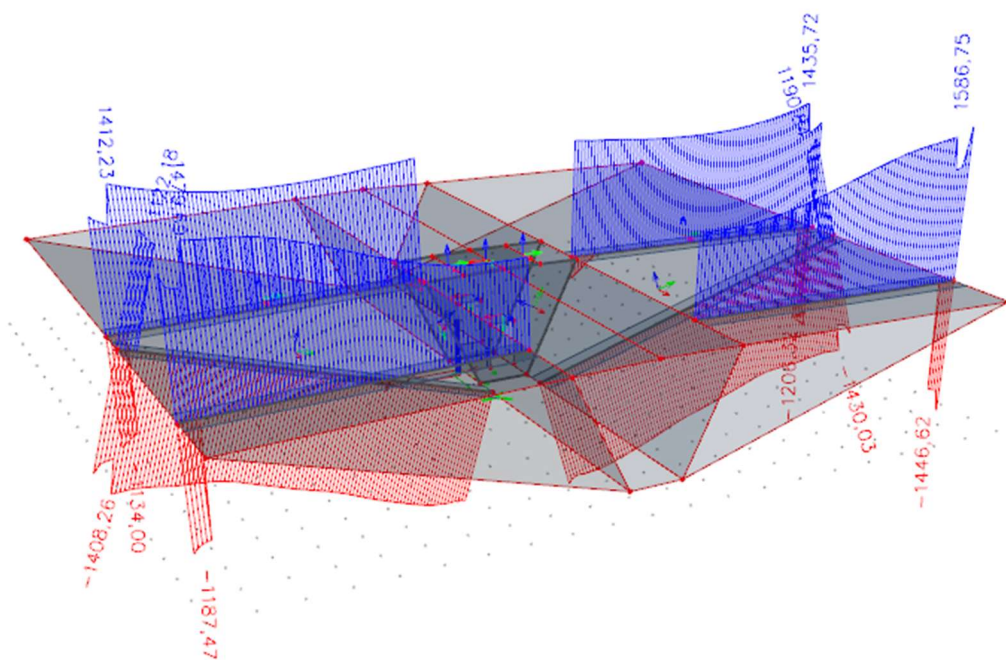
6.6.6.1 Vnitřní síly na žebrech

- My 6.10a



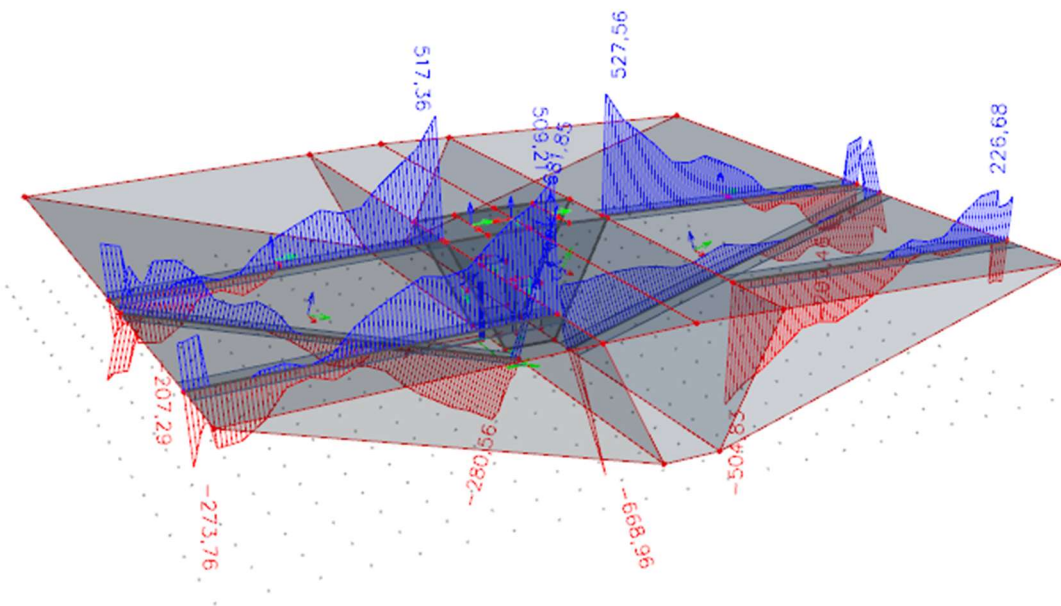
Obrázek 81 My-6.10a-příčný směr

- N 6.10a



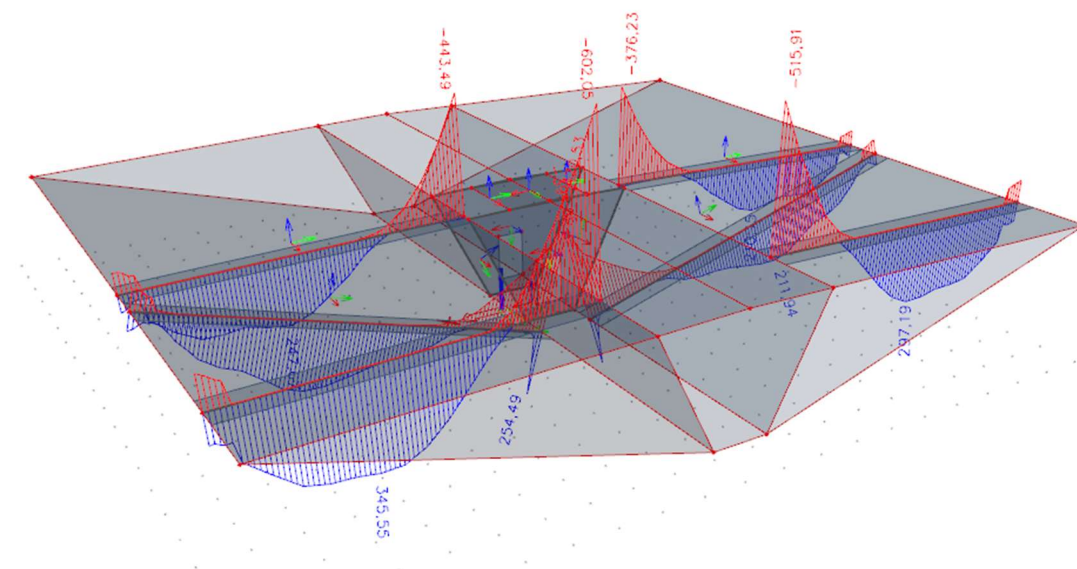
Obrázek 82 N- 6.10a - příčný směr

- Vz - 6.10 a



Obrázek 83 Vz - 6.10a - příčný směr

- Obálka doprava TR1 + TR2



Obrázek 84 TR1 + TR2 - příčný směr

6.6.6.2 Posouzení Žebro I. - Ohyb

Pro posouzení desky byl vybrán průřez s největším namáháním. Průřezu odpovídají síly z žebra I. Jedná se o nejzatíženější průřez a jeho vyztužení odpovídá desce po celé délce.

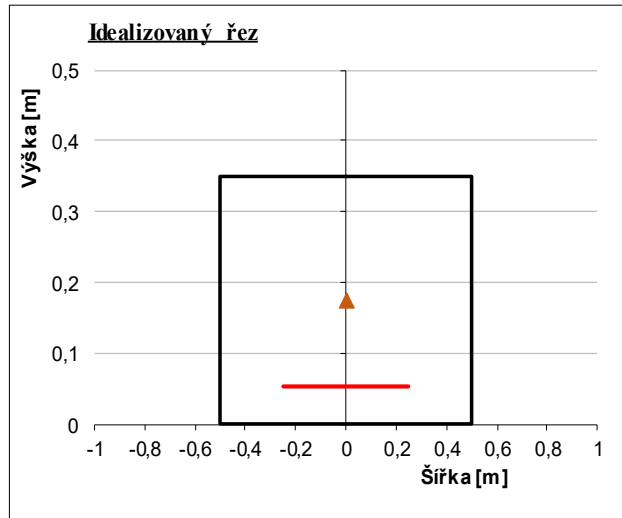
01 - Geometrie průřezu

Proužky

h_i	h_p	A	b
0	0	0	0
0,05	0,05	0,05	1
0,1	0,05	0,05	1
0,15	0,05	0,05	1
0,2	0,05	0,05	1
0,25	0,05	0,05	1
0,3	0,05	0,05	1
0,35	0,05	0,05	1

Vlastnosti průřezu

I_y	=	0,003573	m^2
I_x	=	0,025	m^2
A	=	0,35	m^2
z_t	=	0,175	



02 - Materiál průřezu

c 50 / 60

f_{ck}	=	50	[MPa]	α_{cc}	=	0,90	[-]
f_{ctm}	=	4,07	[MPa]	α_{ct}	=	1,00	[-]
$f_{c,t,k0}$	=	2,85	[MPa]	ϵ_{cu3}	=	-3,50	‰
f_{cm}	=	58	[MPa]	f_{cd}	=	30,0	MPa
E_{cm}	=	37,3	[GPa]	f_{ctd}	=	2,7	MPa

03 - Poloha předpětí

f_{pk} 1860 MPa

$f_{p0,1k}$ 1179 MPa - po ztrátách předpětí

E_p 195 GPa

Plocha jednoho lana: $A_1 = 150 \text{ mm}^2$

Řez	z_i	nk	ng	n_{lan}	$\sigma_{poč}$	ϵ_c	σ_p	F_p	e_p	$F_{p.es}$
I	0,330	27	18	486	1179	0,22	43,3	3159,38	-0,155	-489,7039

05 - MSÚ ohybový moment I

- mez únosnosti dosažena drčením betonu

$x = 0,019 \text{ m}$

$\epsilon_{cc} = -3,50 \text{ ‰}$

$Hd = 0,35$

Přetvoření do kolapsu:

$\epsilon_{d,h} = -3,500 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,1} = 0 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,5} = -0,858045 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{d,d} = 61,63936 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,2} = 0 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,6} = -0,382493 \cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{n,h} = 61,63936 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,3} = -3,5 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{n,d} = 61,63936 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{s,4} = -3,5 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{n,p1} = 0,222249 \cdot 10^{-3}$

z	b	F _c	r	F _c ·r	Δ \bar{a}_i
[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[10 ⁻³]
0,350	1,0	-	-	-	-3,500
0,300	1,0	-4,51E+02	0,01	-5,09E+00	5,806
0,250	1,0	-4,51E+02	0,26	-115,6307	15,111
0,200	1,0	-4,51E+02	0,21	-93,06368	24,417
0,150	1,0	-4,51E+02	0,16	-70,49668	33,722
0,100	1,0	-4,51E+02	0,11	-47,92968	43,028
0,050	1,0	-4,51E+02	0,06	-25,36268	52,334
0,000	0,0	-4,51E+02	0,01	-2,795675	61,639

Podmínka rovnováhy pro řez: I

Moment únosnosti pro řez: I

Využití:

$\Sigma F = 0,000$

$M_{Rd} = 850 \text{ [kNm]}$

117,64%

$M_{Ed} = 1000 \text{ [kNm]}$

Kontrola maximálního přetvoření:

Betonářská výztuž

Beton C 50 / 60

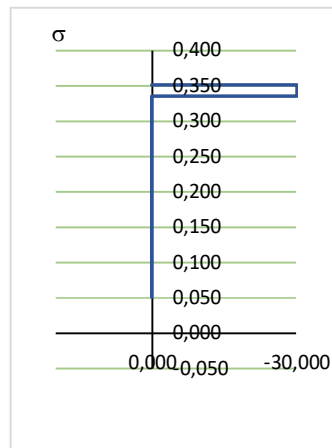
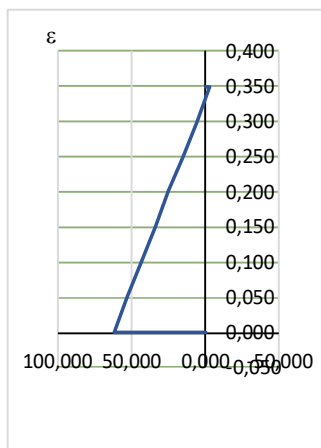
max ϵ_s	0	$\leq \epsilon_{usd,t}$	45,00	ANO	max ϵ_c	61,639	$\leq \epsilon_{ctu3}$	100,00	ANO
min ϵ_s	-0,858045	$\geq \epsilon_{usd,c}$	-45,00	ANO	min ϵ_c	-3,500	$\geq \epsilon_{ccu3}$	-3,5	ANO

