

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
MOST PŘES ŘEKU SAALE NA SILNICI B87

Vypracoval: Petr Kuchařík
Vedoucí práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.
V Praze 2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Kuchařík</u>	Jméno: <u>Petr</u>	Osobní číslo: <u>495015</u>
Zadávací katedra: <u>K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>B3651 - Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor/specializace: <u>3647R013 - Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Most přes řeku Saale na silnici B87</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Bridge over river Saale valey</u>	
Pokyny pro vypracování: V rámci bakalářské práce zpracujte: - variantní návrh řešení půdorysně komplikovaného překročení řeky Saale (SRN) - rešerši na téma extradosed mostů - parametrickou studii na téma užití konstrukce extradosed v půdorysném oblouku - předběžný statický návrh vybraných konstrukčních prvků	
Seznam doporučené literatury: Janda, L., Kleisner, Z., Zvara, J. (1988), Betonové mosty, SNTL, s.584. Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103 Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>20.2.2023</u>	Termín odevzdání BP v IS KOS: <u>22.5.2023</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného, ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>20.2.2023</u> Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem k práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., v jeho platném znění (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne 22.5.2023

.....

Petr Kuchařík

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za skvělé odborné vedení, podnětné rady a pomoc při vypracovávání této bakalářské práce.

Abstrakt

Tato bakalářská práce se věnuje řešení půdorysně komplikovaného překročení řeky Saale na silnici B87-obchavtu Bad Kösen v německém Sasko-Anhaltsku. V první části se práce věnuje návrhům a výběru vhodné varianty pro překročení údolí. V další části je provedena rešerše na téma extradosed mostů. Následně dochází k vypracování parametrické studie zaměřené na odlišné přístupy ke konstrukci extradosed.

Klíčová slova

Beton, silniční most, extradosed most, předpjatá konstrukce, půdorysně zakřivený most

Abstract

This bachelor's thesis is devoted to solving the ground plan complicated crossing of the Saale River on the Road B87-bypass of Bad Kösen in Saxony-Anhalsk, Germany. In the first part, the thesis is devoted to the design and selection of a suitable option for crossing the valley. In the next section there is a reshuffle on the topic of extradosed bridges. Subsequently, a parameters study focusing on different approaches to the construction of extradosed is produced.

Keywords

Concrete, road bridge, extradosed bridge, prestressed structure, ground plan curved bridge

Obsah

1	Úvod	9
2	Lokalita stavby	10
2.1	Popis lokality.....	10
3	Podklady a okrajové podmínky	12
3.1	Podklady	12
3.2	Šířkové uspořádání.....	12
3.3	Okrajové podmínky	12
4	Výběr konstrukčního systému	14
4.1	První fáze – Předkoncepty.....	14
4.1.1	Obloukový most	14
4.1.2	Zavěšený most.....	15
4.1.3	Letmá betonáž.....	16
4.1.4	Vzpínadlo	16
4.1.5	Extradosed most.....	17
4.1.6	Spřažená ocelobetonová konstrukce	18
4.2	Druhá fáze - Koncepty	19
4.2.1	Koncept 1 - Kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce	19
4.2.2	Koncept 2 - Extradosed most	20
4.2.3	Koncept 3 - Spřažená ocelobetonová konstrukce	21
4.3	Výběr výsledné varianty	22
5	Rešerše	23
5.1	Úvod	23
5.2	Princip extradosed mostů	26
5.3	Porovnání typů konstrukčních řešení	29
5.4	Rozpětí.....	31
5.5	Nosníky	32
5.6	Pilíře a pylony	33
5.7	Typy spojení pylon, nosník a pilíř	35
5.8	Druhy kotvení kabelů na pylonu	36
5.9	Předpínací kabely v extradosed mostech.....	37
5.10	Oblast podporovaná kabely.....	39
5.11	Shrnutí empirických vztahů	39
5.12	Výstavba	41
5.13	Stávající extradosed mosty.....	43
5.13.1	Most Ganterbrücke	43
5.13.2	Most Puch	46
5.13.3	Most Sunniberg	49

	5.13.4	Most v Bohumíně	52
	5.13.5	Most Nymburk.....	55
6		Konstrukční návrhy	57
	6.1	Návrh 1.....	57
	6.1.1	Rozpětí.....	57
	6.1.2	Hlavní konstrukční prvky	57
	6.1.3	Předběžný návrh Hlavních konstrukčních prvků	58
	6.1.4	Konstrukční schéma	58
	6.2	Návrh 2	59
	6.2.1	Rozpětí.....	59
	6.2.2	Konstrukční prvky.....	59
	6.2.3	Předběžný návrh základních rozměrů	59
	6.2.4	Konstrukční schéma	60
	6.3	Návrh 3	61
	6.3.1	Rozpětí.....	61
	6.3.2	Konstrukční prvky.....	61
	6.3.3	Předběžný návrh základních rozměrů	61
	6.3.4	Konstrukční schéma	62
7		Materiálové charakteristiky	63
	7.1	Beton	63
	7.1.1	Nosná konstrukce	63
	7.1.2	Spodní stavba	63
	7.1.3	Charakteristiky	63
	7.2	Předpínací výztuž	65
	7.2.1	Charakteristiky	65
	7.2.2	Krycí vrstva výztuže	65
	7.2.3	Mezery mezi kabelovými kanálky.....	66
	7.2.4	Ztráty předpětí	66
	7.3	Betonářská výztuž	67
	7.3.1	Charakteristiky	67
	7.3.2	Krycí vrstva výztuže	67
8		Zatížení	68
	8.1	Zatížení stálá.....	68
	8.1.1	Vlasní tíha	68
	8.1.2	Ostatní stálé	68
	8.1.3	Nerovnoměrné poklesy podpor	69
	8.2	Zatížení proměnná	69
	8.2.1	Zatížení dopravou.....	69
	8.2.2	Zatížení od chodců	72

8.2.3	Zatížení teplotou	72
8.3	Sestavy zatížení.....	73
8.4	Kombinace zatížení	73
8.4.1	Mezní stav použitelnosti.....	73
9	Parametrická studie	75
9.1	Podrobnější specifika navržených konstrukcí.....	75
9.1.1	Návrh 1	75
9.1.2	Návrh 2.....	82
9.1.3	Návrh 3.....	84
9.2	Předběžný návrh předpětí rozhodujících polí mostu.....	90
9.2.1	2D Model návrhu 1.....	90
9.2.2	2D Model návrhu 2	98
9.2.3	2D Model návrhu 3	103
9.2.4	Vyhodnocení 2D modelů.....	109
9.3	Analýza konstrukce ve 3D.....	111
9.3.1	3D model Návrhu 1	111
9.3.2	3D model Návrhu 3.....	115
9.3.3	Porovnání konstrukcí.....	117
9.3.4	Vyhodnocení 3D analýzy	122
10	Závěr.....	123
11	Bibliografie	124
12	Seznam obrázků	127
13	Seznam použitých tabulek.....	131

1 Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá alternativním návrhem půdorysně komplikovaného řešení překročení údolí řeky Saale. Objekt se nachází na novostavbě obchvatu Bad Kösen na silnici B87 ve Spolkové republice Německo, v jižní části republiky Sasko-Anhaltsko. Jako první je provedena dvoufázová volba konstrukčního systému s důrazem na vhodnost systému pro půdorysně zakřivenou konstrukci mostu, funkčnost a estetiku.

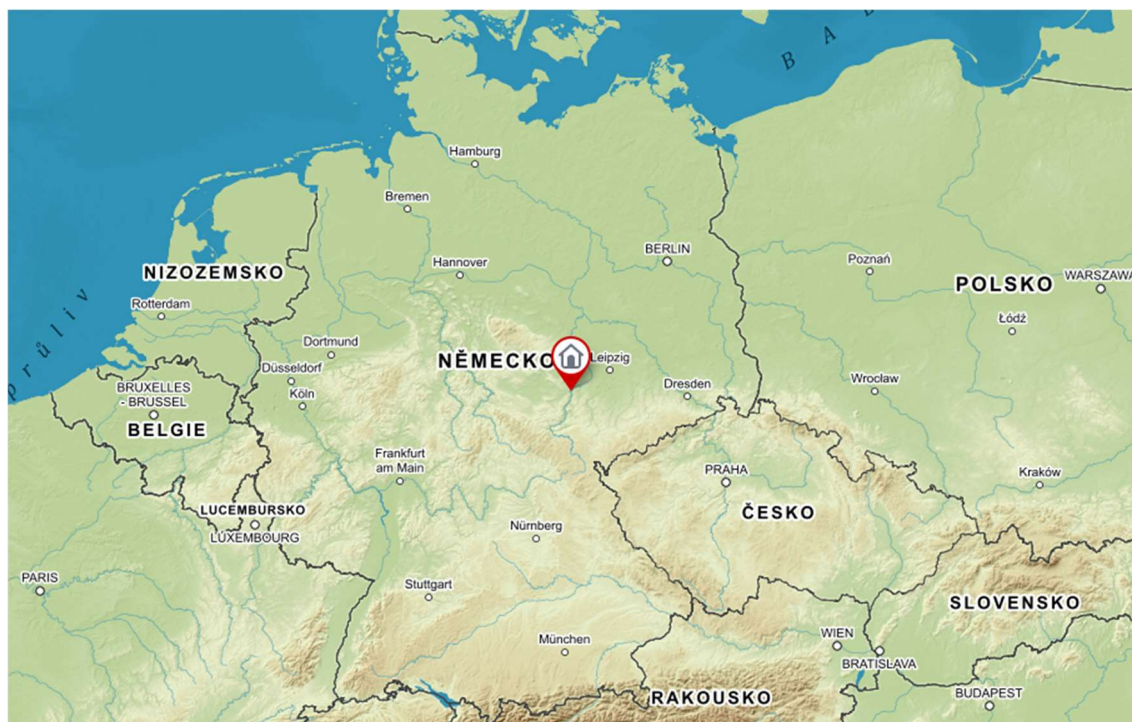
Další podstatnou částí této bakalářské práce je rešerše na téma extradosed mosty. Účelem rešerše je pochopit, jak daný konstrukční systém funguje, jaké jsou jeho konstrukční zásady, z jakých konstrukčních prvků se skládá a jaké jsou základní empirické vztahy. Znalosti nabitě vypracováním rešerše jsou aplikovány na tři návrhy s rozdílnými přístupy ke konstrukci extradosed.

Následuje část parametrické studie, která je zaměřena na porovnání výše zmíněných návrhů, tedy na extradosed konstrukce s odlišnými návrhovými přístupy. Součástí parametrické studie je návrh předpětí ve 2D a analýza vybraných variant ve 3D.

2 Lokalita stavby

2.1 Popis lokality

Navrhovaná stavba se nachází ve Spolkové republice Německo, v jižní části republiky Sasko-Anhaltsko. Přemostňuje údolí řeky Saale na plánovaném obchvatu města Bad Kösen. Obchvat bude spojoval dvě již stávající komunikace – B87 a B88. Stavební objekt je situován mezi městy Großheringen a Saaleck.

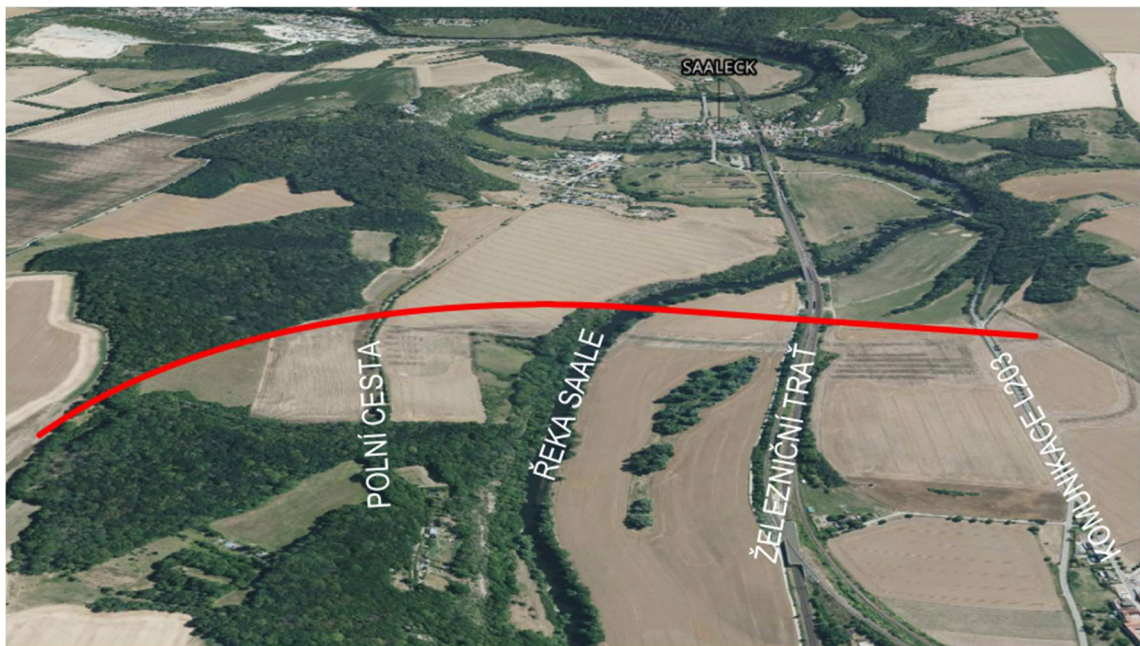


Obr. 2.1: Místo stavby [1]



Obr. 2.2: Situace obchvatu [1]

Kromě řeky Saale se v údolí nachází tříkolejná železniční trať, polní cesta a silniční komunikace L203.



Obr. 2.3: Údolí a trajektorie mostu [1]

3 Podklady a okrajové podmínky

3.1 Podklady

Podkladem pro vypracování první části – výběr varianty je projektová dokumentace novostavby řešeného mostu. Z této dokumentace byla vzata trajektorie (půdorysné vedení a niveleta) a délka mostu.

Podklady pro vypracování dalších částí této práce jsou odborné články, normy, příručky a skripta.

3.2 Šířkové uspořádání

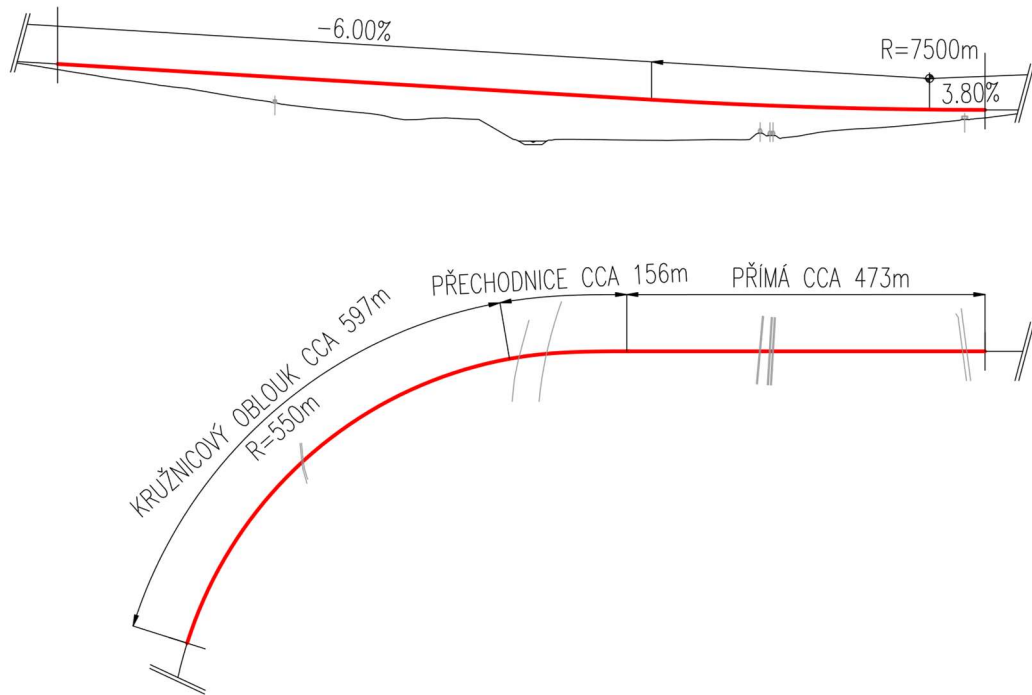
Objekt mostu se nachází na území Spolkové republiky Německo, tudíž by mělo být navrženo šířkové uspořádání dle místních norem. Vzhledem k tomu, že se jedná o univerzitní práci, která je zpracovávána na české univerzitě, je použito šířkové uspořádání dle českých norem. Nejblíže požadovanému uspořádání je český kategoriální typ S 9,5.