Předpínací výztuž výztuž

max ϵ_p	0,22	$\leq \epsilon_{pud}$	20,00	ANO
------------------	------	-----------------------	-------	-----

VYHOVUJE

Průběhy napětí a přetvoření:



6.6.6.3 Posouzení Žebro I. - Smyk

06 - MSÚ posouvající síla

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 4,226 \text{ MPa} && - \text{ zatížení} \\ \alpha_{cw} &= 1,140857 && N_{ed} = 1479 \text{ [kN]} \\ v_1 &= v = 0,6 [1 - f_{ck} / 250] = 0,480 && V_{ed} = 681,85 \text{ [kN]} \\ A_s &= 0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

06 - 1 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

$$\begin{aligned} C_{RD,c} &= 0,18 / \gamma_C = 0,12 && d = 0,33 \text{ m} \\ \rho_1 &= A_s / (b d) = 0,000 && z = 0,30 \text{ m} \\ k &= 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1,773823 \leq 2,0 \\ k &= 1,77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{min} &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,58 \text{ MPa} \\ k_1 &= 0,15 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c,1} = [C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 0,00021 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c,2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 0,40699 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2}) = 0,40699 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned} V_{ed} &< V_{Rd,c} \\ 0,68 \text{ kN} &> 0,41 \text{ MN} && \text{Nevyhovuje (168\%)} \end{aligned}$$

06 - 2 smyková únosnost betonového průřezu s tahovou výztuží

Návrh:

$$\begin{aligned} \varnothing_{w,st} &= 8 \times 16 \text{ mm} && \text{po } \acute{a} = 200 \text{ mm} && f_{ywd} = f_{yd} \\ \alpha &= 90^\circ \\ A_{s,w,t} &= 1608,5 \text{ mm}^2 \\ s_{l,max} &= 0,75 d (1 + \cot \alpha) = 251 \text{ mm} > s_{w,l} = 200 \text{ mm} \\ &&&&& \text{vyhovuje (80\%)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{w,st} &= 0,008042 < \rho_{w,min} = 0,001131 \\ &&& \rho_{w,max} = 0,018893 && \text{vyhovuje (43\%)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,w} &= \rho_{w,st} f_{ywd} = 3,49673 \text{ MPa} < \frac{1}{2} v f_{cd} = 8,8 \text{ MPa} \\ &&&&& \text{vyhovuje (40\%)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cot \theta &= \sqrt{(v f_{cd} / V_{Rd,w} - 1)} = 1,76582 < 2,50 && \cot \theta = 1,76582 \\ &&&&& \text{tg } \theta = 0,56631 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = 2,1345 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 2,1175 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,st} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) = 2,11753 \text{ MN}$$

$$0,68 \text{ MN} < 2,12 \text{ MN} \quad \text{vyhovuje (32\%)}$$

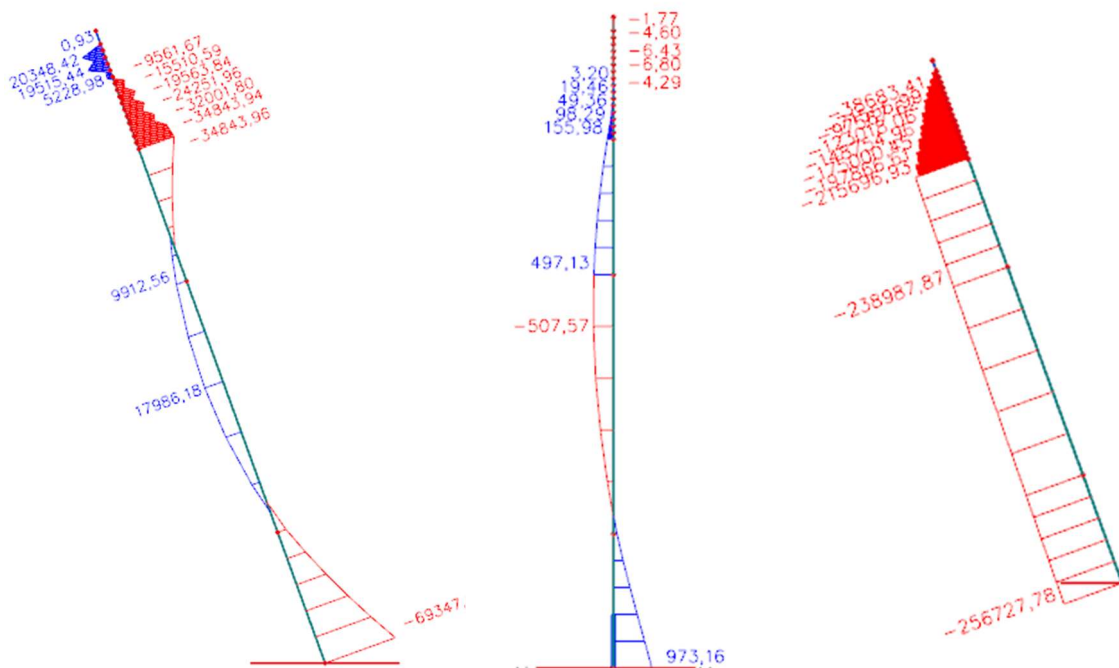
$$\begin{aligned} \beta_3 &= \frac{V_{Rd,st}}{V_{Ed}} = 3,11 > \beta_3 = 0,50 \\ &&&&& \text{vyhovuje (16\%)} \end{aligned}$$

6.7 Pylon

6.7.1 MSÚ

Vliv vzpěru je posouzen podle ČSN EN 1992-1-1. Zvolená metoda pro posouzení je metoda jmenovité tuhosti. Zde jsou zobrazeny síly na pylonu před zahrnutím imperfekcí do modelu.

6.7.1.1 Vnitřní síly 6.10a



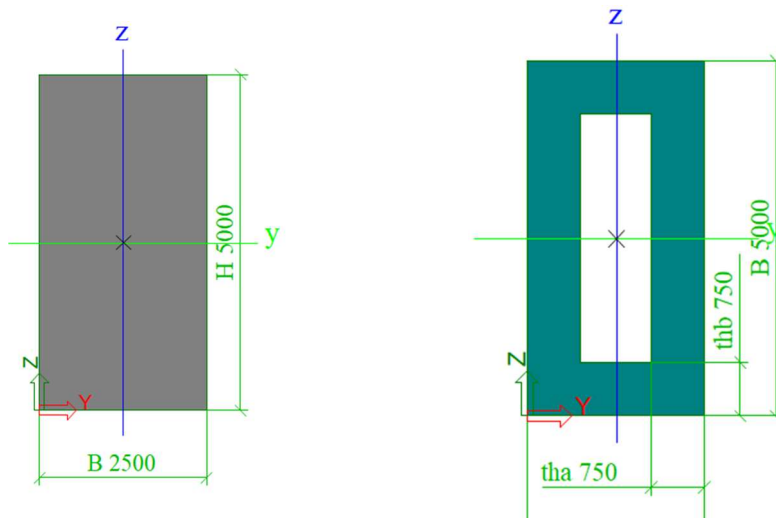
Obrázek 85 Pylon-My-p

Obrázek 86 Pylon-Mz-p

Obrázek 87 Pylon-N-p

6.7.1.2 Průřez

Průřez je plný do výšky 41,0 m. Od výšky 41 metrů je využit průřez s průřezem pro možné ukotvení a rektifikaci lan. Současně bude otvor využíván pro prohlídky mostních závěsů a pylonu.

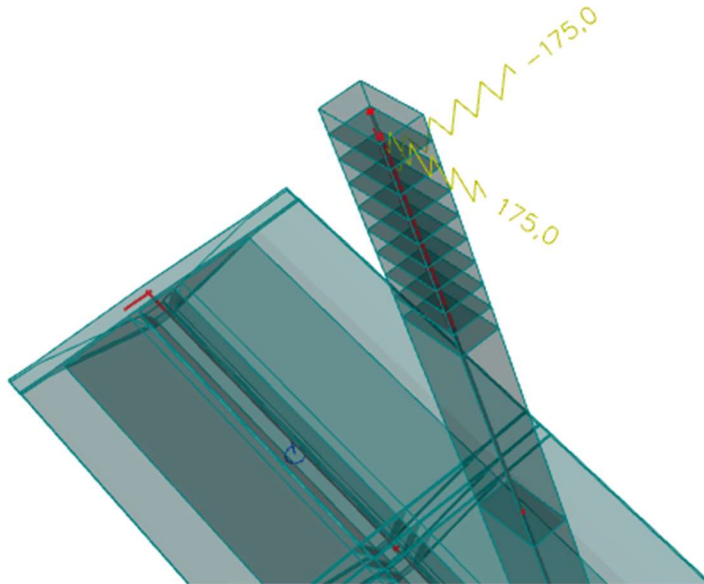


Graf 37 Průřez pylonu - dolní

Graf 36 Průřez pylonu - v hlavě

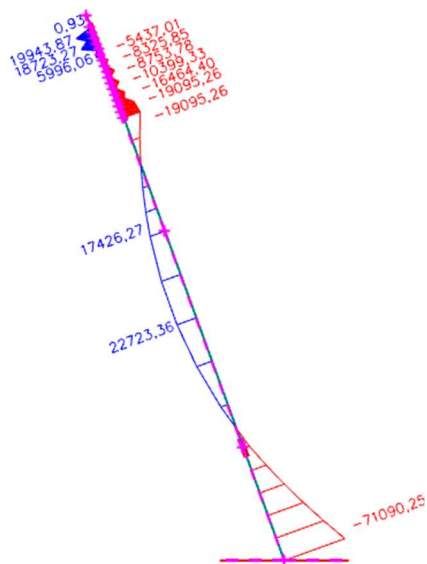
6.7.2 Geometrické imperfekce

Počáteční geometrická imperfekce je určena podle doporučeného vztahu z normy $l/400 = 175$ mm. Výsledná hodnota je poté založena jako zatěžovací stav a přidána do všech nelineárních kombinací jako počáteční imperfekce konstrukce. S výslednou hodnotou se poté uvažuje při posouzení pylonu na II. řád podle teorie jmenovité tuhosti.

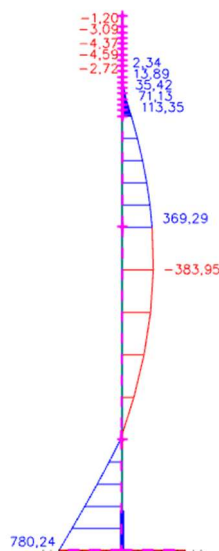


Graf 38 - Model pylonu

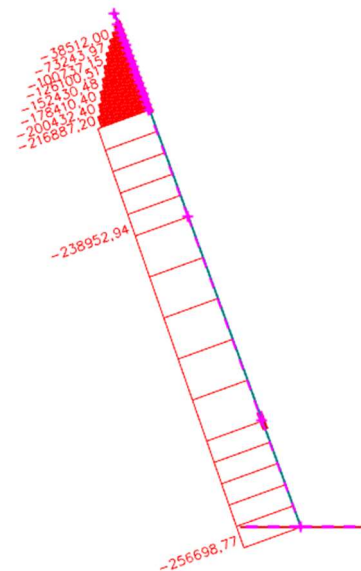
Vykreslení vnitřních sil se zahrnutím imperfekcí:



Obrázek 88 Pylon-My-pII.



Obrázek 89 Pylon - Mz - pII.



Obrázek 90. Pylon - N - pII.

6.7.3 Metoda jmenovité tuhosti

6.7.3.1 Štíhlostní kritérium M_y

V prvním kroku je posouzena limitní štíhlost v daném směru namáhání. Limitní štíhlost se vypočte podle vztahu:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

Koeficienty A, B, C je možné stanovit podle následujících vzorců. Podle normy je možný odhad těchto součinitelů.

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} \quad B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \quad C = 1,7 - r_m$$

Podle odhadu mají koeficienty hodnoty:

$$A = 0,7, B = 1,0, C = 0,7$$

Pro stanovení poměrné normálové síly n ze jmenovatele štíhlostního vztahu je potřeba dosadit do:

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Pak je možné dosadit pro výpočet štíhlost a porovnat štíhlostní kritérium.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{\beta \cdot L}{\sqrt{A}}$$

$$\lambda_{LIM} \geq \lambda$$

Pro posouzení aktuálního příkladu

$$\beta = 2$$

$$\lambda_{LIM} \geq \lambda$$

$$14 \geq 98$$

→ JE POTŘEBA POSOUDIT VZPĚR!