3.3 Okrajové podmínky

Celková délka konstrukce mostu je 1226 m a maximální výška nivelety nad terénem je cca 62 m. Zhruba první polovina mostu se nachází ve směrovém oblouku, o poloměru 550 m, který přechází přes přechodnici do úseku přímého. Příčný sklon je navržen ve směrovém oblouku jako jednostranný dostředný o velikosti 6 % a v přímém úseku jako jednostranný o velikosti 2,5 %. Ke klopení příčného sklonu dochází v přechodnici mezi těmito úseky. Podélný sklon nivelety je na cca prvních 2/3 délky mostu konstantní klesání o velikosti 6 %, na které navazuje údolnicový oblouk o poloměru 7 500 m. Komunikace je navržena jako dvoupruhová v kategoriálním typu S 9,5.

Při volbě konstrukčního systému mostu se vycházelo z výše uvedených okrajových podmínek. Nejzásadnější podmínkou je trajektorie mostu. Při pohledu na ni je jasné, že je tato trajektorie navržena poněkud nešťastně, jelikož neakceptuje téměř žádnou zásadu trasování mostů. Při trasování by měla být snaha vést mostní konstrukci po celou délku v přímé, v nezbytných případech po celou délku v oblouku, aby byl zachován na celém mostě stejný příčný sklon. Neměla by se navrhovat přechodnice, po jejichž délce dochází ke klopení příčného sklonu, což značně komplikuje celou konstrukci mostu. Sklon nivelety by měl být konstantní, v nezbytných případech s vrcholovým obloukem. Vzhledem ke správnému odtékání vody by nemělo docházet k navržení oblouku údolnicového. Co se týče vedení řešeného mostu, jedná se o nepříliš povedenou trasu.

Trajektorie mostu je patrný z Obr. 3.1.



Obr. 3.1: Schéma podélného řezu a půdorysu navrhovaného mostu

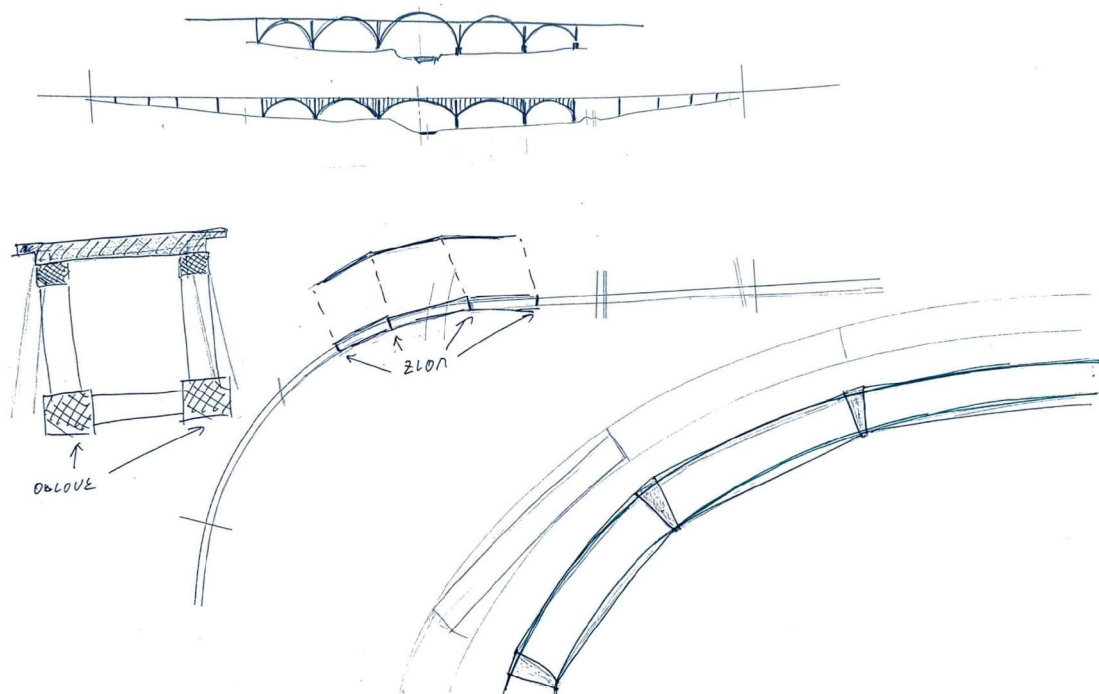
4 Výběr konstrukčního systému

Návrh konstrukčních variant je proveden ve dvou fázích výběru. V první fázi – Předkoncepty, byla na formát A3 vytištěna niveleta a osa mostu, do kterých jsou ručně zakresleny varianty konstrukčních systémů. Z variant první fáze jsou vybrány tři nejvhodnější, kterými se podrobněji zabývá fáze druhá. Ve fázi druhé - Koncepty, jsou vypracovány základní výkresy v AutoCadu a konstrukce podrobněji popsány. Následně je vybrán koncept konstrukčního řešení mostu, kterým se tato bakalářská práce dále zabývá.

4.1 První fáze – Předkoncepty

4.1.1 Obloukový most

Tato varianta je navržena jako obloukový most. Vzhledem k velkému prostoru pod mostovkou je navržen nosný systém s horní mostovkou. Největší problém této varianty spočívá v půdoryse mostu. Kvůli směrovému oblouku by nosná konstrukce musela být lomená, neboť jednotlivé oblouky nosné konstrukce musí být v půdoryse přímé. To by konstrukci značně zkomplikovalo a ani z estetického hlediska by most nebyl zdařilý. Tato konstrukce ve druhé fázi výběru variant není dále rozpracována.



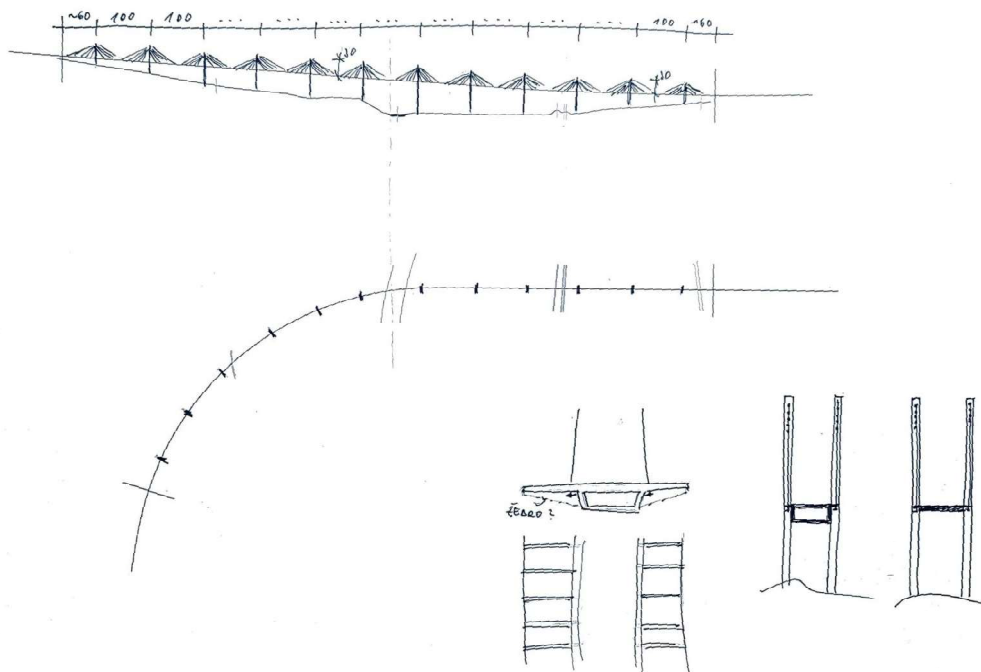
Obr. 4.1: Obloukový most

4.1.2 Zavěšený most

Další variantou je zavěšený most. Mostovka je tvořena jednoduchou betonovou komorou, která je zavěšena pomocí ocelových kabelů. Aby zavěšení ze statického hlediska působilo jako pružná podpora, bylo by nutné použít pylony se značnou výškou. Vzhledem k velkému prostoru pod mostem by neměla být snaha „hnát“ konstrukci do výšky.

4.1.2.1 Podvarianta A

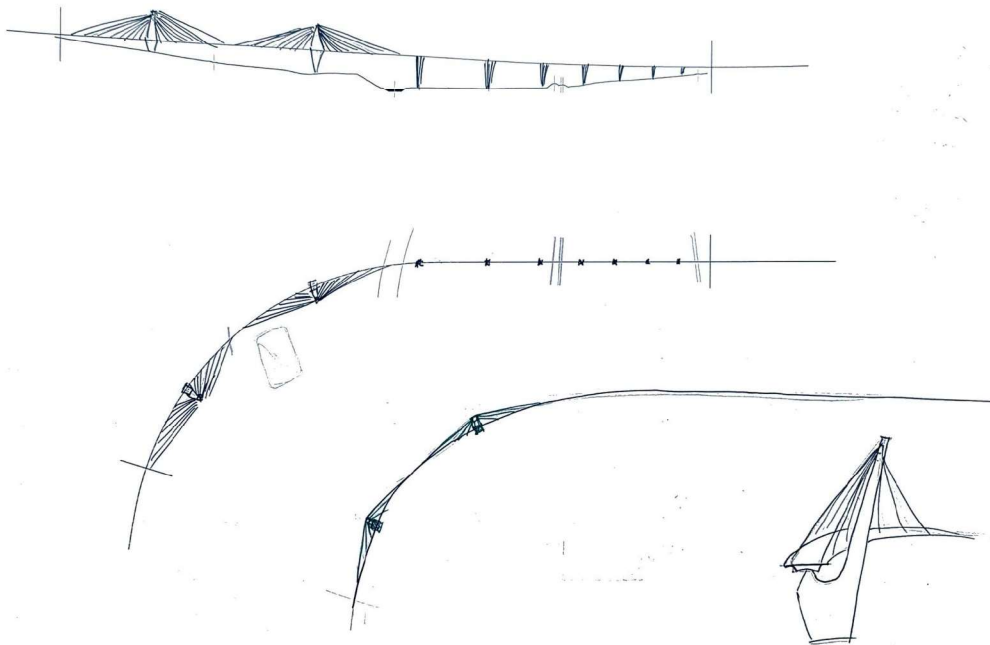
První variantou zavěšeného mostu je symetrické rozmístění pilířů s pylony. Při této variantě je most zavěšen po celé jeho délce. Pole mají výrazně menší rozpětí, než ve variantě B. Tuto variantu druhá fáze výběru neobsahuje.



Obr. 4.2: Zavěšený most, podvarianta A

4.1.2.2 Podvarianta B

V této variantě jsou použity dva mohutné pilíře v obloukové části. Cílem této varianty je vytvořit architektonickou dominantu. Předpokládaný architektonický dojem však touto konstrukcí není dosažen. Také proto není toto řešení ve druhé fázi výběru varianty dále rozpracováno.



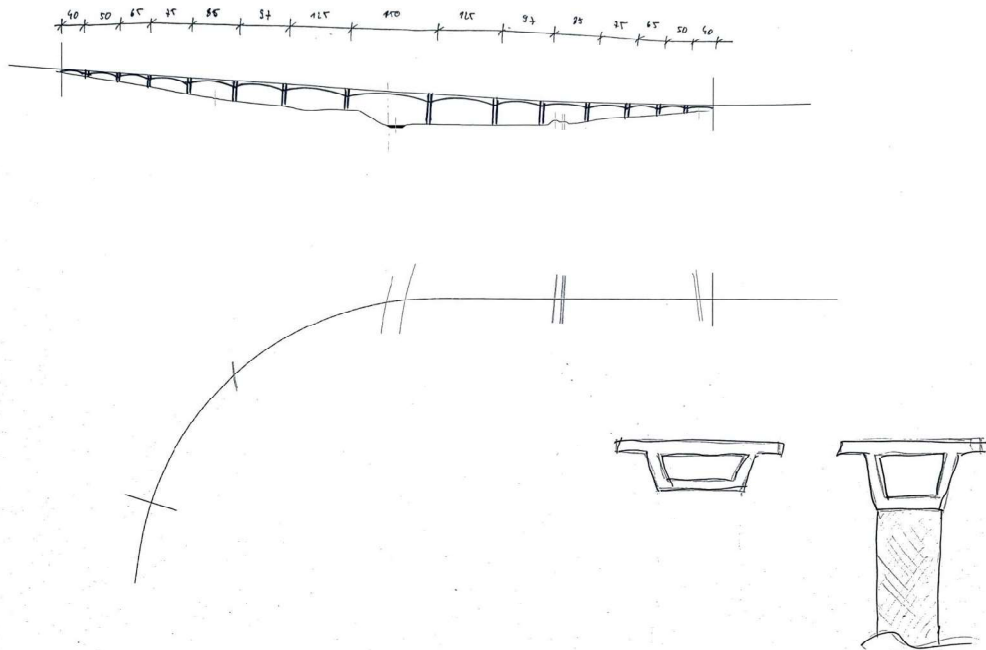
Obr. 4.3: Zavěšený most, podvarianta B

4.1.3 Letmá betonáž

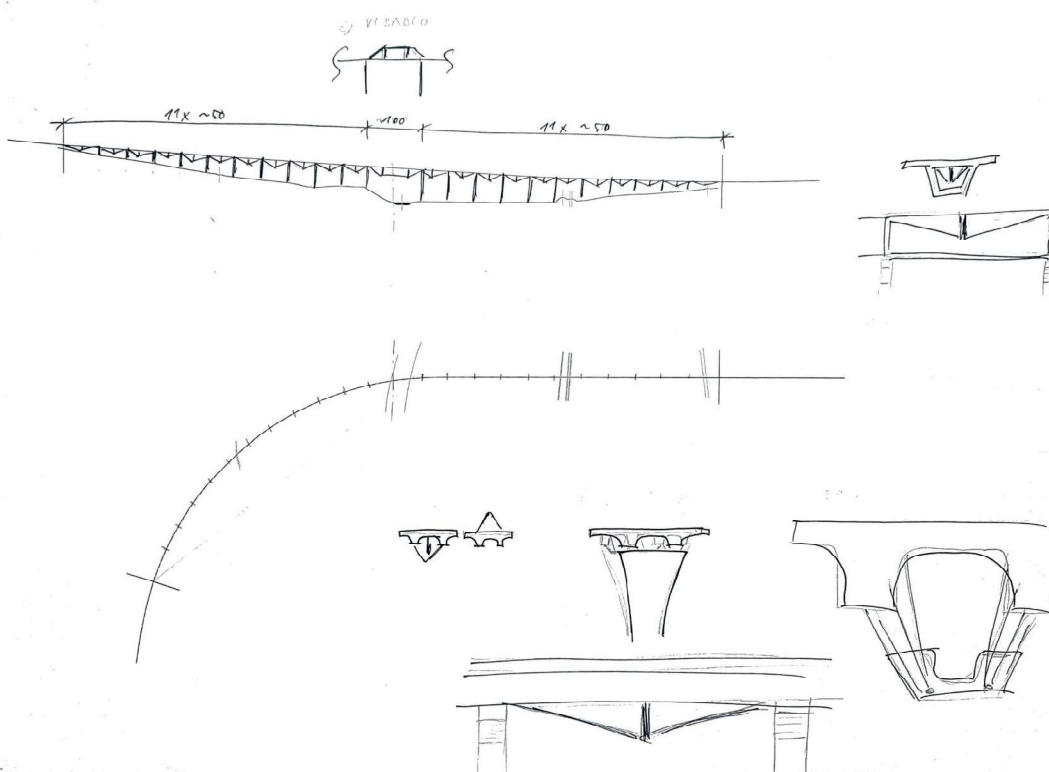
Řešením této varianty je výstavba celého mostu pomocí letmé betonáže. Tvar průřezu je jednoduchá komora. Nevýhodou této varianty je, díky velkému počtu pilířů, dlouhá doba výstavby. Částečným zkrácením výstavby by mohlo být aplikovat výstavbu několika krajních polí na pevné skruži. Dalším faktorem pro využití výstavby na pevné skruži pro krajní pole je fakt, že výstavba pomocí letmé betonáže je efektivní od cca 80 m rozpětí pole. Tato varianta je ve druhé fázi výběru použita částečně.

4.1.4 Vzpínadlo

Tato varianta využívá kombinaci jednoduché komory se vzpínadlem, které by umožnilo větší rozpětí polí. Toto řešení je ale vhodné spíše pro navýšení únosnosti již stávajících konstrukcí, než pro využití u novostavby, proto není ve druhé fázi výběru.



Obr. 4.4: Letmá betonáž



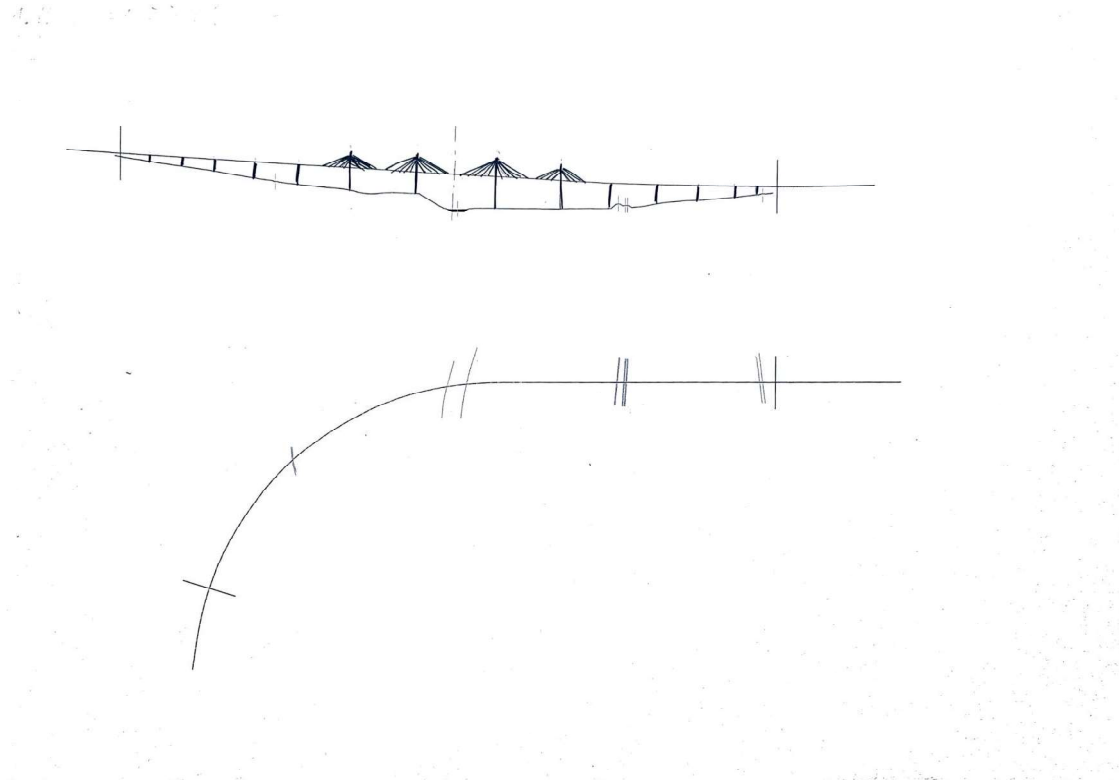
Obr. 4.5: Vzpínadlo

4.1.5 Extradosed most

Vzhledem k výšce mostu nad terénem dosahující přes 60 m je toto řešení vhodnější, než výše uvedený most zavěšený. Zároveň je jeho estetický dojem podobně dominantní.

4.1.5.1 Podvarianta A

První variantou extradosed mostu je konstrukce s ocelovými extradosed kabely. Tvar průřezu je jednoduchá komora. Toto řešení připomíná variantu zavěšeného mostu. Kabely v této konstrukci kvůli malé výšce pylonů neplní funkci podpory, ale působí jako volné předpínací kabely se zvětšenou excentricitou.



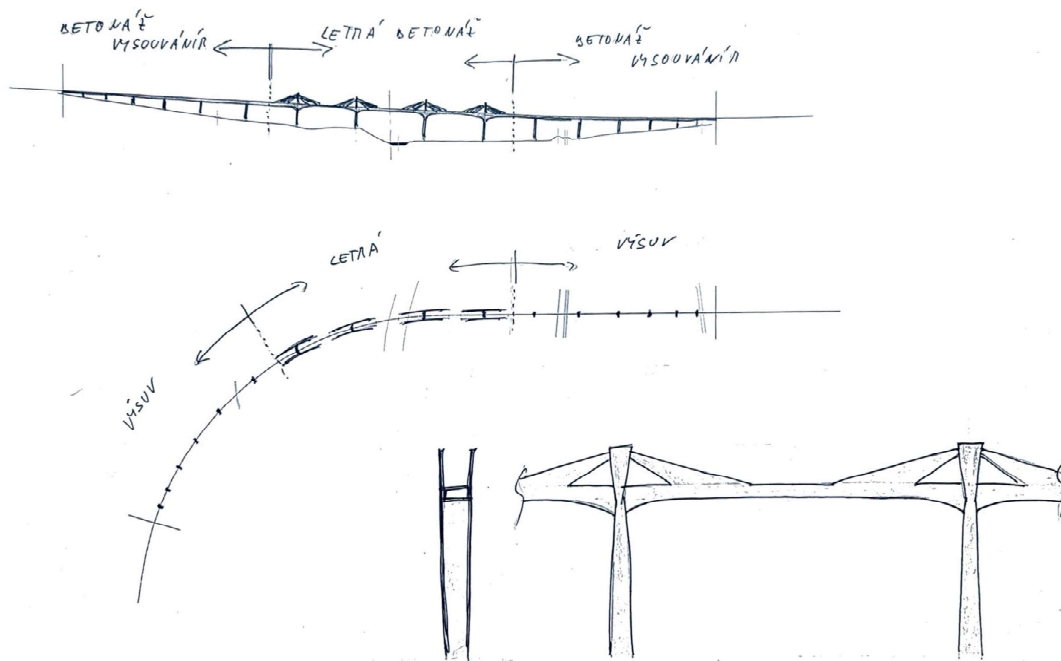
Obr. 4.6: Extradosed, podvarianta A

4.1.5.2 Podvarianta B

Druhou variantou extradosed mostu je konstrukce s betonovými stěnami, ve kterých jsou vedeny předpínací kabely z mostovky do pylonu. Tvar průřezu je také jednoduchá komora. Toto řešení je jednou z variant, které jsou více rozpracovány v druhé fázi.

4.1.6 Spřažená ocelobetonová konstrukce

Poslední variantou je spřažená konstrukce. Tvarem průřezu je jednoduchá ocelová komora, která je spřažená s horní železobetonovou deskou. Tato varianta má výrazně nižší vlastní tíhu. Spřažená konstrukce je dále rozpracována ve druhé fázi.

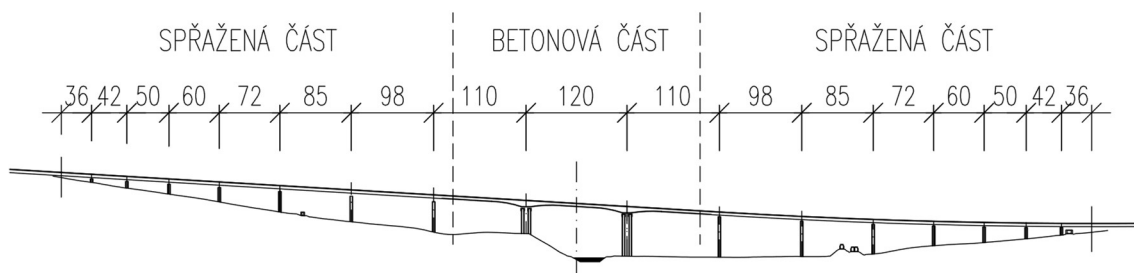


Obr. 4.7: Extradosed, podvarianta B

4.2 Druhá fáze - Koncepty

4.2.1 Koncept 1 - Kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce

Tato varianta je inspirována řešením z projektové dokumentace a spojuje dva typy konstrukcí. Prvním typem je betonová střední část mostu, provedena letmou betonáží. Druhým řešením je spřažená ocelobetonová konstrukce, která tvoří oba kraje mostu. Most má 17 polí o rozpětích 36-42-50-60-72-85-98-110-120-110-98-85-72-60-50-42-36 m.



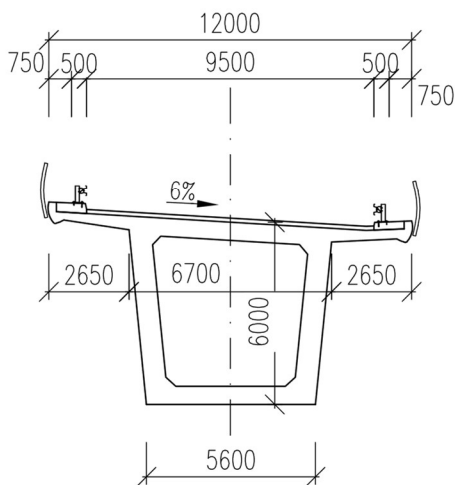
Obr. 4.8: Podélný řez, kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce

Spodní stavba je tvořena železobetonovými pilíři a opěrami, založenými na hlubinných vrtaných velkopřůměrových pilotách.

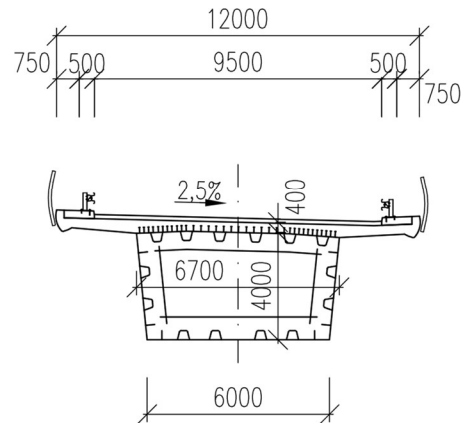
Oba typy konstrukce mají v příčném řezu tvar jednokomorového nosníku. U části betonové má nosník proměnnou výšku 4-8 m, 4 metry vždy uprostřed pole a 8 m nad

podporami P8 a P9, které ohraničují prostřední sedmé pole. Tyto střední podpory tvoří dvojice pilířů, které umožňují vetknutí konzol. Díky tomu se nemusejí konstruovat dočasné stojky pro letnou betonáž. Část ocelová má konstantní průřez výšky 4 metry. Spojení obou konstrukcí je provedeno cca 25 m od pilířů P7 a P10 směrem ke středu mostu.

PRŮŘEZ NAD PODPOROU, BETONOVÁ ČÁST,
MAXIMÁLNÍ PŘÍČNÝ SKLON



PRŮŘEZ V POLI, OCELOVÁ ČÁST,
MINIMÁLNÍ PŘÍČNÝ SKLON



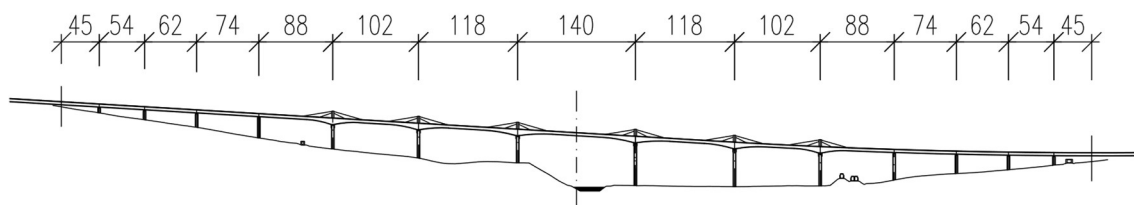
Obr. 4.9: Příčný řez, kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce

Pro výstavbu ocelové části mostu je zvolena metoda vysouvání s výsuvným nosem. Za oběma opěrami se předpokládá technické zázemí pro montáž a výsuvnou technologii. Následně bude konstrukce spřažena s železobetonovou deskou, která tvoří horní stěnu komory a konzoly.

Problémem tohoto konceptu je místo napojení ocelové a betonové části. V tomto místě může vlivem odlišných vlastností a chování materiálů (konstrukcí) docházet k řadě komplikací, např.: trhliny vlivem smršťování a dotvarování betonu.

4.2.2 Koncept 2 - Extradosed most

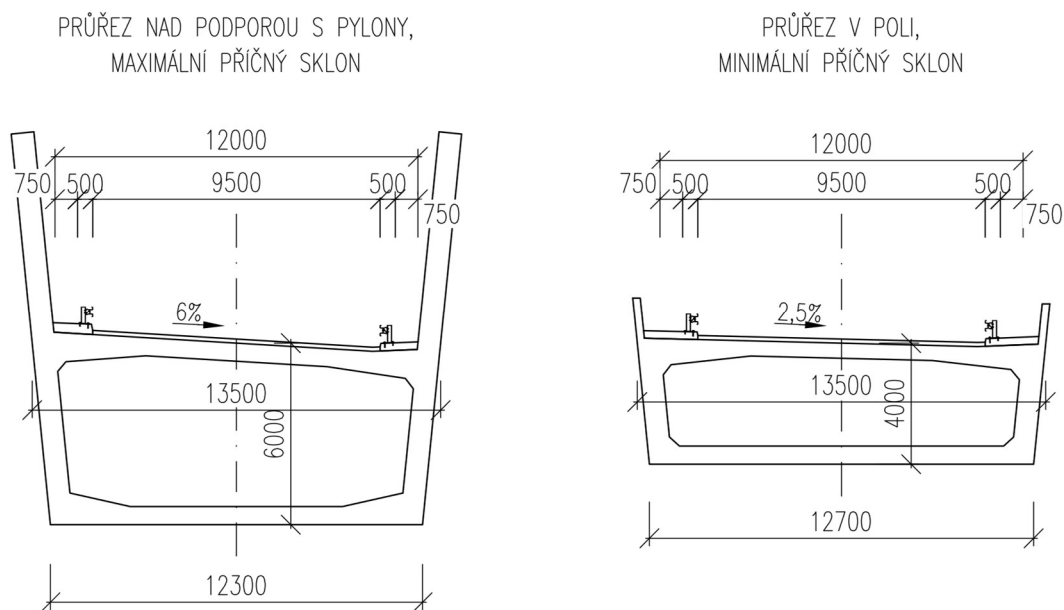
Tato varianta je navržena jako extradosed most. Konstrukci tvoří jednokomorový předpjatý železobetonový nosník. Most má 15 polí o rozpětí 45-54-62-74-88-102-118-140-118-102-88-74-62-54-45 m. Nad pilíři P6-P11 jsou stěny komory vytaženy nad její horní hranu a tvoří tak pylony, jimiž jsou vedeny předpínací kabely. Tyto kabely jsou do pylonů vedeny železobetonovou stěnou, téměř trojúhelníkového tvaru.