6.7.3.2 Posouzení M_y

Vnitřní síly před zahrnutím II. řádu směr M_y :

$$N_{Ed} = -256\,698 \text{ [kN]} \rightarrow \text{tlak}$$

$$M_{Ed} = -71\,090 \text{ [kNm]} \rightarrow \text{ohyb při horních vláknech}$$

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

$$EI = 357855,761 \text{ MNm}^2$$

Dopčet účinků druhého řádu:

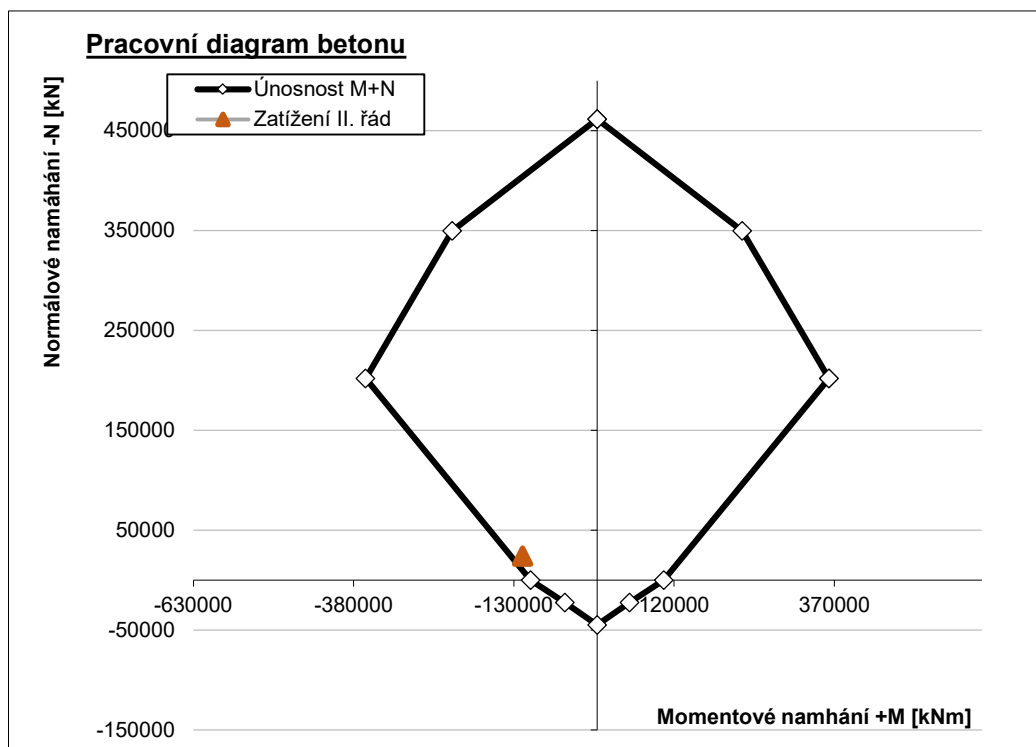
$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0} \cdot EI = 25048,8899 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed})^{-1}}\right)$$

Vnitřní síly po zahrnutím II. řádu:

$$N_{Ed} = -256\,727 \text{ [kN]}$$

$$M_{Ed} = -123\,733 \text{ [kNm]}$$



Obrázek 91 P.D. betonu M_y

6.7.3.3 Posouzení Mz

Vnitřní síly před zahrnutím II. řádu směr Mz:

$$N_{Ed} = -256\,727 \text{ [kN]} \rightarrow \text{tlak}$$

$$M_{Ed} = 780,24 \text{ [kNm]} \rightarrow \text{ohyb při dolních vláknech}$$

Dopočet účinků druhého řádu:

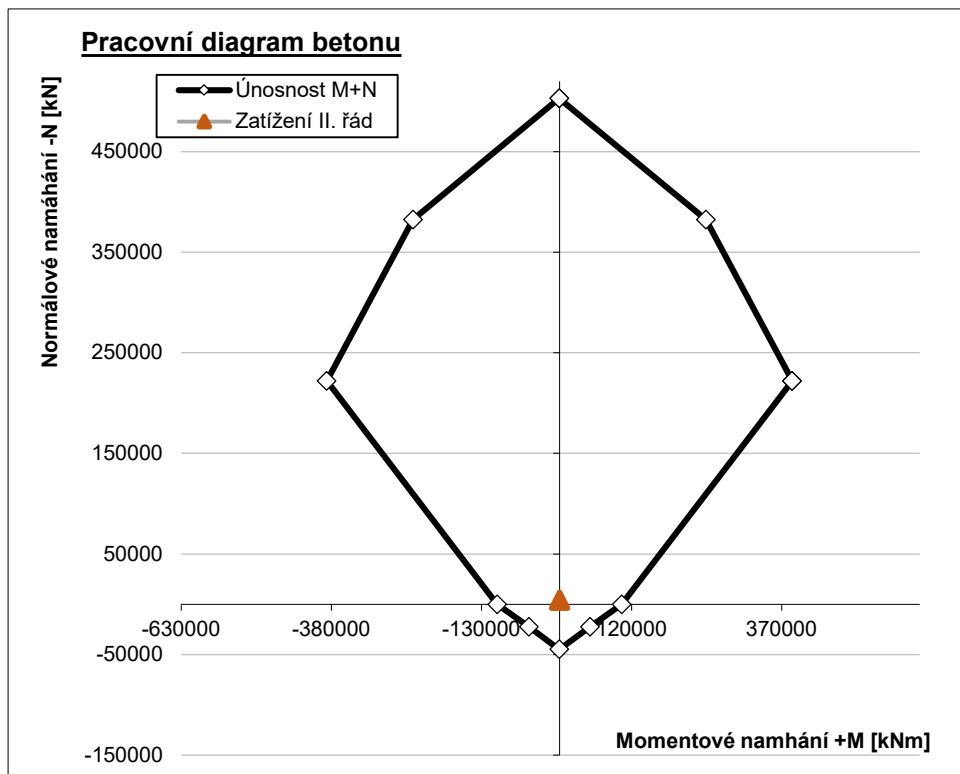
$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0} \cdot EI = 237,93 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}}\right)^{-1}}\right)$$

Vnitřní síly po zahrnutím II. řádu:

$$N_{Ed} = -256\,727 \text{ [kN]}$$

$$M_{Ed} = 1560 \text{ [kNm]}$$



Obrázek 92P.D. betonu Mz

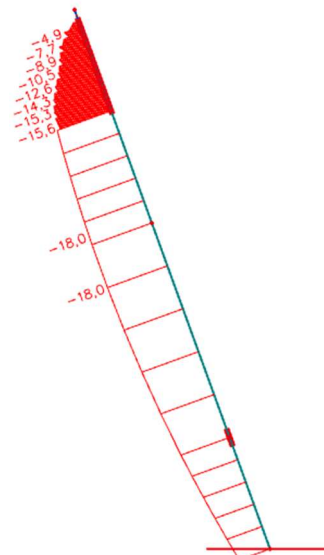
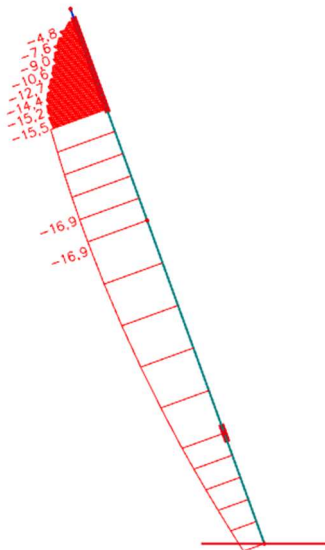
6.7.4 MSP

Pro ověření mezního stavu použitelnosti na pylonu jsou opět vytvořeny kombinace Kvazi-stálá, Charakteristická a Častá. Ověření je provedeno jako v kapitolách 6.5.2.3, 6.5.2.4, 6.5.2.5.

6.7.4.1 Napětí při horních vláknech

- Kvazistálá

- Charakteristická



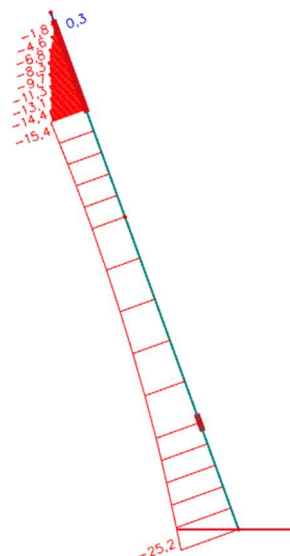
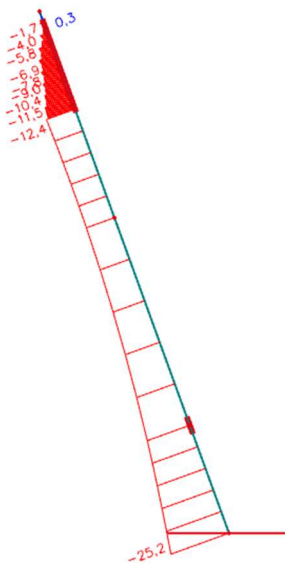
Obrázek 93 MSP-Pylon-kvazi.horní vlákna

Obrázek 94 MSP-char.-horní vlákna

6.7.4.2 Napětí při spodních vláknech

- Kvazistálá

- Charakteristická



Obrázek 95 MSP-pylon-kvazi-dolní vlákna

Obrázek 96 MSP-pylon-char-dolní vlákna

6.7.4.3 Posouzení

Pylon je posouzen v definitivním stavu. Normálová síla v pylonu je -235 MN. Průřez je posuzován jako předpjatý, z důvodu veliké normálové síly. V rámci etap výstavby by bylo potřeba posoudit všechny etapy jako železobetonový průřez. Omezení je provedeno pro kvazi-stálou a charakteristickou kombinaci.

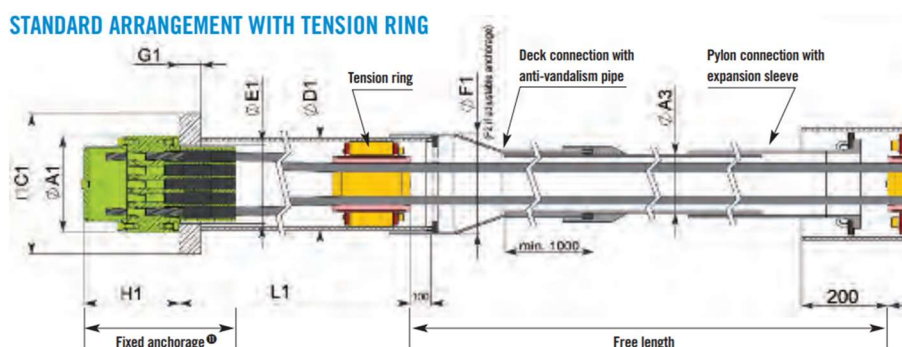
Tabulka 7 Posouzení příčný směr

f_{ck}	-44,3	MPa						
f_{ctm}	3,7	MPa						
Kombinace	Horní		Spodní		omezení +	omezení -	Posudek	
	Napětí +	Napětí -	Napětí +	Napětí -			+	-
Kvazistálá	0	-16,9	0,3	-25,2	[-]	$< 0,45f_{ck}$	Vyhovuje	Nevyhovuje
Charakteristická	0	-18	0,3	-25,2	$< f_{ctm}$	$< 0,60f_{ck}$	Vyhovuje	Vyhovuje

Při dolních vláknech v místě založení přesahuje napětí mezní povolené hodnoty pro charakteristickou kombinaci zatížení. Pro přizpůsobení konstrukce realitě by bylo zapotřebí vypracovat komplexnější model. Současně je připojení k založení modelováno jako prutový model s tuhými rameny k jednotlivým pilotám. Při bližším posouzení by se model vymodeloval pomocí desko-stěnového modelu, kde by došlo k lepšímu roznosu vnitřních sil po konstrukci. Případně by bylo možné, iterovat napětí v závěsech pro změnění výslednice sil působící na pylon.