Obr. 4.10: Podélný řez, varianta extradosed most

Spodní stavba je tvořena shodně s přečozí variantou železobetonovými pilíři a opěrami, založenými na hlubinných vrtaných velkopřůměrových pilotách.

Komorový nosník má proměnnou konstrukční výšku, od 4 do 6 m. Výška nosníku se zvětšuje s přibližováním k pilířům.



Obr. 4.11: Příčné řezy, varianta extradosed most

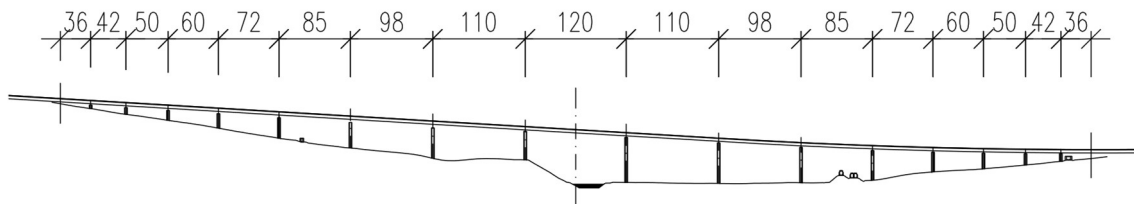
Pro výstavbu střední části mostu je zvolena metoda letmé betonáže, s následným zkonstruováním železobetonových stěn. Pro výstavbu krajních částí je použita metoda výsuvné skruže s hlavními nosníky pod konstrukcí.

Zvětšením excentricity předpětí dojde ke zvýšení jeho efektivity a snížením množství předpínací výztuže. Jedná se také o konstrukčně a esteticky zajímavou konstrukci.

4.2.3 Koncept 3 - Spřažená ocelobetonová konstrukce

Posledním řešením je spřažená ocelobetonová konstrukce, kterou tvoří ocelový jednokomorový nosník. Nosná konstrukce má 17 polí o rozpětí 36-42-50-60-72-85-98-110-120-110-98-85-72-60-50-42-36 m, shodně s variantou 4.2.1.

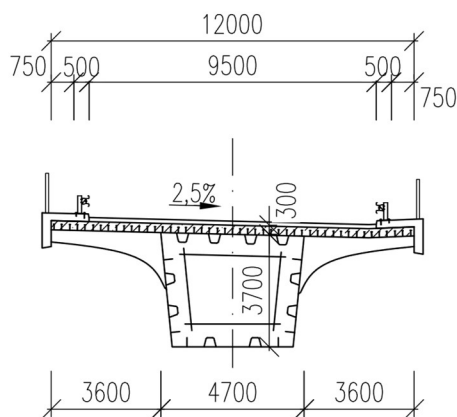
Spodní stavba je také tvořena železobetonovými pilíři a opěrami, založenými na hlubinných vrtaných velkopřůměrových pilotách.



Obr. 4.12: Podélný řez, varianta spřažené ocelobetonové konstrukce

Komorový nosník této varianty má konstantní konstrukční výšku. Na rozdíl od ocelové konstrukce z první varianty, jsou zde po celé délce mostu ke stěnám komory přivařeny ocelové konzoly. Konzoly umožní prodloužení vyložení horní betonové desky a tím pádem zmenšení šířky komory. Konstrukce se tak stává štíhlejší.

PRŮŘEZ V PŘÍMÉ,
MINIMÁLNÍ PŘÍČNÝ SKLON



Obr. 4.13: Příčný řez, varianta spřažené ocelobetonové konstrukce

Metodou výstavby této varianty je výstavba vysouváním. Ze strany od opěry OP1 bude vysunuta oblouková část a ze strany od OP18 část přímá. Přechodnicová část mostu musí být zhotovena až po dokončení výsuvu těchto částí, výsuv musí probíhat pouze v přímé, nebo pouze v oblouku.

4.3 Výběr výsledné varianty

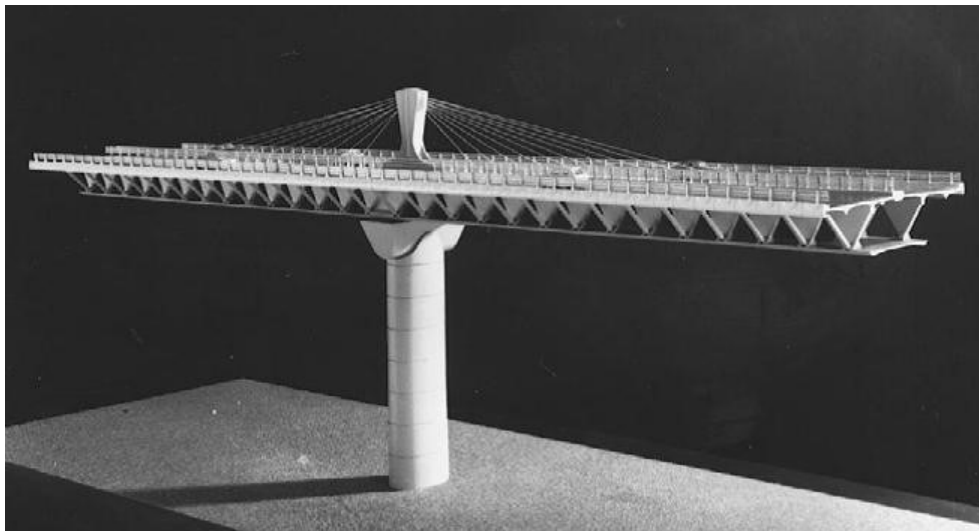
Po porovnání výše popsaných variant a uvážení jejich kladů a záporů, byla pro bakalářskou práci vybrána varianta 2 - Extradosed most. Tato varianta byla vybrána s ohledem na architektonické i konstrukční řešení. Co se týče konstrukčního hlediska, použitím této varianty se vyhneme problematickému spojení rozdílných typů konstrukcí konceptu 1. Z architektonického hlediska je tato varianta nejzajímavější a nepostrádá vtip.

5 Rešerše

5.1 Úvod

Extradosed konstrukce předpjatých betonových mostů je konstrukce, která je poměrně nová. V posledních letech se velmi rychle rozvíjí a jejich počet se rychlým tempem zvyšuje po celém světě.

Za autora inovativního uspořádání, ve kterém jsou předpínací kabely umístěny mimo mostovku, místo klasického umístění uvnitř stěn u komorových trémových mostů, je považován francouzský inženýr Jacques Mathivat. Toto uspořádání předpínacích kabelů poprvé použil pro návrh viaduktu Arrêt-Darré (Obr. 5.1) v roce 1988 a pojmenoval ho extradosed [2]. Tento návrh ale nakonec nebyl zrealizován.



Obr. 5.1: Návrh viaduktu Arrêt-Darré [3]

Mathivat se při návrhu viaduktu inspiroval švýcarským mostem Ganterbrücke, jehož předpínací kabely jsou vyvedeny nad mostovku v betonové stěně. Autorem tohoto mostu je švýcarský inženýr Christian Menn. Výstavba byla dokončena v roce 1980 a je tak prvním postaveným mostem tohoto typu. [4] [5]

V některých zdrojích se ale jako první zhotovený most s extradosed předpětím uvádí japonský most Odawara Blueway (Obr. 5.2), postavený v roce 1994. Mennův most Ganterbrücke je díky betonovým stěnám řazen do konstrukčního typu mostů Cable - Panel [6] [7]. I přesto, že označení mostu Ganterbrücke jako extradosed mostu je uváděno různě, byl tento most při vzniku tohoto konstrukčního systému velmi významný. „Dá se říct, že Mathivat dokončil Mennův původní koncept a pojmenoval předpětí „extradosed prestressing“, na rozdíl od „staycables“.“ [5]

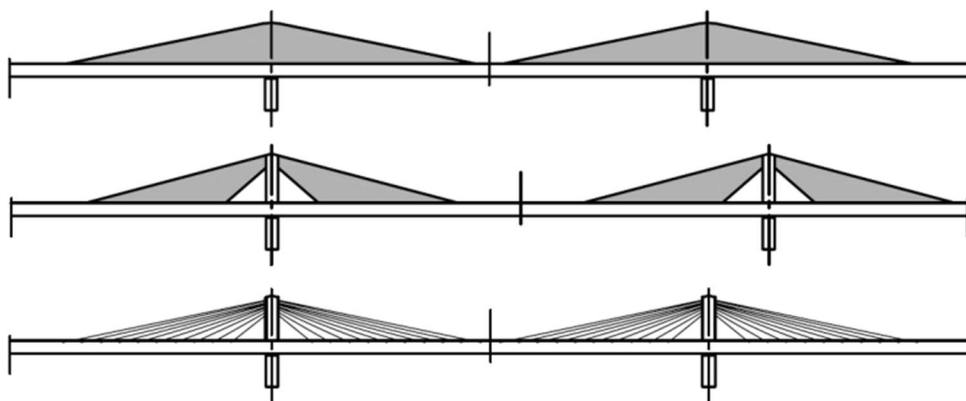


Obr. 5.2: Most Odawara Blueway [3]



Obr. 5.3: Most Ganterbrücke [8]

Kromě konstrukce Cable-Panel jsou dalším konstrukčním typem mostů s vedením předpětí v betonových stěnách nad mostovkou mosty typu Finback. Porovnání konstrukčních typů Finback, Cable-Panel a extradosed je patrné z Obr. 5.4. Hlavní rozdíl mezi těmito konstrukcemi spočívá v tuhosti, která je s použitím betonových stěn vyšší. Typ Finback působí jako trámový most z předpjatého betonu, jehož náběhy jsou umístěny nad mostovkou a ne pod ní, jak tomu bývá u klasických trámových mostů. U typu Cable-Panel slouží betonová stěna spíše jako pasivní ochrana kabelů. Konstrukce s betonovými stěnami jsou sice tužší, ale na druhou stranu nelze vyměnit předpínací kabely v průběhu životnosti mostu a výstavbou stěn se stává konstrukce nákladnější. [6]



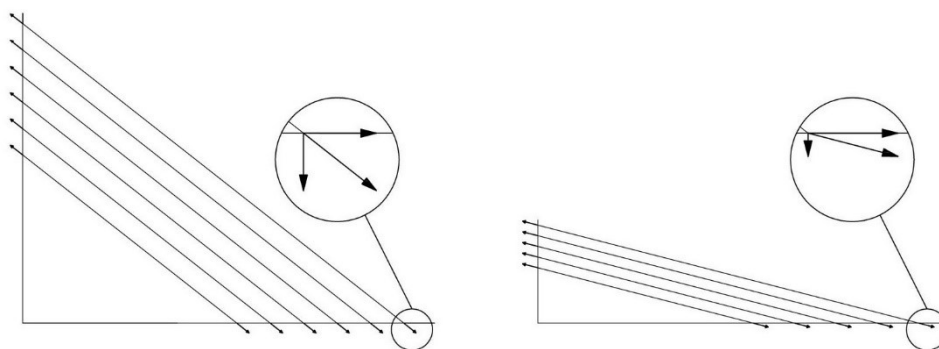
Obr. 5.4: Konstrukční typy mostů (shora) Finback, Cable-Panel a Extradosed [6]



Obr. 5.5: Most typu Finback – Barton Creek Boulevard Bridge, USA [9]

5.2 Princip extradosed mostů

Extradosed mosty jsou jakýmsi přechodným typem mezi dvěma konstrukčními typy mostů a to mezi mosty trémovými a zavěšenými. Hlavním principem extradosed předpětí je vyvedení kabelů ven z mostovky, čímž se zvětší excentricita předpínacích sil. Zvětšením excentricity se předpětí stává účinnějším a generuje větší ohybové momenty, které působí proti zatížení [10]. Vyvedením kabelů nad průřez mostovky připomíná vzhled extradosed konstrukce spíše zavěšený most. Díky funkci kabelů, jakožto předpínacích, ale působí staticky jako trémový most. Pylony extradosed mostů mají v porovnání s mosty zavěšenými malou výšku a kabely s konstrukcí svírají malý úhel. Dojde tím ke snížení vertikální složky síly v kotvení kabelu [5] [11]. Na rozdíl od toho, u zavěšených mostů je primární úlohou kabelů působit jako pružná podpora vyvozující vertikální reakci [4].

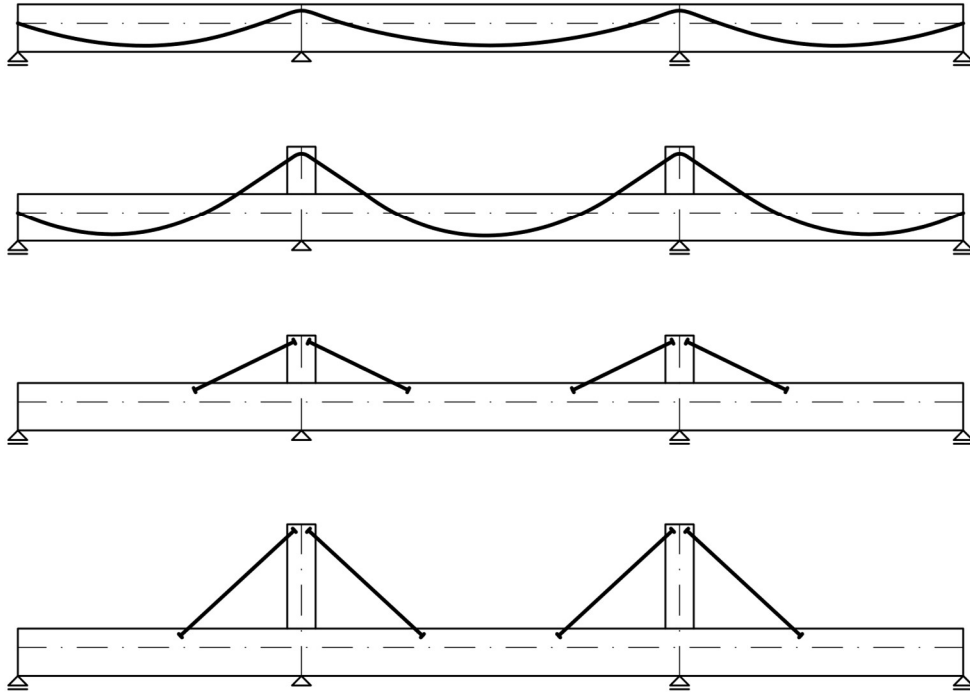


Obr. 5.6: Složky síly v kabelech zavěšených mostů (vlevo) a extradosed mostů (vpravo) [3]

Mostovky extradosed mostů jsou tužší a přenášejí významnou část zatížení. Mostovky u lanových mostů mají malou tuhost ve srovnání s podpěrami, které nesou většinu zatížení [11]. S tím souvisí i malé kolísání napětí v extradosed kabelech, které způsobuje proměnné zatížení, protože to na pilíře přenáší hlavně nosník [5]. Díky malému kolísání napětí mohou být kabely namáhány na relativně vysokou úroveň, podobně jako u předpjatých trémových konstrukcí [4].

Vlivem vývoje a zvětšováním rozpětí extradosed konstrukcí došlo k částečné modifikaci, která se liší od prvotní koncepce. Původní myšlenkou extradosed konstrukce je, že externí předpínací kabely jsou ohnuty u pylonu. Pylon je pevně připevněn k nosníku, funguje jako deviátor a je umístěn nad podpěrou s ložisky. Konstrukční systém by měl být v podstatě nosník. Nejsou to tedy samostatné sloupy, ke kterým lze kabely kotvit. Další charakteristikou původního konceptu je snaha používat průběžné kabely po celé délce mostu. To má výhodu v tom, že umožňuje plynulé předpínání a má důležitý přínos pro snížení počtu ukotvení předpínacích kabelů. Mnoho dnešních extradosed

mostů nemá extradosed kabely průběžné, ale kotvené na jednom konci v pylonu a na druhém v nosníku. Kabelový systém navíc v původní myšlence nesloužil k přímému přenášení zatížení, pouze do konstrukce vnášel předpětí. Mnoho dnešních extradosed mostů nemá pylony přímo spojeny s nosníkem, ale jsou tvořeny prodloužením pilířů nad mostovku. Vznikla tak konstrukce, která je něco mezi původní extradosed koncepcí a konstrukcí zavěšenou. [10]



Obr. 5.7: Vedení kabelů v konstrukci (shora) trémové, extradosed – původní, extradosed – modifikované, zavěšené

V návaznosti na předchozí odstavec se dnešní extradosed mosty můžou také rozdělit dle relativní tuhosti mezi mostovkou a kabely, do dvou návrhových koncepcí. První koncepcí je použití výrazně tuhé mostovky a kabelového systému s konvenčním předpínacím kotvením. Konvenční předpínací systém lze použít, protože kolísání napětí v předpínacích kabelech je díky velké tuhosti mostovky malé. Tím pádem je i menší riziko porušení únavou, důsledkem dopravního zatížení. Tato koncepce si je, co se týče tuhosti, blízká s původní myšlenkou Mathivata a je použita např. u již zmíněného mostu Odawara Blueway. [12] [13] V případě této koncepce jde omezit napětí až na hodnotu $0,6 \cdot f_{puk}$ [10] [4] [5] [12] [11] [13].

Druhá koncepce spočívá v použití poddajné mostovky a štíhlých podpěr. Funkce kabelů si je v tomto případě bližší s působením kabelů u zavěšené konstrukce. Kabely jsou více účinné v podporování mostovky a přenášení proměnného zatížení, tedy i kotvy jsou více náchylné k únavě. Kvůli tomu by mělo být napětí omezeno na hodnoty podobné

těm, u zavěšených mostů, což je hodnota $0,45 \cdot f_{pu}$ [4] [5] [11] [13]. Tato koncepce je využita v návrhu mostu Sunniberg (Obr. 5.8), jehož autorem je švýcarský inženýr Menn [12] [13].

Informace, které jsou k dispozici v případě mostů v souladu s druhým přístupem poddajné mostovky a štíhlých podpěr, jsou omezené. Publikací o chování a návrhových kritériích takových mostů je málo. Málo je i takových postavených konstrukcí. [13]

Obecně je pro extradosed konstrukce stanoven výše zmíněný poměr tuhosti (β). Odhadem by se tento poměr měl pohybovat kolem 30%. [5]

$$\beta = \frac{\text{svislé zatížení přenášené kabely extradosed}}{\text{celkové svislé zatížení}} \cdot 100 [\%] \quad [5] \quad (5.1)$$



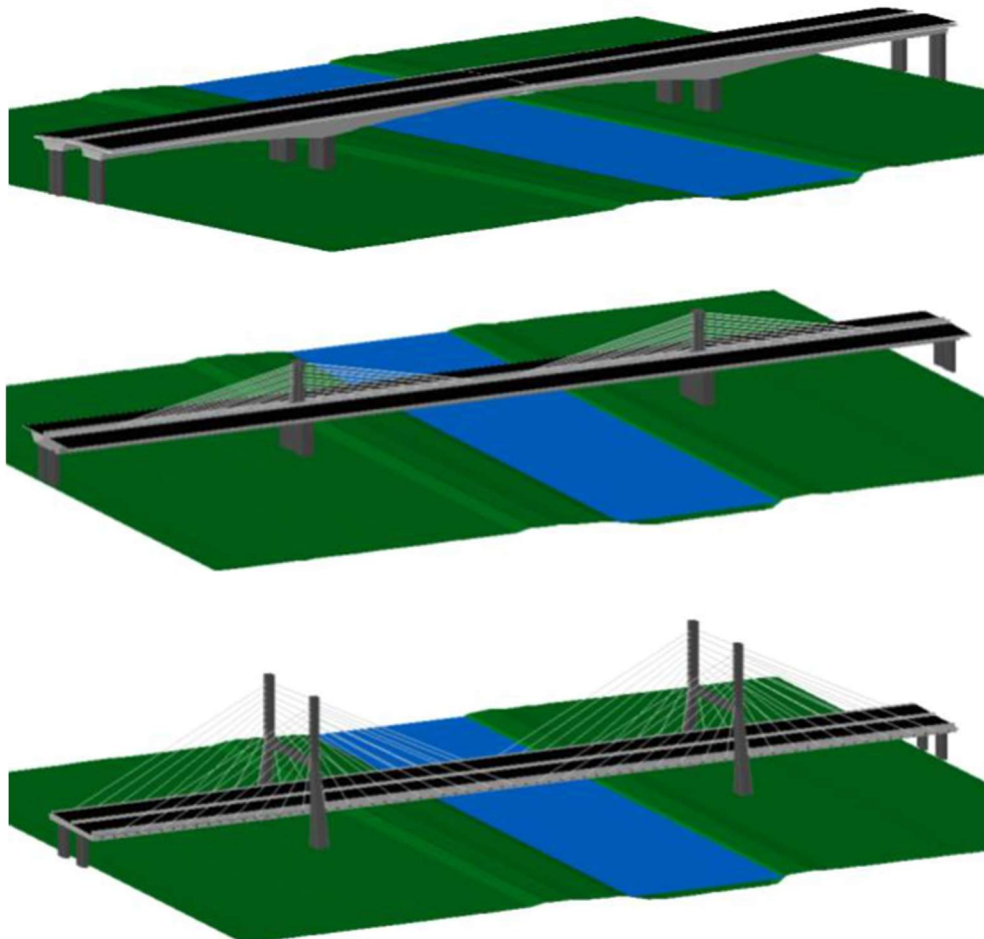
Obr. 5.8: Most Sunniberg [14]

Tab. 5.1: Porovnání základních charakteristik [6]

	Trámový	Extradosed	Zavěšený
Schéma konstrukce			
Schéma kabelu			
Schéma posouvající síly			
Maximální dovolené napětí	-	$0,60 \cdot f_{pu}$	$0,45 \cdot f_{pu}$

5.3 Porovnání typů konstrukčních řešení

Extradosed mosty jsou přechodným řešením mezi mosty trémovými a zavěšenými, jak již bylo popsáno v předchozí podkapitole. Proto jsou mosty extradosed porovnávány právě s těmito typy mostů.



Obr. 5.9: 3D modely porovnávaných konstrukcí [5]

Jak již bylo zmíněno, extradosed mosty mají nižší pylony a menší sklon externích kabelů, než mosty zavěšené. Nižší výška pylonů znamená i méně komplikovanou výstavbu a nižší cenu [5] [15] [16]. U extradosed mostů není potřeba kotvit externí kabely v každém pylonu, na rozdíl od mostů zavěšených. Naopak, pokud kabely procházejí pylony bez přerušení, stává se konstrukce kompaktnější, je potřeba méně kotev a podporuje se spojitý charakter předpětí [10]. Proměnné zatížení nezpůsobuje u extradosed mostů tak velké kolísání napětí v kabelech, tudíž není konstrukce tolik náchylná k únavě a lze použít konvenční předpínací kotvení [10] [5]. Díky vyšší účinnosti předpětí si pro extradosed mosty můžeme dovolit navrhnout menší výšku nosné konstrukce, než u trémových mostů [5]. Díky vysoké tuhosti není třeba upravovat v průběhu výstavby předpínací síly v kabelech, jako u zavěšených mostů [4]. Konstrukce extradosed se více hodí v případě nízké únosnosti zemin, než trémová konstrukce [16].

Za další podstatnou výhodu extradosed mostů je považována jejich estetika, která je v porovnání s trámovou konstrukcí atraktivnější. Dle výzkumů v [5] [15] [16] jsou náklady na zhotovení v zásadě stejné, jako náklady na trámový most.

Nevýhodami extradosed mostů jsou vyšší požadavky na údržbu v porovnání s trámovými mosty, protože kabely musí být periodicky kontrolovány [4]. Jelikož extradosed kabely neplní hlavní funkci podporování mostovky, jako závěsy u zavěšených mostů, působí seismické síly výrazněji na konstrukční prvky mostů extradosed [16].

V častých případech, zejména jedná-li se o mosty s dlouhým rozpětím, jsou mosty navrženy jako půdorysně zakřivené. Pokud je tomu tak, může být konstrukce výrazně namáhána kroucením, což vyžaduje použití torzně tuhého průřezu nosníku. Pro extradosed mosty je hojně používán trámový komorový nosník, který je z hlediska torzní tuhosti vhodný. Zakřivenému půdorysu se tedy extradosed konstrukce může přizpůsobit bez zvláštních uvážení. Kabely extradosed konstrukce nesahají až do poloviny rozpětí, ale zasahují pouze přes určitou oblast. Konflikty geometrie jsou tedy u půdorysně zakřivených mostů minimalizovány. [4]

I přesto, že je v dnešní době postaveno odhadem 200 mostů typu extradosed, neexistuje pro ně žádná obecně přijímaná definice. Kromě Japonska neexistují ani pravidla, nebo normy poskytující konstrukční standardy pro tento typ konstrukce. Díky vizuální podobnosti se zavěšenými mosty a neexistenci přesné definice, je u některých mostů velmi těžké správně je zařadit [6]. Důkazem toho může být i most přes Labe u města Nymburk na silnici I/38, který je uváděn jako zavěšený i extradosed, v závislosti na zdroji.

V následujících kapitolách jsou shrnuty nasbírané informace a varianty hlavních konstrukčních prvků extradosed mostu.



Obr. 5.10: Most přes Labe u města Nymburk [17]

5.4 Rozpětí

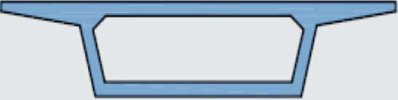
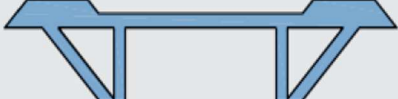

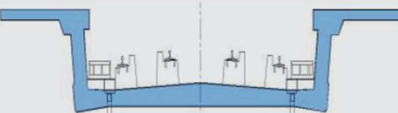
Extradosed mosty se možným rozpětím hlavního pole řadí mezi trémové a zavěšené mosty. Rozpětí hlavního pole v rozmezí 100 až 200 m je dle zkušeností pro tento druh konstrukce typické, ovšem řada dnes již postavených mostů je nad i pod tímto rozsahem [4] [16].

Nejčastěji se extradosed konstrukce používá pro mosty o třech polích s tím, že prostřední pole má největší rozpětí (hlavní rozpětí) a krajní pole mají rozpětí menší (vedlejší rozpětí). Poměr délky rozpětí mezi hlavním a vedlejšími má vliv na momenty v nosníku a pylonu a změny napětí v extradosed kabelech. Pro extradosed mosty s tuhou mostovkou doporučil Chio Cho [18] poměr hlavního rozpětí k vedlejšímu mezi 0,4 a 0,6. Dle Kasugy [19] je tento poměr vhodný od 0,6 do 0,8, aby se vyrovnal ohybový moment v nosníku a aby nedocházelo k výrazným průhybům. Pokud tyto poměry nemohou být dodrženy, např. v závislosti na místních omezeních, lze ho bez výrazných dopadů přizpůsobit [4].

5.5 Nosníky

Čtyři hlavní typy průřezů a jejich charakteristiky, jsou uvedeny v Tabulce 2. Nejčastěji používaným nosníkem pro extradosed mosty je trámový komorový nosník. Tento průřez je vhodný z hlediska torzních a smykových nároků. [4]

Tab. 5.2: Průřezy nosníků a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Komorový nosník		<ul style="list-style-type: none"> - Vysoká torzní tuhost - Menší výška nosníku - Dobrá odolnost proti větru - Umožňuje větší šířky mostovky - Snadná údržba
Nosník se vzpěrami		<ul style="list-style-type: none"> - Malá hmotnost - Aerodynamický tvar - Vhodné pro dvě roviny kabelů - Vhodné pro konstantní výšku nosníku
Postranní nosníky		<ul style="list-style-type: none"> - Malá hmotnost - Malá torzní tuhost - Vhodné pro dvě roviny kabelů - Jednoduchá konstrukce
Nosník tvaru "U"		<ul style="list-style-type: none"> - Malá hmotnost - Malá torzní tuhost - Vhodné pro dvě roviny kabelů - Používáno výjimečně pro metro nebo železniční mosty

Mathivat [2] navrhl optimální výšku nosníku jako $1/30$ až $1/35$ délky hlavního rozpětí, pro konstantní výšku průřezu [4] [11]. Pro proměnnou výšku průřezu navrhuje Komiya [20] výšku průřezu v místě pilíře $1/35$ a uprostřed rozpětí $1/55$ délky hlavního rozpětí. Chio Cho [18] navrhuje poměry $1/30$ v místě pilíře a $1/45$ uprostřed rozpětí [11]. Studované mosty v [5] mají pro nosník shodné poměry, jako jsou uvedeny. Dále je uvedeno, že u mostů s delším rozpětím (blížící se 300 m) někteří autoři navrhli vyšší štíhlost. Ta dosahuje přibližně $1/100$ délky hlavního rozpětí, což je typická hodnota pro zavěšené konstrukce [5].

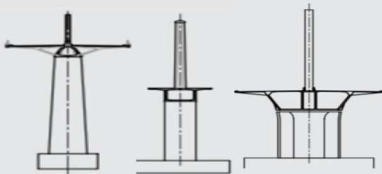
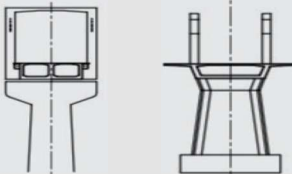
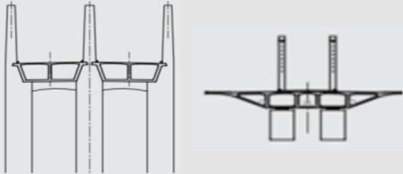
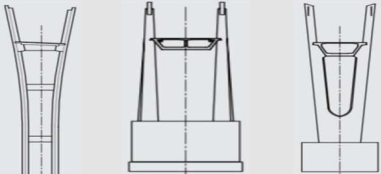
5.6 Pilíře a pylony

Pilíře přenášejí vnitřní síly z nosníků a pylonu do základů. Podoba pilířů závisí hlavně na druhu spojení pilíře, pylonu a nosníku. Toto spojení je u extradosed mostů složité, je namáháno významným napětím a je potřeba ho pečlivě analyzovat [4]. Je blíže popsáno v podkapitole 5.7.