6.8 Posouzení závěsů

Kabely jsou z oceli Y 1860 S7 podle katalogu Stay-cable systém VSL 2000. Kabely jsou složeny z lan počtu 91,109,151,169 a 187. Se zvětšující se délkou kabelu, se zvětšuje i počet lan. (18)



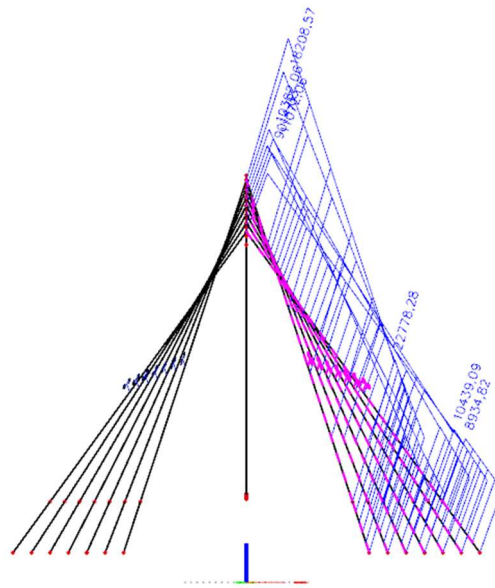
Graf 39 Tvar lana (18)

6.8.1 Omezení napětí

6.8.1.1 Vnitřní síly od charakteristické kombinace zatížení

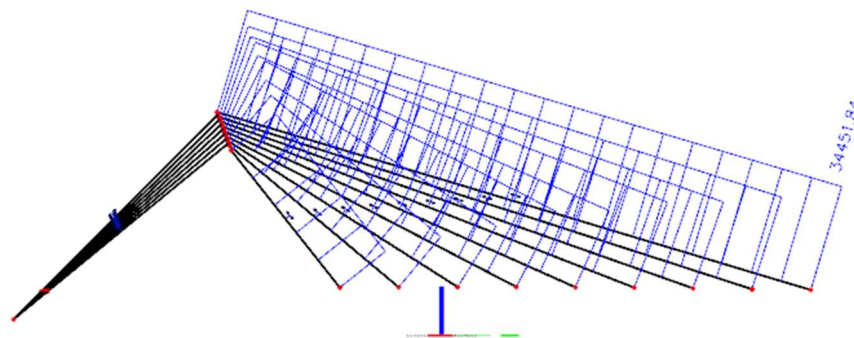
Naladění závěsů v modelu je vyrovnáno na mezní hodnoty únosnosti lan. Zároveň výslednice sil z kabelu směřuje do střednice pylonu a tím zabraňuje jeho velikému namáhání. Přitažením lan by bylo možné snížit průhyb mostovky, ale došlo by k většímu napětí v lanech a v pylonu.

- Závěsy u vedlejšího pole



Graf 40 Proti-závěsy

- Závěsy v hlavním poli



Graf 41 Hlavní lana

6.8.1.2 Posouzení

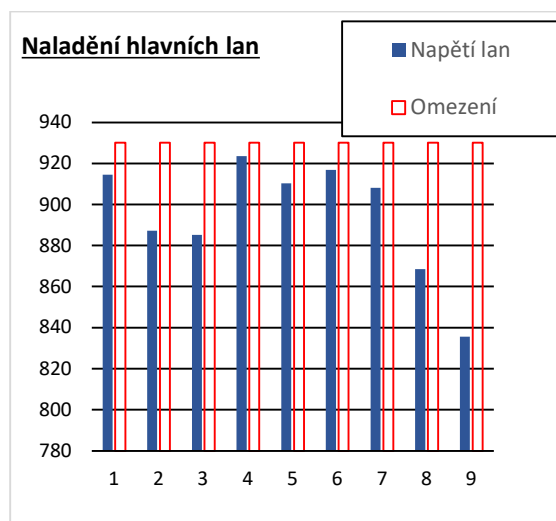
Omezení napětí v kabelech v definitivním stavu je posouzeno pro charakteristickou kombinaci zatížení, kde je uvažováno maximální dovolené napětí v kabelech $0,50 \cdot f_{pk} = 930 \text{ MPa}$. (19)

Závěsy	Počet lan	F	A	σ	Posouzení
Z1.1,1.2	61	7874	9150	860,5464	VYHOVUJE
Z2.1,2.2	73	8521,5	10950	778,2192	VYHOVUJE
Z3.1,3.2	73	9335,5	10950	852,5571	VYHOVUJE
Z4.1,4.2	85	11415,5	12750	895,3333	VYHOVUJE
Z5.1,5.2	85	11324	12750	888,1569	VYHOVUJE
Z6.1,6.2	109	12958,5	16350	792,5688	VYHOVUJE
Z7.1,7.2	109	13401,5	16350	819,6636	VYHOVUJE
Z8.1,8.2	109	14747,5	16350	901,9878	VYHOVUJE
Z9.1,9.2	127	17096	19050	897,4278	VYHOVUJE

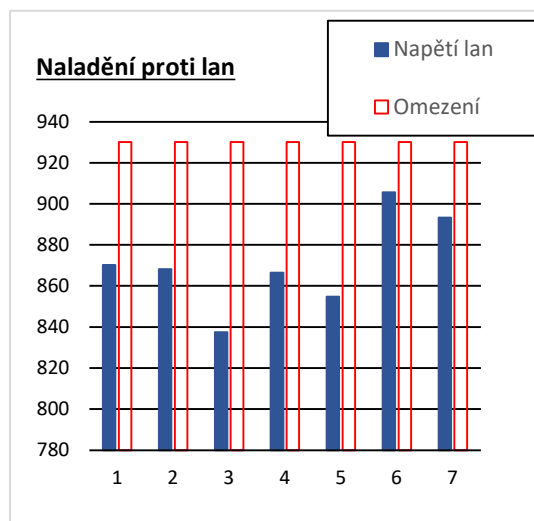
Protizávěsy	Počet lan	F	A	σ	Posouzení
Z10,11	169	22735	25,35	896,8442	VYHOVUJE
Z12,13	151	19752	22,65	872,053	VYHOVUJE
Z14,15	109	9976	16,35	610,1529	VYHOVUJE
Z15,16	91	8641	13,65	633,0403	VYHOVUJE
Z17,18	85	10929	12,75	857,1765	VYHOVUJE
Z19,20	85	10361	12,75	812,6275	VYHOVUJE
Z20,21	73	8883	10,95	811,2329	VYHOVUJE

Tabulka 8MSP lana

Hodnoty v proti lanech jsou výrazně nižší, protože na rozdíl od hlavního pole připadá na jeden segment dva kabely, do kterých se může rozložit počáteční napětí. Kabely vyhovují na mezní stav omezení napětí s maximálním využitím 99,24 %.



Graf 43 Hlavní lana MSP



Graf 42 Proti lana MSP

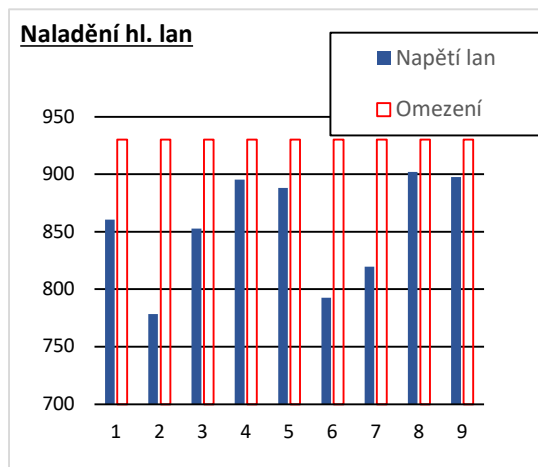
6.8.2 Mezní stav únosnosti

Při mezním stavu únosnosti pro návrhové hodnoty zatížení nesmí napětí v lanech překročit hodnotu $f_{p01,d} = f_{p01,k} / \gamma_s = 1636,8/1,15 = 1423 \text{ MPa}$. (6)

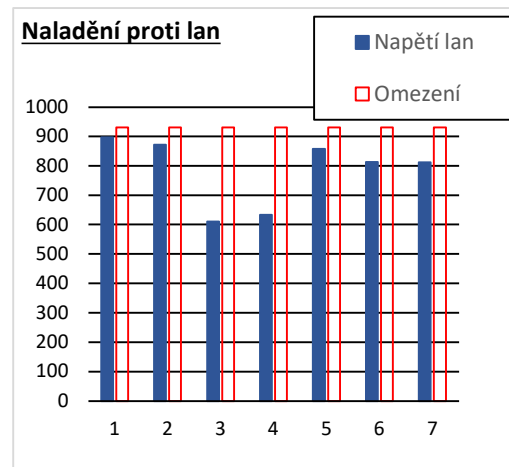
Tabulka 9MSÚ lana

Závěsy	Počet lan	N_{Ed}	A	σ_d	Posouzení
Z1	61	9292,5	11,80916	786,8891	VYHOVUJE
Z2	73	10486,5	14,13227	742,025	VYHOVUJE
Z3	73	11539,5	14,13227	816,5353	VYHOVUJE
Z4	85	13713,5	16,45539	833,3745	VYHOVUJE
Z5	85	13354,5	16,45539	811,5579	VYHOVUJE
Z6	109	14639,5	21,10161	693,7621	VYHOVUJE
Z7	109	14616,5	21,10161	692,6721	VYHOVUJE
Z8	109	15421	21,10161	730,7972	VYHOVUJE
Z9	127	17225,5	24,58628	700,6142	VYHOVUJE

Protizávěsy	Počet lan	N_{Ed}	A	σ_d	Posouzení
Z10,11	169	22780	32,71718	696,2702	VYHOVUJE
Z12,13	151	18208	29,23251	622,8681	VYHOVUJE
Z14,15	109	10382	21,10161	492,0003	VYHOVUJE
Z15,16	91	9014	17,61694	511,6665	VYHOVUJE
Z17,18	85	11072	16,45539	672,8495	VYHOVUJE
Z19,20	85	10439	16,45539	634,3819	VYHOVUJE
Z20,21	73	8935	14,13227	632,2408	VYHOVUJE



Graf 45 Hlavní lana MSÚ



Graf 44 Proti lana MSÚ

6.8.3 Dynamika

Stanovení dynamických účinků na lanech by bylo možné stanovit ve větrném tunelu. V současné době jsou předepsané podmínky a opatření pro realizaci mostních zavěšených konstrukcí ve FIB manuálu. Při návrhu i posouzení konstrukce je k němu přihlíženo. Detaily pro aplikování a ochranu kabelů uvedené v manuálu je nutné dodržet při výstavbě mostu. (19)

6.9 Založení

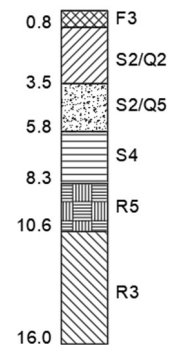
6.9.1 Založení pylonu

6.9.1.1 Návrh piloty

- Geologický profil

Tabulka 10 Geologický profil

vrstva	Z1	Z2	třída	E _{def}	γ	v	φ	C _{ef}
	[m]	[m]	-	[MPa]	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]
1	0,00	0,80	F3	12	18	0,35	19	20
2	0,80	3,50	S2	20	18,5	0,28	35	0
3	3,50	5,80	S2	20	18,5	0,28	35	0
4	5,80	8,30	S4	10	18	0,3	30	5
5	8,30	10,6	R5	20	21,5	0,2	26	40
6	10,6	12,0	R3	20	21,5	0,2	25	100



- Lineární průběh modulu reakce podloží

Hodnota modulu k podle Bowlesovi metody je orientačně určena podle druhu zeminy ve vyšetřované vrstvě.