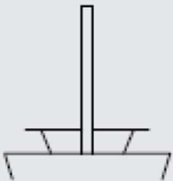
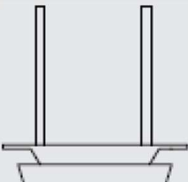
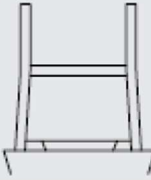

Konstrukce pilíře ovlivňuje chování mostu více, než konstrukce pylonu. Při uložení nosníku na ložiskách je v pilířích ohybový moment minimální. Pokud je spojení nosníku a pilíře tuhé, je ohybový moment v pilíři větší, ale napětí v kebelech menší, což umožňuje štíhlejší nosník. [4]

Hlavní typy pilířů a jejich charakteristiky jsou uvedeny v Tabulce 3, typy pylonů a jejich charakteristiky jsou uvedeny v Tabulce 4.

Tab. 5.3: Typy pilířů a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Stěnové pilíře s jednoduchým pylonem		<ul style="list-style-type: none"> - Nejekonomičtější pro extradosed mosty - Je-li požadována kontinuita více rozpětí, systém může být flexibilnější použitím dvojice pilířů
Stěnové pilíře s více pylony		<ul style="list-style-type: none"> - Použitím dvojice pilířů může být systém flexibilnější - Mostovka může být zapuštěna, nebo podepřena na ložiskách
Členěný pilíř s více pylony		<ul style="list-style-type: none"> - Pokud jsou tři roviny kabelů podepřeny třemi pylony, jsou ideálním řešením tři pilíře - Členěné pilíře mají větší odolnost proti seizmickému zatížení
Dvojitý prodloužený pilíř tvořící pylon		<ul style="list-style-type: none"> - Pokud jsou dvě roviny kabelů podepřeny dvěma pylony, jsou vhodné dva pilíře - Členěné pilíře mají větší odolnost proti seizmickému zatížení

Tab. 5.4: Typy pylonů a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Jeden pylon		<ul style="list-style-type: none"> - Axiální vedení kabelů ve středu nosníku - Malá tuhost pylonu v příčném směru - Nenarušený výhled na jednu stranu
Dva pylony		<ul style="list-style-type: none"> - Dvě roviny kabelů na okrajích mostovky - Malá tuhost pylonu v příčném směru - Vhodné pro menší rozpětí a výšku pylonů
Rámový pylon		<ul style="list-style-type: none"> - Dvě roviny kabelů na okrajích mostovky - Vysoká tuhost v příčném směru - Vhodné pro velká rozpětí a výšku pylonů
Pylon tvaru "A"		<ul style="list-style-type: none"> - Dvě nakloněné roviny kabelů - Vyšší tuhost v příčném směru - Vyžaduje větší šířku pilíře - Komplikovanější výstavba pylonů

Návrhové hodnoty, jako je sklon kabelů, podíl zatížení mezi mostovkou a kabely a kolísání napětí v kabelech pod proměnným zatížením, určuje výška pylonu. Ekonomická výška pylonu je omezena, protože i když náklady na kabely s vyšší výškou pylonu klesají, náklady na pylon rostou. S vyšší výškou pylonu také dochází ke zvětšování svislé síly v kabelech a v určitém okamžiku bude větší než síla vodorovná. To znamená, že se most začíná chovat spíše jako zavěšený, než jako extradosed [4].

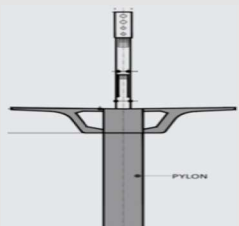
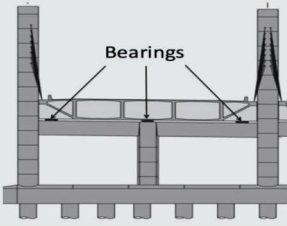
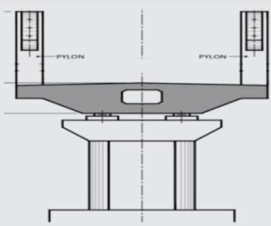
Dle Mathivata [2] je optimální výška pylonu $1/15$ délky hlavního pole [4]. Komiya [20] navrhuje výšku pylonu mezi $1/8$ a $1/12$ délky hlavního rozpětí a Chio Cho [18] navrhuje, aby výška pylonu nepřesáhla $1/10$ hlavního rozpětí, což odpovídá sklonu kabelu 15 stupňů [5]. Tento úhel by měl být mezi 15 až 18 stupni [4].

5.7 Typy spojení pylon, nosník a pilíř

Toto spojení je u extradosed mostů složité, je namáháno významným napětím a je potřeba ho pečlivě analyzovat. Existují dva základní typy, prvním typem je rámové spojení, které je vhodnější z hlediska hospodárnosti. Druhým typem je uložení nosníku na ložiskách, působí tak jako spojitý nosník. [4]

Typy spojení pylon, nosník, pilíř a jejich charakteristiky jsou uvedeny v Tabulce 5.

Tab. 5.5: Typy spojení pylon, nosník, pilíř a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Celkové tuhé spojení		- Monolitické spojení pylonu, pilíře i nosníku
		- Bez ložisek - Při zemětřesení malá deformace, ale velké namáhání spoje
Průběžný nosník		- Monolitické spojení pylonu a pilíře, nosník na ložiskách
		- Reakce se přenáší do pilířů - Malá velikost ložisek - Během výstavby musí být zamezeno pohybu ložisek - Spojení pilíře a pylonu přenáší seizmické síly
		- Monolitické spojení pylonu a nosníku, uložené na ložiskách
		- Reakce se snadno přenáší do pilířů - Tuhé spojení pylonu a nosníku vyžaduje větší průřez - Větší ložiska - Během výstavby musí být zamezeno pohybu ložisek - Malé síly od zemětřesení v mostovce

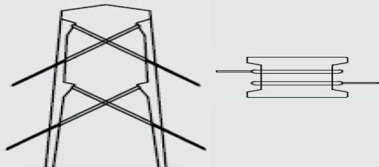
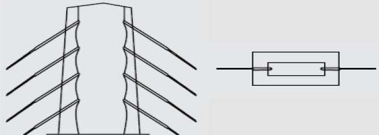
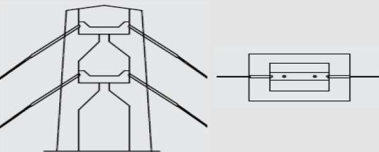
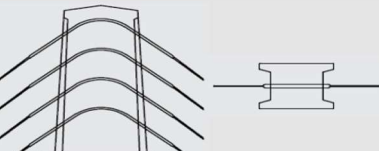
5.8 Druhy kotvení kabelů na pylonu

Existují dva základní typy kotvení kabelů v pylonu. Princip prvního typu kotvení je, že z každé strany jsou vyvedeny kabely, které jsou ukotvena a končí v pylonu. Při použití druhého typu kotvení kabely kontinuálně prochází přes pylon. Druhá varianta se více blíží původní koncepci extradosed mostů.

Druhy kotvení kabelů a jejich charakteristiky jsou uvedeny v Tabulce 6.

„Rozteč kotvení a vzdálenost jeho součástí se určuje podle typu kabelového systému, místa výroby (předvýroba nebo výroba na místě), materiálu a tvaru dílů kotvení (betonové a ocelové díly, přípravky atd.).“ [4]

Tab. 5.6: Druhy kotvení kabelů v pylonech a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Kabely jsou kotveny samostatně		
Kabely se kříží		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely se před ukotvením v pylonu kříží - Ověřená technologie - Nezbytné kontroly torzní stability
Samostatné kotvení		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely se nekříží, jsou ukotveny ke stěně pylonu - Tahová napětí od kotvených kabelů přenášejí ocelové plechy, nebo předepjaté kabely - Vzdálenosti mezi kotvami mohou být malé - Snadná údržba
Kabely jsou spojeny		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely se navzájem nekříží - Ocelový plech přenáší tahové síly - Snadná údržba - Jsou nutné větší průřezy
Kabely prochází pylonem bez přerušení		
Osedlání		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely jsou průběžné, kotveny pomocí sedel - Významné třecí síly - Vzdálenosti mezi kotvami mohou být malé - Šířka pylonu omezena v závislosti na poloměru sedla

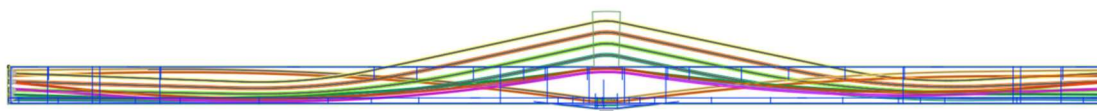
5.9 Předpínací kabely v extradosed mostech

Jak už bylo uvedeno v předchozích kapitolách, u extradosed mostů je úlohou kabelů působit jako vnější předpínací výztuže a poskytovat předpětí mostovky.

Protože jsou kabely, díky malé excentricitě nad pilíři, vystaveny nízkému únavovému namáhání, lze je kotvit na stejnou úroveň, jako tradiční předpětí. Pokud je změna napětí v kabelech menší než 80 MPa, lze je nazvat jako extradosed kabely. [4]

Trasa předpínacích kabelů je jednou z nejdůležitějších charakteristik extradosed mostu. Vnitřní části kabelů nejčastěji sledují parabolický tvar druhého stupně, vnější části kabelů jsou rovné linie. [10]

S použitím extradosed předpínacích kabelů se objevuje zásadní problém. Protože žádná forma extradosed předpětí není schopna eliminovat tahové namáhání betonu, musí být konstrukce doplněna o další kompresi. Přídavná komprese je většinou zajištěna centrálním předpětím, které musí být symetrické a nosník musí pojmout přidaná kotvení. Může být také použit vlnový průběh přidaného předpětí, dokonce i proti extradosed kabelům, viz Obr. 5.11. [10]



Obr. 5.11: Schéma předpínacích kabelů [10]

Kabely používané pro extradosed předpětí jsou neadhezivního typu, chráněné pryskyřicí nebo voskem a nevyžadují dodatečnou injektáž. Tento typ kabelu je vhodnější z hlediska zachování rovného tvaru externí části. [10]




S roustoucím rozpětím se snižuje množství běžné předpínací oceli a extradosed předpětí nabývá na významu. I přesto však má pomocné předpětí největší podíl na celkovém množství předpětí, což potvrzuje charakter extradosed mostů, jakožto systému betonových předpjatých nosníků a ne nosníků podepřených kabely. [10]

Nejčastěji je výstavba nosníku provedena konzolovou metodou. Na to je nutné při návrhu předpětí brát ohled, tedy po kolika segmentech mají být kabely kotveny. [4]




„Extradosed kabely by měly být světlé barvy, aby se zabránilo velkému teplotnímu rozdílu mezi nimi a mostovkou.“ [5]

Pokud jde o uspořádání kabelů, existují tři typy. Uspořádání vějířové, uspořádání harfové a jejich kombinace, uspořádání polovějířové. Tato uspořádání a jejich charakteristiky jsou uvedeny v Tabulce 7. Externí předpínací kabely mohou být na mostě použity ve více rovinách, to je blíže popsáno v Tabulce 8.

Tab. 5.7: Typy uspořádání extradosed kabelů a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Vějíř		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely jsou kotveny v horní části pylonu - Složitá konstrukce kotvení v horní části - Dokončení pylonu před stavbou nosníku - Velká koncentrace sil - Pylon je třeba ověřit na vzpěr - Vzhledem ke strmému úhlu působí kabely spíše jako u zavěšeného mostu
Polovějíř		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely jsou kotveny po celé výšce pylonu - Kombinací typů vějíře a harfy - Vzhledem k mírnějšímu úhlu působí kabely spíše jako předpínací - Větší rozestupy kotev než u typu vějíře, méně komplikované kotvení
Harfa		<ul style="list-style-type: none"> - Kabely jsou kotveny po celé výšce pylonu a jsou rovnoběžné - Pylon a nosník lze konstruovat současně - Méně náchylné na vibrace při zemětřesení - V důsledku smršťování může docházet k významným změnám sil v kabelech - Vnáší do nosníku větší předpínací síly

Tab. 5.8: Kabely s různým počtem rovin a jejich charakteristiky (převzato [4])

Typ	Příčný řez	Charakteristiky
Jedna rovina kabelů		<ul style="list-style-type: none"> - Pro menší šířky mostovky - Z hlediska torzní tuhosti vhodný pro komorové nosníky - Otevřený výhled z mostu
Dvě roviny kabelů		<ul style="list-style-type: none"> - Pro větší šířky mostovky - Vhodný pro postranní nosníky a nosníky se vzpěrami - Vyšší torzní odolnost díky více rovinám kabelů
Více rovin kabelů		<ul style="list-style-type: none"> - Pro mostovky velmi velkých šířek - Většinou v kombinaci se členěnými pilíři - Vyšší torzní odolnost díky více rovinám kabelů

5.10 Oblast podporovaná kabely

Kabely extradosed mostů nezasahují až do poloviny hlavního rozpětí a u vějířového a polovějřířového uspořádání, až ke kotevním pylonům. Jsou umístěny pouze na vymezené oblasti. [4]

Chio Cho [18] uvedl, aby první kabely byly upevněny ve vzdálenosti 0,18 až 0,25 délky hlavního rozpětí od pylonu. Mathivat, tuto vzdálenost navrhl jako 0,1 délky hlavního rozpětí od pylonu. Podle Komiya [20] by vzdálenost prvního kabelu od pylonu měla být v rozmezí 0,14 až 0,24 délky hlavního rozpětí od pylonu. [11]

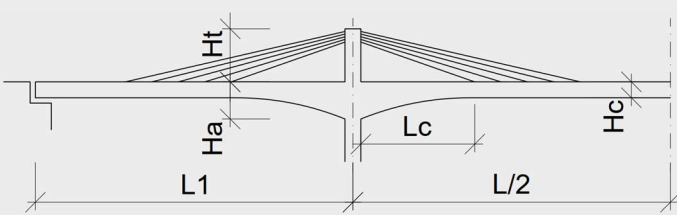
5.11 Shrnutí empirických vztahů

V předchozích podkapitolách 5.4 až 5.10 jsou popsány doporučené empirické vztahy pro extradosed mosty, dle vybraných autorů. Pro přehlednost jsou tyto hodnoty shrnuty v Tabulce 9.

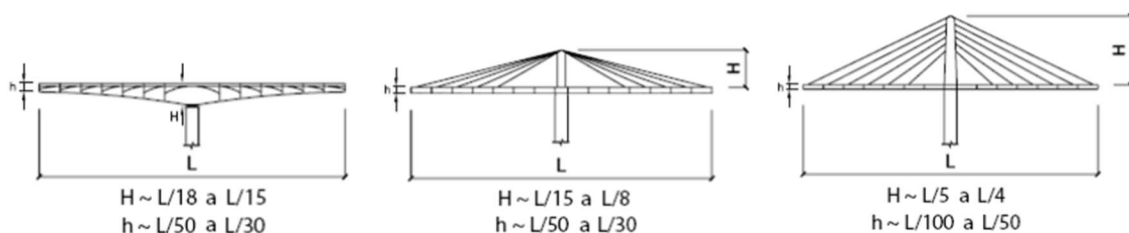
Na Obr. 5.12 je uvedena základní empirie extradosed mostů v porovnání s mosty trámovými a zavěšenými.

V Tabulce 10 jsou shrnuty navržené rozměry vybraných stávajících mostů.

Tab. 5.9: Empirické vztahy vybraných autorů (převzato [12])



Autor	$L1/L$	Ht/L	Hc/L	Ha/L	Lc/L
Mathivat	-	1/15	1/35 - 1/30	-	0,1
Komiya	-	1/12 - 1/8	1/55	1/35	0,14 - 0,24
Chio Cho	$\leq 0,6$	1/10	1/45	1/30	0,18 - 0,25
Dos Santos	0,6 - 0,65	1/10	1/33	-	-



Obr. 5.12: Porovnání základních empirických vztahů [5]

Tab. 5.10: Navržené rozměry vybraných postavených mostů (na základě informací z [21])

Název mostu	Země	Dokončení	L [m]	L1 [m]	L1/L [-]	Ht [m]	Ht/L [-]	Hc [m]	Hc/L [-]	Ha [m]	Ha/L [-]
Aam Bridge	Jižní Korea	2009	140	84	0,60	18	1/8	3	1/47	4,5	1/31
Akatonbo Bridge	Japonsko	2004	122	88,3	0,72	16,5	1/7	3,5	1/35	-	-
Andalucia Bridge	Španělsko	2004	114	40	0,35	28	1/4	2,3	1/55	-	-
Arrah-Chhapra Bridge	Indie	2017	120	60	0,50	18	1/7	3,17	1/38	-	-
Bohumín road Bridge	ČR	2011	70	30	0,43	13	1/5	1,5	1/47	-	-
Bridge of the EU	Polsko	2006	80	60	0,75	10,3	1/8	2,6	1/31	-	-
Changzhou canal Bridge	Čína	2003	120	70,2	0,59	31	1/4	2,6	1/46	4,1	1/29
Choqueyapu Bridge	Bolívie	2010	92,5	52,5	0,57	*	*	2,1	1/44	3,5	1/27
Chowol Bridge	Jižní Korea	2014	100	55	0,55	39,1	1/3	4	1/25	5,5	1/18
Deba River Bridge	Španělsko	2003	66	40	0,61	3	1/22	2,5	1/26	-	-
Fudo Bridge	Japonsko	2010	155	125	0,81	13,5	1/12	5	1/31	6	1/26
Ganter Bridge	Švýcarsko	1976	174	127	0,73	17,4	1/10	2,5	1/70	5	1/35
Geum-Ga Grand Bridge	Jižní Korea	2007	125	85,4	0,68	8,85	1/14	*	*	-	-
Golden Ears Bridge	Kanada	2009	242	121	0,50	40	1/6	2,7	1/90	4,5	1/54
Harpe bru	Norsko	2015	100	60	0,60	16,3	1/6	*	*	-	-
Himi Bridge	Japonsko	2004	180	91,8	0,51	19,9	1/9	4	1/45	-	-
Homeland Bridge	Chorvatsko	2006	120	72	0,60	16,5	1/7	3,55	1/34	-	-
Hozu Bridge	Japonsko	2001	100	76	0,76	10	1/10	2,8	1/36	-	-
Huiqing Bridge	Čína	2006	220	133	0,60	30	1/7	3,5	1/63	7,5	1/29
Jia Yue Bridge	Čína	2010	250	145	0,58	32	1/8	5	1/50	-	-
Jiyang Bridge	Čína	2008	216	190	0,88	20	1/11	4	1/54	6,5	1/33
Kantutani Bridge	Bolívie	2010	114	55	0,48	*	*	2,1	1/54	3,5	1/33
Keong-An Bridge	Jižní Korea	2013	130	70	0,54	40	1/3	*	*	-	-
Korong Extradosed Bridge	Maďarsko	2004	-	62	-	*	*	1,6	1/39	-	-
Koror-Babeldaob Bridge	Japonsko	1997	247	82	0,33	*	*	3,5	1/71	7	1/35
Kwidzyn Bridge	Polsko	2013	204	130	0,64	17,2	1/12	3,5	1/58	-	-
Mszana A1 Motorway B.	Polsko	2014	130	60	0,46	15,1	1/9	2,6	1/50	4	1/33
New Europe Bridge	Bulharsko	2013	180	124	0,69	*	*	3,4	1/53	-	-
North Arm Bridge	Kanada	2009	180	139	0,77	*	*	3,4	1/53	-	-
Odawara Blueway Bridge	Japonsko	1994	122	74	0,61	10,7	1/11	2,2	1/55	3,5	1/35
Orkojahaira Bridge	Bolívie	2010	103	65,5	0,64	*	*	2,1	1/49	3,5	1/30
Ostróda Motorway Bridge	Polsko	2017	206	133	0,64	22,9	1/9	4,04	1/51	6,04	1/34
Pont de Saint-Rémy	Francie	1996	-	52,5	-	*	*	2,15	1/25	-	-
Ponte dos Socorridos	Portugalsko	1993	106	85	0,80	*	*	2,2	1/48	3,5	1/30
Považská Bystrica Viaduct	Slovensko	2010	122	71	0,58	14,1	1/12	4,7	1/26	6	1/20
Puente Barra Vieja	Mexiko	2016	220	90	0,41	18,5	1/12	3,1	1/71	-	-
Puh Bridge	Slovinsko	2007	100	65	0,65	8,5	1/12	2,7	1/37	-	-
Pyeongyeo 2 Bridge	Jižní Korea	2005	120	65	0,54	10,5	1/11	2,7	1/45	3,5	1/34
Qiancao Bridge	Čína	2012	248	128	0,52	31	1/8	3,8	1/65	9	1/28
Rio Branco Third Bridge	Brazílie	2006	90	54	0,60	27,5	1/3	2	1/45	2,5	1/36
River Erne Bridge	Irsko	2013	69,5	36,2	0,52	16	1/4	2,53	1/28	-	-
S7 Mottawa River Bridge	Polsko	2012	135	77,5	0,57	26	1/5	3,2	1/42	-	-
Shikari Bridge	Japonsko	2000	140	94	0,67	10	1/14	3	1/47	6	1/23
Shin-Meishin Mukogawa B.	Japonsko	2017	100	72,8	0,73	8,5	1/12	4	1/25	-	-
Sunniberg Bridge	Švýcarsko	1998	140	65	0,46	8,8	1/16	*	*	-	-
Third Narmada Bridge	Indie	2017	144	96	0,67	18	1/8	4	1/36	-	-
Tongan Yinhu Bridge	Čína	2002	-	80	-	30,3	1/3	2,4	1/34	3,8	1/21
Tsukuhara Bridge	Japonsko	1998	180	*	*	16	1/11	3	1/60	5,5	1/33
Yaro Bridge	Jižní Korea	2016	190	105	0,55	27,3	1/7	4	1/48	7	1/27
Zhangzhou Zhanbei Bridge	Čína	2001	132	80,8	0,61	16,5	1/8	2,4	1/55	3,8	1/35

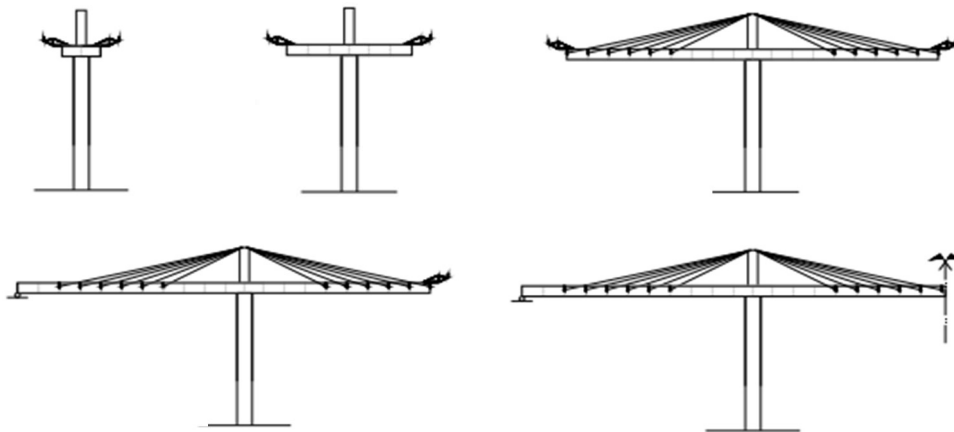
* údaj nebyl nalezen

- most nemá proměnnou výšku nosníku

5.12 Výstavba

Nejčastěji používaná výstavba pro extradosed mosty, je výstavba letmou montáží nebo letmou betonáží. Postup výstavby je následující:

1. Provedení pilíře a pylonu, výstavba podpůrné konstrukce a prvního segmentu.
2. Provedení zbývajících segmentů, až po první segment s kabely.
3. Konstrukce segmentů s kabely, až po poslední segment s kabely.
4. Konstrukce zbývajících segmentů, až po uzavírací segment nad opěrou.
5. Konstrukce zbývajících segmentů, až po uzavírací segment v poli.



Obr. 5.13: Hlavní fáze výstavby [12]

Pro porovnání rychlosti výstavby extradosed konstrukcí a trémovou konstrukcí slouží následující Tabulka 11.

Tab. 5.11: Rychlost výstavby trémového a extradosed mostu (převzato) [12]

Trvání	Činnost	Schéma
1 den	- Napínání předpínacích kabelů a kabelů extradosed - Odbednění - Posunutí betonážního vozíku	<p>Vlevo trémový most, vpravo most extradosed</p>
3 dny	- Umístění výztuže, kanálků a kabelů	
1 den	- Betonáž	
2 dny	- Tvrdnutí betonu	

Přestože je většina extradosed mostů stavěna metodou letmé betonáže nebo montáže (postupných konzol), technologický pokrok v oblasti výstavby umožnil výstavbu extradosed mostů metodou vysouvání. Tato metoda byla využita v případě mostu Sapporo railway v Japonsku, který byl prvním mostem s výstavbou tohoto typu, a proto vyžadoval zvláštní ohledy během výstavby [16]. Vzhledem k tomu, že cílem je snížit počet kotev a podpořit spojitost předpětí, je výstavba vysouváním vynikající volbou. Pokud má konstrukce nedostatečnou tuhost, lze aplikovat vysouvání se svislou výztuhou, která se po dokončení montáže odstraní. Aplikace této metody je znázorněna na Obr. 5.14. [10]



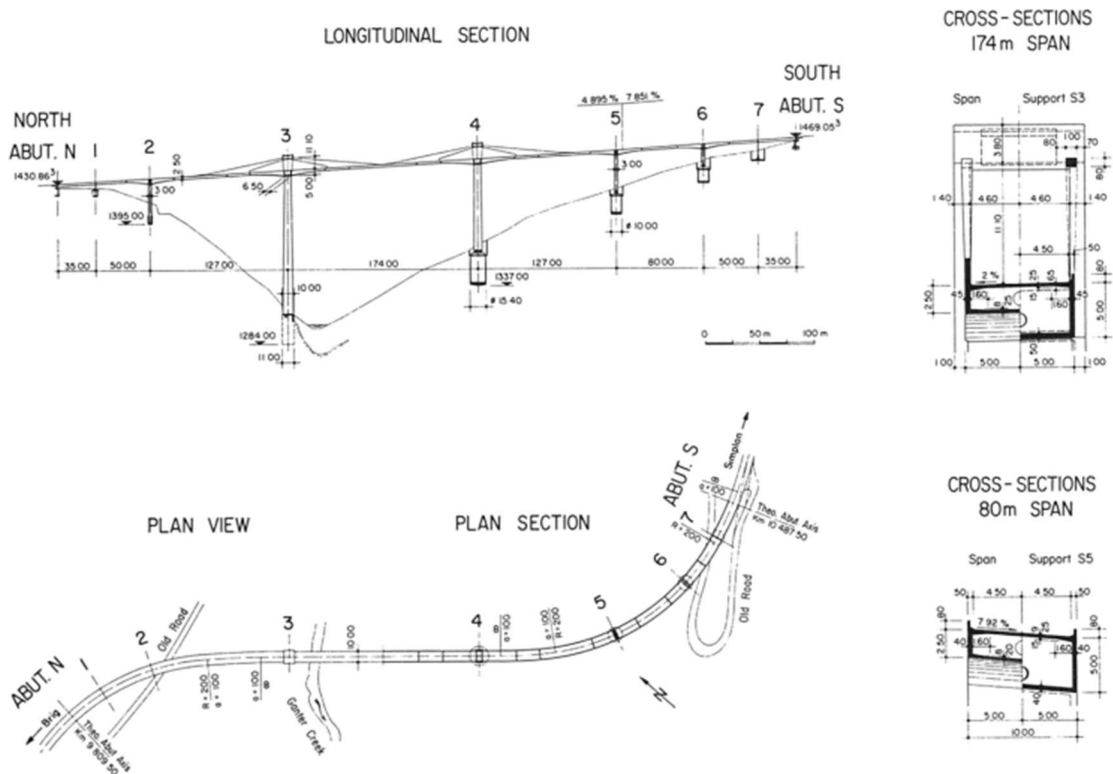
Obr. 5.14: Vysouvání se svislou výztuhou [10]

5.13 Stávající extradosed mosty

5.13.1 Most Ganterbrücke

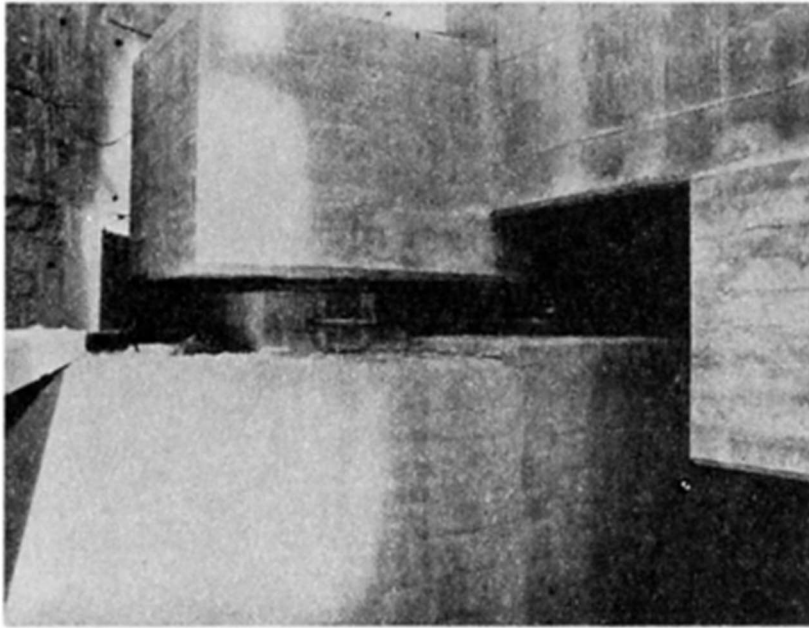
Ganterské údolí leží na jihu Švýcarska, poblíž hranic s Itálií. V 80. letech bylo potřeba dokončit důležitou silniční spojnici dopravní tepny v rámci vnitrostátní silniční sítě. Pro vybudování této spojnice bylo zvoleným řešením postavit 678 m dlouhý a 150 m vysoký dvouproudý most. Hlavní problémy tohoto řešení byly strmé a zvětralé strany údolí, sesouvání půdy rychlostí 5–10 mm za rok, velmi vysoká a úzká konstrukce a silný vítr. [22]

Trasu mostu tvoří dva protisměrné směrové oblouky o poloměru 200 m, mezi kterými je 225 m dlouhý přímý úsek. Hlavní rozpětí je 174 m dlouhé a nachází se v přímé části mostu, dva přilehlé 127 m dlouhé úseky jsou částečně ve směrových obloucích. Podélný sklon je přibližně 5%. [22]



Obr. 5.15: Půdorys, podélné a příčné řezy mostu Ganterbrücke [22]

I přes rozsáhlé provedení odvodňovacích prací nebyla úplná stabilizace svahu proti sesouvání možná. I kvůli tomu je založení mostu provedeno pomocí studní. Pilíře S4, S5, S6 a S7 jsou uloženy na ložiskách. Pilíře S4 a S5 je v případě nutnosti možné umístit zpět do svých původních poloh horizontálně i vertikálně (Obr. 5.16). [22] [23]



Obr. 5.16: Uložení pilíře S4 [22]

Pilíře jsou obdélníkového průřezu a dva hlavní S3 a S4 jsou duté. Aby byly schopny odolat vysokému zatížení větrem, byla stabilita těchto pilířů zajištěna velkými průřezovými rozměry. Dva hlavní pilíře S3 a S4 jsou vytaženy nad mostovku a slouží jako pylony pro vyvedený kabelový systém nad mostovku. [22] [23]

Nosnou konstrukci mostu tvoří obdélníkový železobetonový komorový trámový nosník, bez konzol. Výška nosníku uprostřed rozpětí je vždy 2,5 m a směrem k podpěrám se zvětšuje na 5 m. Stejný tvar nosníku ve všech polích umožnil použití stejného bednění.