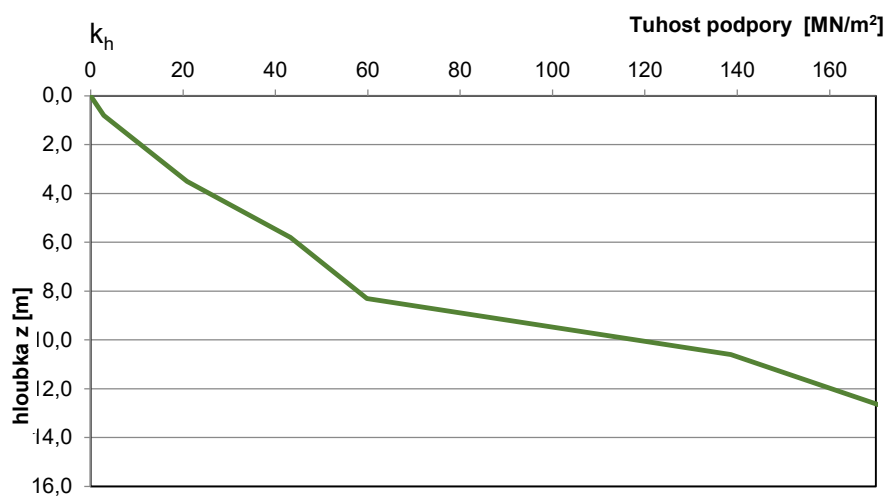
$$k_h = k \cdot \left(0,308 + 1,584 \frac{d}{l} \right) \cdot \frac{z \cdot r}{l}$$

redukovaná šířka piloty $r = d + 2d \cdot \tan(\beta)$

průměr piloty $d = 1,2 \text{ m}$

délka piloty $l = 14 \text{ m}$

Průběh modulu reakce po délce piloty



Graf 46 Tuhost podpory

6.9.1.2 Počet pilot

- Zatížení v patě pylonu

Tabulka 11 Vnitřní síly

Forces	6.10a	6.10b	
Rz	-256727	-246854	kN
My	-69347	-65284	kNm

- Zatížení na 1 pilotu

Svislá síla	3123,9	kN
Svislá síla od		
My	1110,3	kNm

- Návrh základu

Počet pilot Y	8	
Počet pilot X	7	
Počet pilot celkem	56	
Průměr piloty	1,20	m
Délka pilot	14,00	m
Rozteče pilot Y	2,40	m
Rozteče pilot X	2,40	m
Rozměr desky Y	21,60	M
Rozměr desky X	19,20	M
Výška desky	3,00	M

6.9.1.3 Posouzení piloty

Posouzení jedné piloty je proveden v programu GEO5 2021 ve studentské verzi. V práci jsou uvedeny hlavní položky statického výpočtu. Počet pilot a odhad zatížení je proveden ručně.

Posouzení piloty

Vstupní data

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20$ m

Délka $l = 12,00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,13E+00$ m²

Moment setrvačnosti $I = 1,02E-01$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 1,00$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 2,00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

Pevnost v tahu

Modul pružnosti

Modul pružnosti ve smyku

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$$

$$G = 12917,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	3451,00	0,00	1238,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení
Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

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

Posouzení tlačené piloty:

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

Únosnost piloty na plášti $R_s = 352,09$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 3260,60$ kN

Únosnost piloty $R_c = 3612,68$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 3451,00$ kN

$$R_c = 3612,68 \text{ kN} > 3451,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost vyhovuje!

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 5,9 mm

Max.posouvající síla = 178,50 kN

Maximální moment = 1238,00 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Průřez: kruhová, $d = 1,20$ m

Vyztužení - 6 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,375\% > 0,250\% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = 3451,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1238,00$ kNm

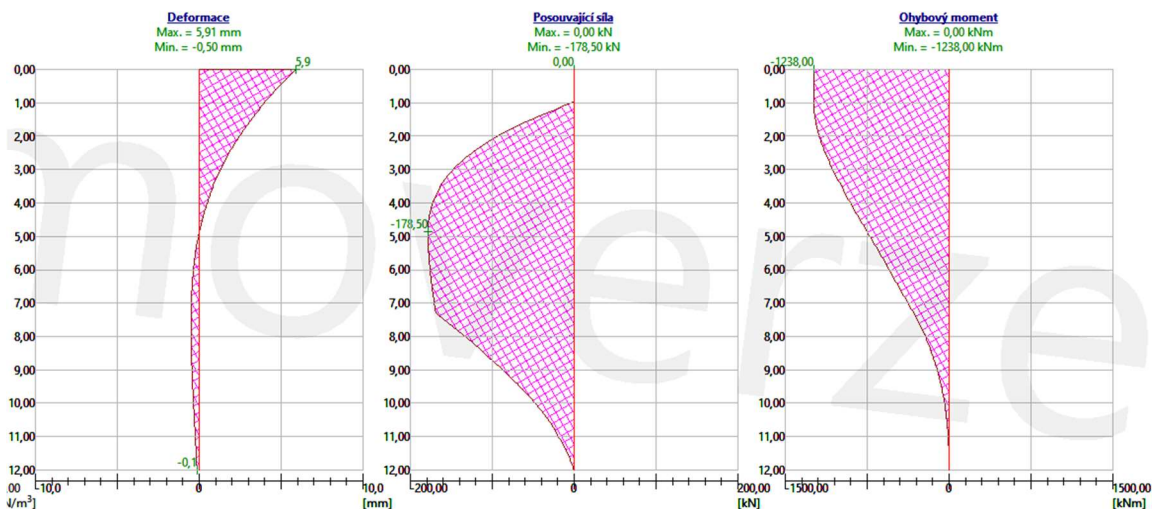
Únosnost : $N_{Rd} = 7443,93$ kN; $M_{Rd} = 2670,41$ kNm

Navržená vyztužení piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

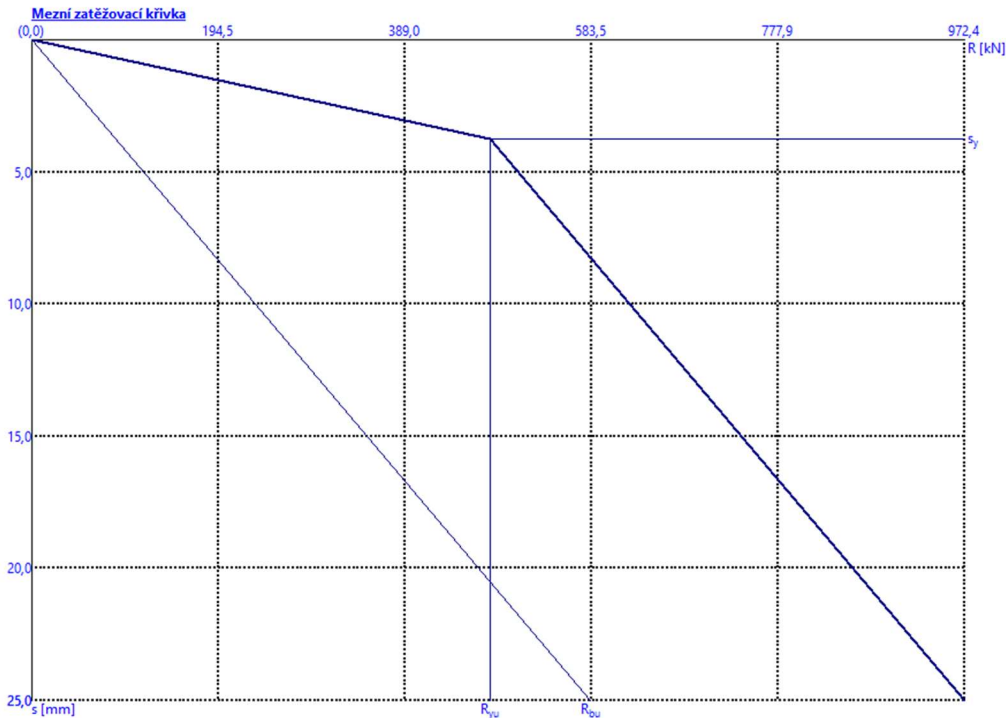
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 818,70$ kN $> 178,50$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.



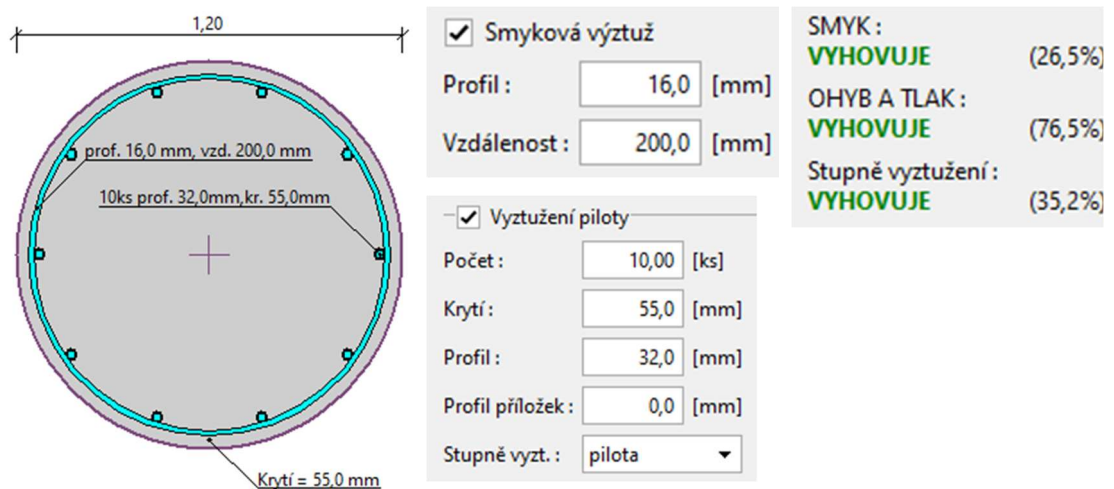
6.9.1.4 Sedání

Sedání je popsáno pomocí mezní zatěžovací křivky. Na vodorovné ose je zobrazeno zatížení svislou reakcí v kN. Na vodorovné ose je popsáno sedání v mm. Pro maximální hodnotu zatížení $R = 972,4$ kN odpovídá sedání $s = 25$ mm.



6.9.1.5 Návrh vyztužení

Návrh vyztužení a posouzení je proveden ve směru maximálního namáhání. Je navržena výztuž průměru 32 mm po 6 ti kusech na celou délku piloty. Není potřeba navrhovat dodatečnou výztuž na smyk. Průřez vyhovuje na tlak i ohyb.

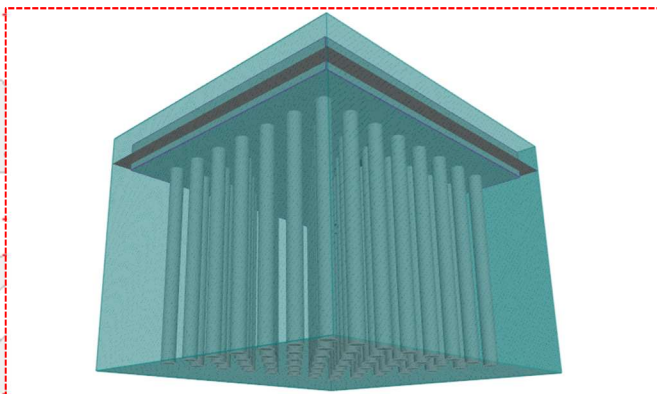


6.9.1.6 Skupina pilot

Pro ověření správnosti návrhu skupiny pilot pod pylonem je proveden posudek kompletního návrhu založení. Jsou uvedeny rozměry konstrukce a navržený počet pilot. Primárně je ověřena svislá únosnost konstrukce. Ověření je provedeno pro zahrnutí redukce únosnosti pilot v jejich skupině.

Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x = 21,60 \text{ m}$
	$b_y = 19,20 \text{ m}$
Průměr piloty	$d = 1,00 \text{ m}$
Počet pilot	$n_x = 8$
	$n_y = 7$
Osová vzdálenost	$s_x = 2,40 \text{ m}$
	$s_y = 2,40 \text{ m}$



Geometrie

Hloubka založení	$h_z = 2,00 \text{ m}$
Vysazení piloty	$h = -0,50 \text{ m}$
Tloušťka základové desky	$t = 2,00 \text{ m}$
Délka pilot	$l = 14,00 \text{ m}$
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g = 1,00$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 25/30

Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku	$G = 12917,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
-----------	-------------------------------

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu	$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
-----------	-------------------------------

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v soudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Průměrná totální soudržnost podél dřívků pilot	$c_{us} = 60,00 \text{ kPa}$
Totální soudržnost zemin v patách pilot	$c_{ub} = 60,00 \text{ kPa}$
Součinitel únosnosti	$N_{cg} = 6,75$
Svislá únosnost skupiny pilot	$R_g = 226080,00 \text{ kN}$
Maximální svislá síla	$V_d = -230972,89 \text{ kN}$

$$R_g = 226080,00 \text{ kN} > -230972,89 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

6.9.2 Návrh tížného bloku

6.9.2.1 Předpoklad

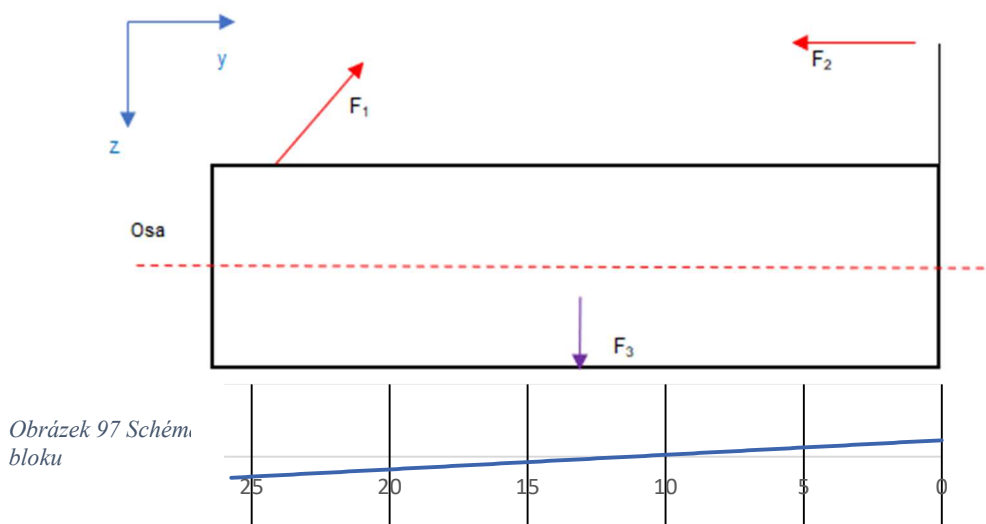
Problematika založení u opěry jedna řeší dvě základní problematiky. Zaprvé je potřeba založit vodorovnou sílu z mostovky, která je způsobena přitažením konstrukce směrem k opěře jedna. Jak je vidět v posouzení mezního stavu únosnosti mostovky, tak síla dosahuje -212 MN. Na rameni, které by vzniklo od středu nosné konstrukce k uložení opěry vzniká rameno přibližně při pěti metrech. Tato situace vede na založení ohybového momentu v opěře přibližně o 1 000 MN.

Za druhé zde jsou tahové síly ze závěsů, které jsou ukotveny vně konstrukce. Za teoretického předpokladu by se síly ze závěsů rovnají silám, které vznikají ve vetknutí mostovky. Pro vyrovnání těchto sil je navržen tížný blok, které spojuje obě zatížení. Při správném uspořádání a působení sil by se měli normálové síly mezi mostovkou a závěsy vyrovnat.

Pro eliminování ohybového momentu je tížný blok poté posunut do roviny mostovky a opěra je vymodelována uvnitř konstrukce.

Za tohoto předpokladu je vytvořen 2D výpočet, kde je spočtena výsledná síla ve svislém a vodorovném směru. Rozměry bloku jsou iterovány tak, aby nedocházelo k jeho zvedání vlivem závěsů a porušení vlivem tlaku od mostovky.

Schéma bloku:



Obrázek 97 Schém bloku

- Geometrie

$$\begin{array}{l} L = 26 \text{ m} \\ h = 3,22 \text{ m} \\ zF_2 = 8,36 \text{ m} \end{array} \quad \begin{array}{l} y \\ z \\ \text{bod O} = 20 \quad 0 \end{array}$$

- Reakce

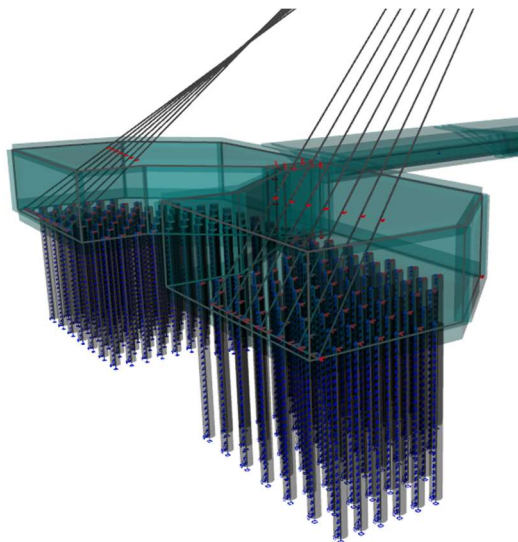
Závěsy	z_i	L_i	\sin_i	\cos_i	F_{Zi}	F_{Yi}
4,50E+04	60,712	88,2	0,69	0,73	30982,05	32660,8449
3,60E+04	59,302	88,3	0,67	0,74	24133,12	26647,381
2,01E+04	57,891	88,6	0,65	0,76	13118,56	15197,3531
1,72E+04	56,482	89,0	0,63	0,77	10887,39	13251,5272
2,10E+04	55,071	89,5	0,62	0,79	12953,45	16587,4152
1,91E+04	53,660	90,1	0,6	0,80	11383,65	15354,4001
1,53E+04	52,250	90,8	0,58	0,82	8796,49	12511,1256
1,74E+05	Σ				112254,704	132210,047

- Iterace

[kN]	z:	y:	[m]	z:	y:	ΣZ_i			
Σ Závěsy	112254,7	132210	$F_1 =$	3,22	20		-20	MN	+ ↓
Mostovka	0	131924,1	$F_2 =$	11,6	0		0,285947131	MN	+ →
blok	132254,7	0	$F_3 =$	0	13,5				

Výsledná síla ve vodorovném směru vychází 0,286 MN. Současně je navržena tloušťka dolní desky tři metry, která sama o sobě stačí na vyrovnání svislého zatížení od závěsů.

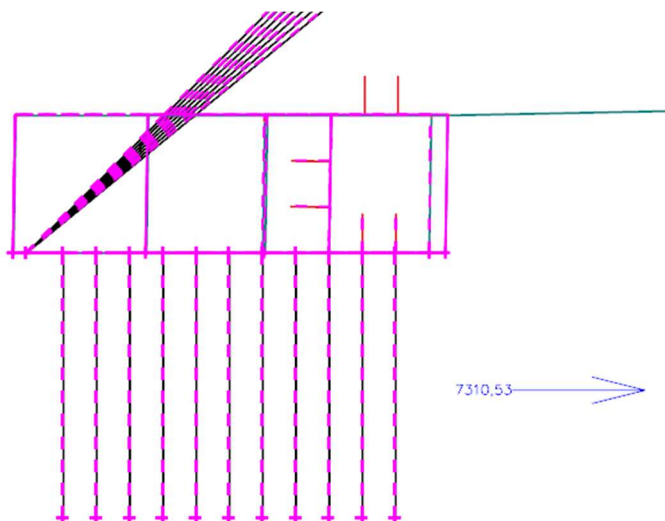
Po návrhu je blok vymodelován pomocí desek a je přidán do prutového modelu. Spodní deska je podepřena na pilotách a je tuze spojena s mostovkou a závěsy. Blok je dutý s deskami zatíženými zemním tlakem.



Obrázek 98 Model bloku

6.9.2.2 Ověření předpokladu

Po zatížení na kombinaci 6.10a je určena výsledná vodorovná reakce v bloku. Reakce má hodnotu 7,31MN. Dá se říct, že předpoklad fungování je správný. Odchylka od předpokladu je nejspíš způsobena prostorovým chováním rozprostřením sil do desek.



Obrázek 99 Výslednice sil - blok

Pro stejnou kombinaci zatížení jsou zkoumány síly na deskách. Síly vychází v reálných hodnotách. Maximální síly, které jsou vidět v modelu jsou způsobeny způsobem výpočtu pomocí MKP, které využívá model. Při posouzení konstrukce jsou uvažovány síly průměrné hodnoty zatížení.

V místě připojení závěsů vzniká lokální tahové namáhání. Tyto síly budou eliminovány pomocí kotevních bloků a kotevního systému VSL.

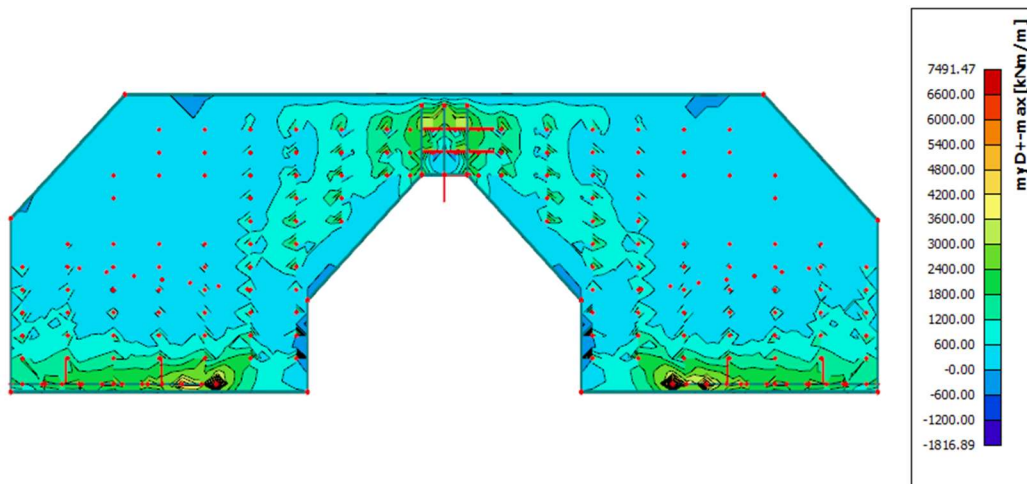
V místě opěry vzniká maximální tlakové namáhání. Tyto síly jsou rozloženy přes příčník na konci mostovky a plochu opěry uprostřed tížného bloku. Pro podrobné posouzení by bylo třeba vytvořit desko-stěnový model s koncovým příčníkem a zohlednit roznos sil. Na tyto síly by byly poté vyztuženy konstrukční prvky.

Rektifikace závěsů je možná uvnitř bloku, do kterého vede šachta na krajích bloku. Uvnitř šachty vedou schůdky na spodek nosné konstrukce. Vnitřkem bloku je přístupný vnitřek opěry.

Piloty jsou pod blokem rozmístěny rovnoměrně, aby nebyla překročena maximální únosnost jedné piloty spočtena v kapitole 6.9.1.3.

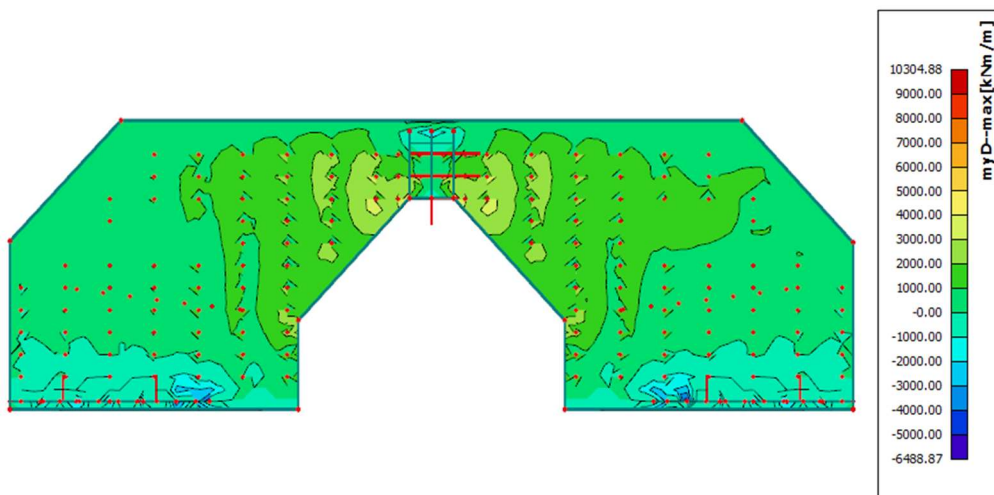
6.9.2.3 Vnitřní síly na bloku

- Vnitřní síly myD+



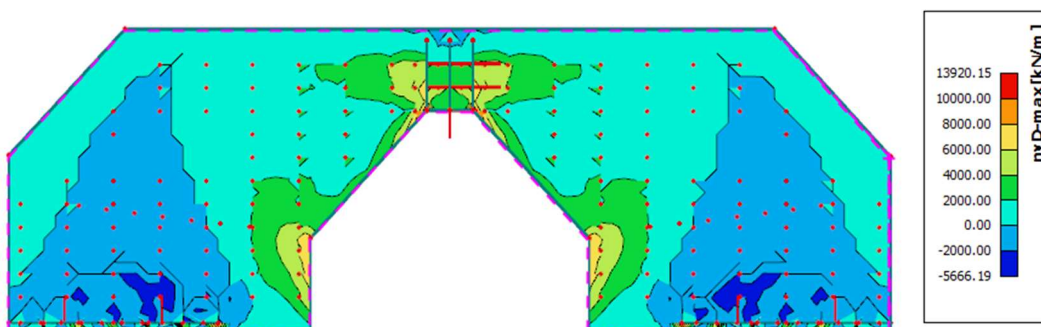
Obrázek 100MyD+ - blok

- Vnitřní síly myD-



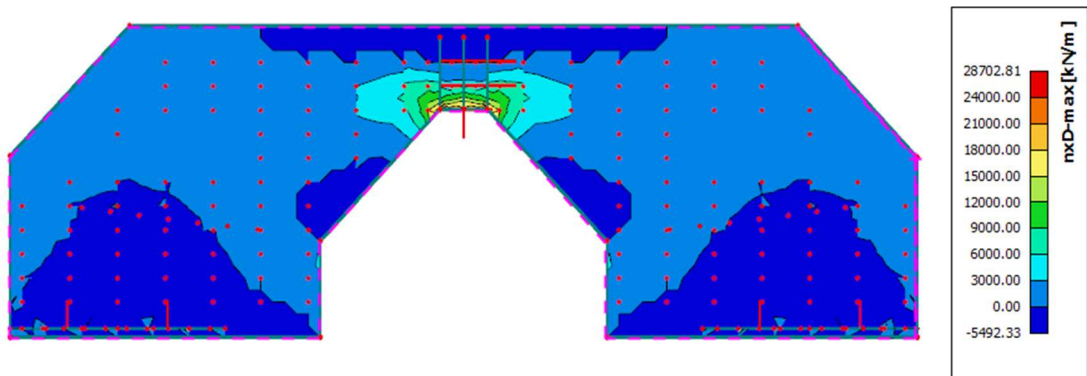
Obrázek 101MyD- - blok

- Vnitřní síly nyD-



Obrázek 102NyD - blok

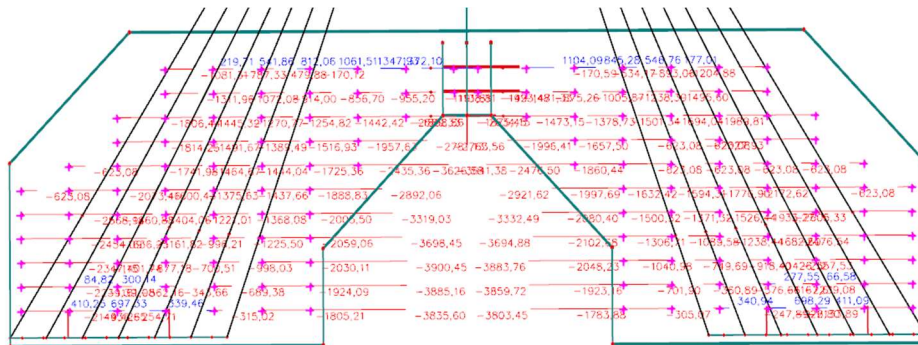
- Vnitřní síly nxD-



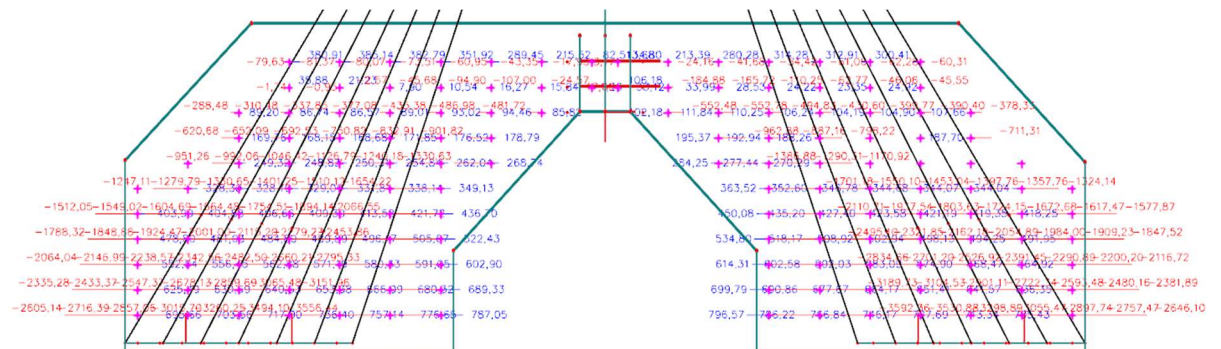
Obrázek 103 nxD - BLOK

6.9.2.4 Vnitřní síly na pilotách

Vnitřní síly na pilotách se pohybují v tlakových hodnotách pro většinu pilot. V místě opěry, kde vzniká tah, by bylo možné navrhnout kotvy. Detailnější posouzení by bylo provedeno geotechnikem.



Obrázek 104 M_y - piloty



Obrázek 105 N - piloty

7 Závěr

Cílem diplomové práce bylo seznámení se s problematikou netradičně zavěšených mostů a posouzení vybrané mostní konstrukce. Konstrukce byla navržena na základě lokality a okrajových podmínek od investora. Místo pro návrh konstrukce je součástí výstavby obchvatu kolem města Pardubice po silnici I/36 přes nepřístupné koryto řeky a slepé rameno. Uspořádání konstrukce v příčném směru vycházelo z požadavků investora, stejně tak i poloha mostní konstrukce.

V teoretické části byla popsána problematika netradičně zavěšených mostních konstrukcí. Jaké vlivy může mít změna tuhosti jednotlivých prvků, uspořádání závěsů a hmotnost konstrukce. V závěru rešerše byly ukázány stávající mostní konstrukce, které se staly inspirací pro tuto diplomovou práci. Většinou se jednalo o konstrukční prvek, řešení ukotvení nebo estetickou rozmanitost konstrukce.

Poznatky z rešeršní části byly poté vyzkoušeny na zjednodušených modelech a byly aplikovány při modelování konstrukcí.

Po teoretické části byly zkoumány varianty řešení. Prvním krokem bylo navrhnout přípustné varianty, které by bylo možné umístit v zadané lokalitě. Poté byly analyzovány pomocí nelineárního výpočtu a byla měněna jejich geometrie pro zjištění nejlepšího působení konstrukce. Výsledky byly vypočteny v programu Microsoft excel a bylo porovnáno fungování jednotlivých konstrukcí. Konstrukce s nejlepším fungováním pro daný typ uspořádání byla upravena a použita pro komentovaný statický výpočet.

Součástí diplomové práce byla i kapitola o fungování konstrukce v příčném směru. Návrh byl okomentován a zohledněn při globálním posouzení konstrukce.

Pro vybranou konstrukci byla zvolena technologie výstavby letmou montáží a výstavbou na pevné skruži. Poté byly navrženy jednotlivé etapy výstavby, které jsou nezbytné pro zajištění funkčnosti navržené konstrukce. Podrobný výpočet fází výstavby by byl proveden při podrobnějším výpočtu.

Posouzení výsledné varianty bylo sepsáno v komentovaném statickém výpočtu, ve kterém je uveden rozbor zatížení, jejich kombinace a vlastnosti materiálů využitých při posuzování. Konstrukce mostovky byla posouzena na mezní stavy pomocí metody mezních přetvoření. Mezní stav použitelnosti obsahoval návrh podélné a příčné předpínací výztuže podle katalogů VSL. Posouzení bylo provedeno ručně přepočtem napětí u horních a dolních vláken. Navržené napětí odpovídá návrhu na omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybů. Ztráty předpětí byly odhadnuty. Mezní stav únosnosti byl proveden na vybraných průřezech pro zachycení globálního fungování konstrukce. Posouzení proběhlo pro globální model i model příčného řezu. Po návrhu mostovky byl posouzen pylon a kabely. Pylon byl posouzen podle teorie II. řádu teorií jmenovitě tuhosti. Také bylo uváženo vychýlení pylonu ze své osy v příčném a podélném směru před

začátkem iterování nelineárním výpočtem. Výsledky by měly odpovídat teoretické poloze pylonu před uvedením do provozu a finálním dopnutím kabelů. Pylon byl posouzen na mezní stav použitelnosti i únosnosti. Kabely byly posouzeny na omezení napětí a mezní stav únosnosti. Pro dané hodnoty byly navrženy lana podle katalogu VSL.

Jako poslední bylo řešeno založení objektu a fungování tížného bloku za opěrou O1. Byly provedeny základní posudky v programu GEO 5. Pro blok byly provedeny počáteční výpočty pro odhad v excelu. Ověření bylo provedeno ve výpočetním programu Scia Engineer. Předpoklad fungoval i v pokročilejších modelech.

Tato práce byla primárně založena na řešení problematiky asymetrické mostní konstrukce. Při detailnějším posouzení by bylo nezbytné posoudit dynamické chování lan ve větrném tunelu, nárůst napětí na konstrukci při fázích výstavby a lokální účinky kroucení.

8 Zdroje

8.1 Citovaná literatura

1. **Šindelář, Jan.** ZDOPRAVY.cz. *Rekordní zakázka Design&Build. Pardubice se dočkají severovýchodního obchvatu.* [Online] ZDOPRAVY.cz, 12.. leden 2021. [Citace: 24.. Srpen 2021.] <https://zdopravy.cz/rekordni-zakazka-designbuild-pardubice-se-dockaji-severovychodniho-obchvatu-71102/>.
2. **Podzimek, Jaroslav a Kubec, Josef.** cs.Wikipedia.org. *Vodní koridor Dunaj-Odra-Labe.* [Online] Wikipedia, 16. prosinec 2021. [Citace: 20. prosinec 2021.] https://cs.wikipedia.org/wiki/Vodn%C3%AD_koridor_Dunaj%E2%80%93Odra%E2%80%93Labe.
3. **Sundquist, Hakan.** *Cable supported structures.* Stockholm : KTH Strctzrak Design and Bridges, 2010.
4. **fotodok.se.** fotodok.se. *Brohistoria vid vattudalen.* [Online] -. - -. [Citace: 12. září 2021.] <https://fotodok.se/blogg/2011/08/26/brohistoria-vid-vattudalen/>.
5. *Cable-stayed bridges for urban spaces.* **António Reis, José Pedro, Armando PEREIRA, Daniel Sousa.** místo neznámé : Conference of stay-cable bridges. , 2015.
6. **Faltus, František.** *OCELOVÉ MOSTY PŘÍHRADOVÉ, OBLOUKOVÉ A VISUTÉ.* Praha : Academia, 1971.
7. **Company, Vietnam Expressway Consultant Joint Stock.** NGUYEN VAN TROI – TRAN THI LY BRIDGE , DA NANG CITY. *wsp projects.* [Online] wsp, 23. prosinec 2008. [Citace: 7. září 2021.] <http://vecc.com.vn/project/cau-nguyen-van-troi-tran-thi-ly-thanh-pho-da-nang/?lang=en>.
8. **Lavinthik.** *Stay cable in progress at Ngyuen Van Troi Tran Thi Ly Bridge .* youtube.com, 2012.
9. **Hons, Josef.** *Velké mosty světa.* Praha : Victoria Publishing, 1996.
10. **EARCH.CZ.** Magazín o architektuře. *Unikátní most SNP v Bratislavě prohlášen národní kulturní památkou.* [Online] EARCH.CZ, 18. květen 2018. [Citace: 7. říjen 2021.] <https://www.earch.cz/revue/clanek/unikatni-most-snp-v-bratislave-prohlasen-narodni-kulturni-pamatkou#galleryModal>.
11. **Konečný, Ing. Lubor.** *Zavěšený most přes Odru. časopis Stavebnictví.* [Online] 20. říjen 2008. [Citace: 5. listopad 2021.] <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-zaveseny-most-pres-odru.html>.

12. **SciaWeb.** help.scia.net. *Počáteční napětí* . [Online] -. - -. [Citace: 3. září 2021.] https://help.scia.net/17.0/cs/rb/modeldata/initial_stress.htm.
13. **Martin Fusek, Radim Halama.** *MKP A MHM*. Plzeň : Projekt:Matematiky pro inženýry 21. století , 2011. ISBN.
14. **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.** Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví , 2018.
15. **doc. Ing. Ivana Laníková, Ph.D.** *Prvky betonových konstrukcí*. Brno : Investice do rozvoje vzdělání.
16. **ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - část 2.: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.** Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví , 2018.
17. **Service d'études sur les transport, les routes et leurs aménagements.** VSL.cz. *VSL - brožury* . [Online] 28. červen 2018. [Citace: 4. říjen 2021 .] <http://www.vsl.cz/brozury/>.
18. **VSL SSI 2000.** vsl.cz. [Online] [Citace: 21. říjen 2021.] <http://www.vsl.cz/brozury/>.
19. **FIB manual-Acceptance of stay cable systems using prestressing steels.** místo neznámé : Bulletin 30, 2005.
20. **Company, Vietnam Expressway Consultant Joint Stock.** vecc.com.vn/project. *vecc.com*. [Online] 23. prosince 2018. [Citace: 20. září 2021.] <http://vecc.com.vn/project/cau-nguyen-van-troi-tran-thi-ly-thanh-pho-da-nang/?lang=en>.
21. **Ing. Roman Šafář, Ph.D.** *Betonové mosty 2 - Cvičení/Návrh předpjatého mostu dle Eurokódu*. Praha : Česká technika - nakladatelství ČVUT, výroba Zikova 4, 166 36 Praha 6 , 2015.
22. **Klimeš, Prof.Ing.Dr. Jiří a Prof.Ing.Dr. Karel Zůda, DrSc.** *Betonové mosty II*. Praha : SNTL/ALFA, 1969.

8.2 Obrázky

OBRÁZEK 1. UMÍSTĚNÍ STAVBY (1)	2
OBRÁZEK 2 D-O-L (2)	3
OBRÁZEK 3. STROMSUNDSKÝ MOST (4)	5
OBRÁZEK 4. DESKA + NOSNÍKY (3)	6
OBRÁZEK 5 DESKA S KOMOROU (3).....	6

OBRÁZEK 6 DESKA S VYZTUŽENOU KOMOROU (3).....	6
OBRÁZEK 7. PRAÇA DAS FLORES (5).....	7
OBRÁZEK 8 VIADUCT IN FUNCHAL (5)	7
OBRÁZEK 9. STº TIRSO BRIDGE (5)	7
OBRÁZEK 10. TVARY PYLÓNŮ (3)	8
<i>OBRÁZEK 11. USPOŘÁDÁNÍ ZÁVĚSŮ (3)</i>	<i>9</i>
OBRÁZEK 12. TUHOST KONSTRUKCE (3)	9
<i>OBRÁZEK 13. VARIABILITA POČTU ZÁVĚSŮ (3)</i>	<i>10</i>
OBRÁZEK 14. TRAN THI LY BRIDGE (7)	11
OBRÁZEK 15. BLOK S KABELY (8)	11
OBRÁZEK 16 PYLON S KABELY (8)	11
OBRÁZEK 17. PODÉLNÝ ŘEZ BRATISLAVA (6)	12
OBRÁZEK 18. POHLED NA PYLON (10)	12
OBRÁZEK 19. VIADUCT PŘÍČNÝ ŘEZ (5)	13
OBRÁZEK 20 VIADUCT PYLON (5)	13
OBRÁZEK 21 VIADUCT PYLON ŘEZ (5)	13
OBRÁZEK 22. SYMETRICKÉ MODELY	14
<i>OBRÁZEK 23 MOMENTY SYMETRICKÉ</i>	<i>15</i>
OBRÁZEK 24. NAPĚTÍ SYMETRICKÉ	15
OBRÁZEK 25. ASYMETRICKÉ MODELY	16
OBRÁZEK 26. ASYMETRICKÁ K. - OHYBOVÉ MOMENTY	16
OBRÁZEK 27. ASYMETRICKÁ K. - PRŮBĚH NAPĚTÍ	17
OBRÁZEK 28 VARIANTA I.	17
OBRÁZEK 29 VARIANTA II.	17
OBRÁZEK 30 VARIANTA III.	18
OBRÁZEK 31 VARIANTA IV.	18
OBRÁZEK 32 VARIANTA V.	18
OBRÁZEK 33 VARIANTA I.	19
OBRÁZEK 34 REAKCE	19
OBRÁZEK 35 VARIANTA II.	23
OBRÁZEK 36 VARIANTA II - KABELY	23
OBRÁZEK 37 V III.	25
OBRÁZEK 38 V IV.	25
OBRÁZEK 39 MY III. A IV.	26
OBRÁZEK 40. FINÁLNÍ VARIANTA	27
OBRÁZEK 41 FINÁLNÍ VARIANTA	30
OBRÁZEK 42 FINÁLNÍ VARIANTA - PODÉLNÝ ŘEZ	31
OBRÁZEK 43 PŘÍČNÝ ŘEZ V. I.	32

OBRÁZEK 44 PŘÍČNÝ ŘEZ V.II.	32
OBRÁZEK 45 PŘÍČNÝ ŘEZ - ASYMETRIE	33
OBRÁZEK 46 POSTUP VÝSTAVBY	35
OBRÁZEK 47 NEWTON-RAPHSON.....	39
OBRÁZEK 48 GEOMETRICKÁ NELINEARITA.....	40
OBRÁZEK 49. DESKOSTĚNOVÝ MODEL	41
OBRÁZEK 50. GLOBÁLNÍ MODEL, BLOK	41
OBRÁZEK 51. GLOBÁLNÍ MODEL, MOSTOVKA	42
OBRÁZEK 52 MY-KVAZI	52
OBRÁZEK 53N - KVAZI	52
OBRÁZEK 54MY CHARAKTERISTICKÁ	52
OBRÁZEK 55 N CHARAKTERISTICKÁ	53
OBRÁZEK 56 ČASTÁ MY.....	53
OBRÁZEK 57 ČASTÁ N.....	53
OBRÁZEK 58. POLOHA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE	56
OBRÁZEK 59 PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ-KVAZI	56
OBRÁZEK 60 ŘEZY	60
OBRÁZEK 61 6.10A - MY.....	60
OBRÁZEK 62 6.10A - N	61
OBRÁZEK 63 6.10B-MY	61
OBRÁZEK 64 6.10B-N.....	61
OBRÁZEK 65 POSUDEK MSÚ (15).....	62
OBRÁZEK 66 MODEL PŘÍČNÉHO ŘEZU	81
OBRÁZEK 67MxD+ - CHAR	82
OBRÁZEK 68MxD - - CHAR.	82
OBRÁZEK 69NxD - CHAR.	83
OBRÁZEK 70NYD - CHAR.	83
OBRÁZEK 71 ŽEBRA N - CHAR.	84
OBRÁZEK 72 ŽEBRA MY - CHAR.	84
OBRÁZEK 73 MxD+ - KVAZ.....	85
OBRÁZEK 74 MxD- - KVAZ.....	85
OBRÁZEK 75 NxD - KVAZ.....	86
OBRÁZEK 76 NYD - CHAR.	86
OBRÁZEK 77 ŽEBRA N - KVAZ.	87
OBRÁZEK 78 ŽEBRA MY - KVAZ.....	87
OBRÁZEK 79 KANÁLEK , (17)	88
OBRÁZEK 80 KABELY , (17)	88
OBRÁZEK 81 MY-6.10A-PŘÍČNÝ SMĚR	91

OBRÁZEK 82 N- 6.10A - PŘÍČNÝ SMĚR.....	91
OBRÁZEK 83 Vz - 6.10A - PŘÍČNÝ SMĚR.....	92
OBRÁZEK 84 TR1 + TR2 - PŘÍČNÝ SMĚR	92
OBRÁZEK 85PYLON-MY-P	96
OBRÁZEK 86 PYLON-MZ-P	96
OBRÁZEK 87 PYLON-N-P.....	96
OBRÁZEK 88 PYLON-MY-PII.	97
OBRÁZEK 89PYLON - MZ - PII.	97
OBRÁZEK 90. PYLON - N - PII.....	97
OBRÁZEK 91 P.D. BETONU MY	99
OBRÁZEK 92P.D. BETONU MZ	100
OBRÁZEK 93 MSP-PYLON-KVAZI.HORNI VLÁKNA	101
OBRÁZEK 94 MSP-CHAR.-HOTNÍ VLÁKNA.....	101
OBRÁZEK 95 MSP-PYLON-KVAZI-DOLNÍ VLÁKNA.....	101
OBRÁZEK 96MSP-PYLON-CHAR-DOLNÍ VLÁKNA.....	101
OBRÁZEK 97 SCHÉMA BLOKU	111
OBRÁZEK 98 MODEL BLOKU	112
OBRÁZEK 99 VÝSLEDNICE SIL - BLOK	113
OBRÁZEK 100MYD+ - BLOK	114
OBRÁZEK 101MYD- - BLOK	114
OBRÁZEK 102NYD - BLOK	114
OBRÁZEK 103NXD - BLOK	115
OBRÁZEK 104 MY - PILOTY.....	115
OBRÁZEK 105 N - PILOTY	115

8.3 Grafy

GRAF 1MY - v.I.....	21
GRAF 2NAPĚTÍ SPODNÍ - v.I.	21
GRAF 3 NAPĚTÍ HORNÍ v.I.....	21
GRAF 4N-PYLON-V.I.....	22
GRAF 5MY-PYLON-V.I.	22
GRAF 6 NAPĚTÍ HORNÍ v. I	22
GRAF 7 NAPĚTÍ SPODNÍ - v.I.	22
GRAF 8MY v. II	24
GRAF 9NAPĚTÍ -PYLON-V.II.....	24
GRAF 10N-PYLON-V.II.....	24
GRAF 11MY-PYLON-V.II.	24

GRAF 12MY III. A IV.....	26
GRAF 13 NAPĚTÍ HORNÍ V. III. A IV.	26
GRAF 14NAPĚTÍ SPODNÍ V. III. A IV.	26
GRAF 15 MY v. III. A IV.	26
GRAF 16 MY - POROVNÁNÍ VARIANT	28
GRAF 17MY VARIANTA V.....	28
GRAF 18 MY-PYLON-VARIANTY.....	28
GRAF 19 PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ-PYLON.....	29
GRAF 20 ZEMNÍ TLAK	46
GRAF 21 ZEMNÍ TLAK	46
GRAF 22 PRACOVNÍ DIAGRAM BETONU C50/60	48
GRAF 23 DIAGRAM VÝZTUŽE B500 B.....	49
GRAF 24 DIAGRAM VÝZTUŽE Y1860 S7	49
GRAF 25CHARAKTERISTICKÁ NAPĚTÍ.....	54
GRAF 26KVAZI-STÁLÁ NAPĚTÍ.....	54
GRAF 27ČÁSTÁ NAPĚTÍ.....	54
GRAF 28DRÁHA VEDENÍ PŘEDPĚTÍ.....	57
GRAF 29 - CHARAKTERISTICKÁ 15%.....	57
GRAF 30KVAZISTÁLÁ 15%	57
GRAF 31 ČÁSTÁ 15%.....	58
GRAF 32 - KVAZISTÁLÁ 20%.....	58
GRAF 33. CHARAKTERISTICKÁ	58
GRAF 34. ČÁSTÁ 20 %	59
GRAF 35 KVAZI. - PŘÍČNÝ ŘEZ	90
GRAF 36 PRŮŘEZ PYLONU - V HLAVĚ	96
GRAF 37 PRŮŘEZ PYLONU - DOLNÍ	96
GRAF 38 - MODEL PYLONU	97
GRAF 39 TVAR LANA (18)	102
GRAF 40 PROTI-ZÁVĚSY	103
GRAF 41 HLAVNÍ LANA	103
GRAF 42 PROTI LANA MSP	104
GRAF 43 HLAVNÍ LANA MSP	104
GRAF 44 PROTI LANA MSÚ.....	105
GRAF 45HLAVNÍ LANA MSÚ	105
GRAF 46 TUHOST PODPORY.....	106

8.4 Tabulky

TABULKA 1 LANA.....	20
TABULKA 2 VLASTNÍ TÍHA	43
TABULKA 3 OSTATNÍ STÁLÉ	44
TABULKA 4 PRUHY	44
TABULKA 5 KOMBINACE	48
TABULKA 6 DOTVAROVÁNÍ.....	50
TABULKA 7 POSOUZENÍ PŘÍČNÝ SMĚR.....	102
TABULKA 8MSP LANA	104
TABULKA 9MSÚ LANA.....	105
TABULKA 10 GEOLOGICKÝ PROFIL.....	106
TABULKA 11 VNITŘNÍ SÍLY	107