Kvůli povaze údolí a podobě mostu, byla z hlediska efektivity a ekonomiky jediným možným způsobem výstavby, letmá betonáž. Během stavby sloužily kabely vyvedené nad mostovku jako podpory. V tomto stavu byly kabely namáhány na cca 30 % jejich maximální únosnosti. Následně se použily pro dodatečné předpětí. [22] [23]

Důvody pro uzavření vyvedených předpínacích kabelů nad mostovku jsou následující: vyšší tuhost štíhlé konstrukce, ochrana kabelů proti korozi a estetické ohledy. [22] [23]

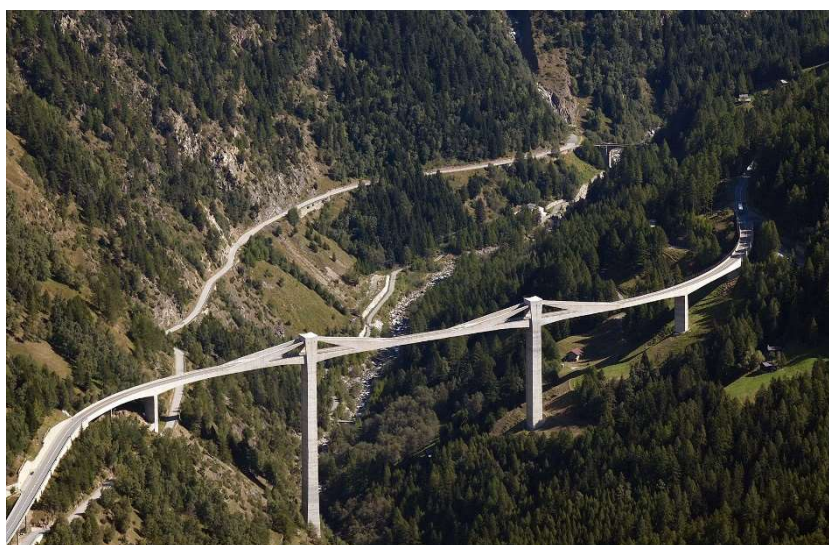
Tento most je zástupcem konstrukce Cable-Panel.



Obr. 5.17: Výstavba mostu Ganterbrücke [23]



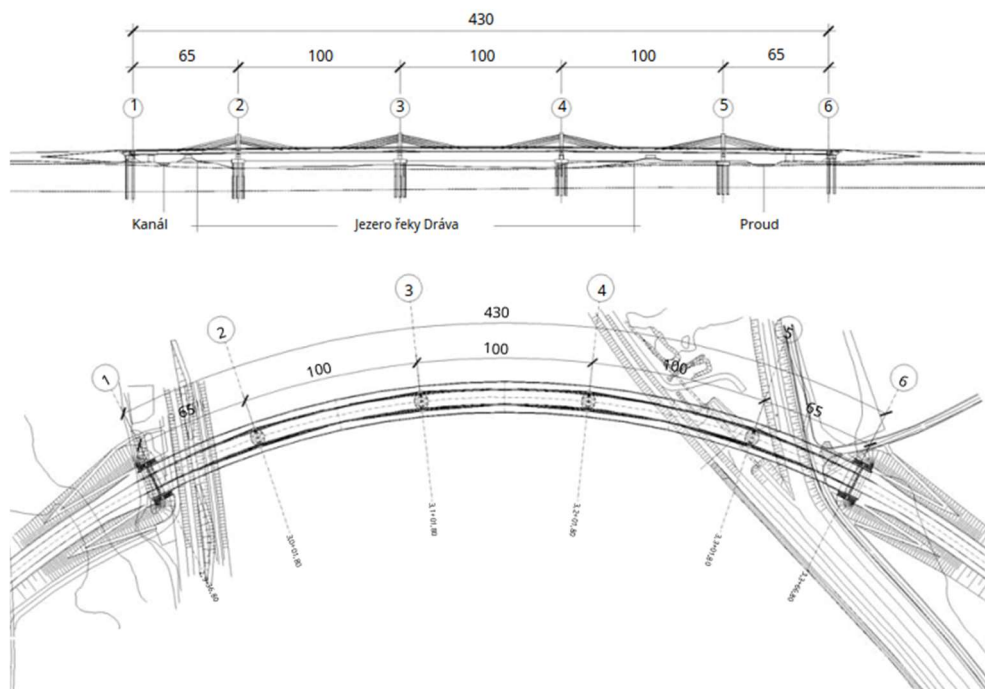
Obr. 5.18: Výstavba mostu Ganterbrücke [23]



Obr. 5.19: Dokončený most Ganterbrücke [24]

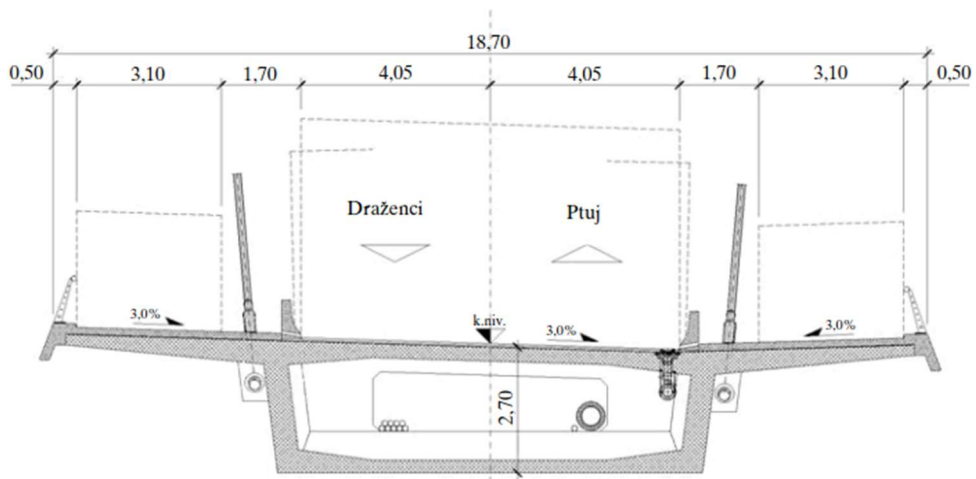
5.13.2 Most Puch

Realizace extradosed mostu přes umělé jezero na řece Drávě ve slovinském městě Ptuj je výsledkem hledání optimálního řešení s velmi obtížnými okrajovými podmínkami pro přemostění. Kvůli mnoha omezením vlivem okolní zástavby, zařízení jezera, plavebního prostoru a požadovaného tvaru mostu, vyžadovala koncepce mostu velká rozpětí. Zároveň byla nutná relativně malá konstrukční výška. [25]



Obr. 5.20: Podélný řez a půdorys mostu Puch [25]

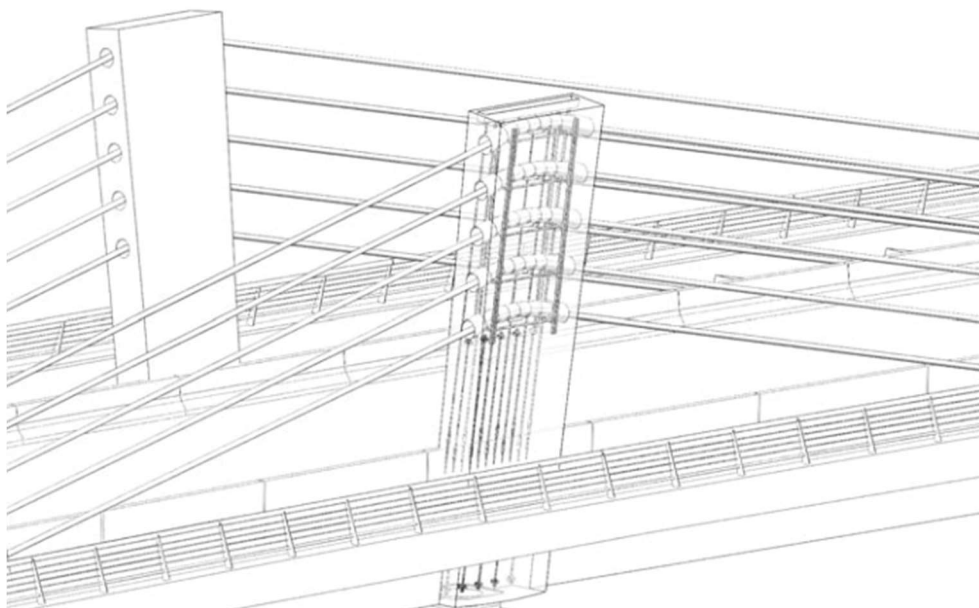
Půdorysný tvar mostu je 430,0 m dlouhý kružnicový oblouk o poloměru 460,0 m se šířkou 18,0 m. Pro přemostění překážek bylo zvoleno rozpětí polí $65 + 100 + 100 + 100 + 65 = 430$ m. Vzhledem k omezené konstrukční výšce a výšce pylonů, nebylo možné použít klasickou trámovou konstrukci ani konstrukci zavěšenou. Byla tedy vybrána konstrukce extradosed s klasickými předpínacími kabely v trámu a dalšími vnějšími extradosed kabely. Nízké pylony slouží jako deviátory. Příčný průřez mostu tvoří betonový komorový nosník o výšce 2,70 m. [25]



Obr. 5.21: Příčný řez mostu Puch [25]

Pylony jsou vždy dva nad každým pilířem, mají výšku 8,5 m a jsou nakloněny směrem ven, aby nezasahovaly do průjezdného profilu komunikace. Jsou monoliticky spojeny s nosníkem, který je uložen na ložiskách a jsou navrženy tak, aby umožňovaly výměnu jednotlivých kabelů. Kabely jsou přes pylony průběžné, protikorozní ochranu tvoří pozinkování, vnější ochranná trubka z PE a částečné zainjektování cementovou maltou. Spodní stavba se skládá ze dvou opěr a čtyř mezilehlých pilířů, z nichž tři jsou umístěny v nádrži. Všechny podpěry jsou založeny na hlubinných velkopřůměrových pilotách o průměru 1,50 m. Výstavba mostu byla provedena metodou letmé betonáže s délkou segmentů 5 m. [25]

Tento most je zástupcem konstrukce extradosed s výrazně tuhou mostovkou.



Obr. 5.22: Kotvení extradosed kabelů v pylonu [25]



Obr. 5.23: Výstavba mostu Puch [25]

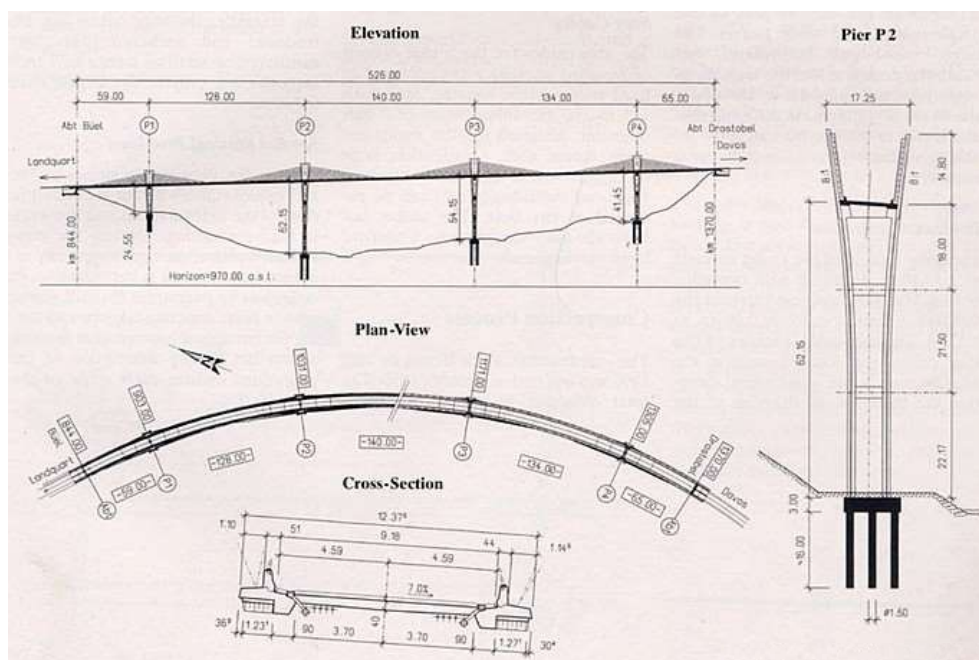


Obr. 5.24: Most Puch [26]

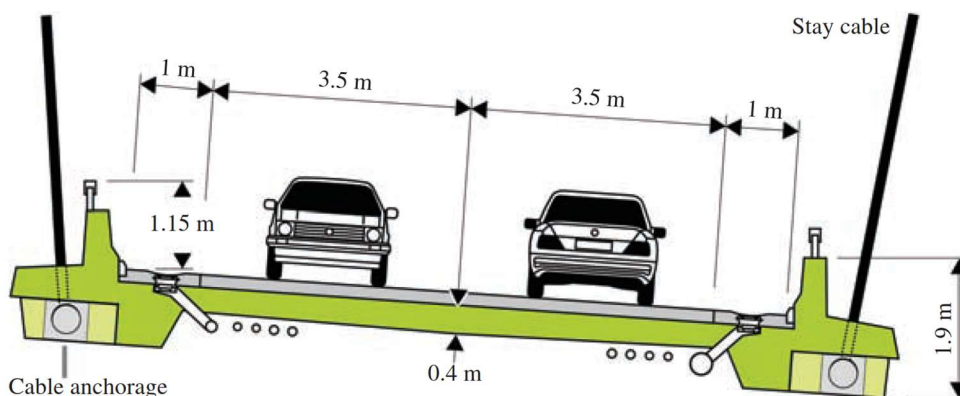
5.13.3 Most Sunniberg

Most Sunniberg se nachází na severovýchodu Švýcarska, v údolí Lanquart a jedná se o jeden z největších mostů v Alpách. Autorem je švýcarský inženýr Christian Menn. Stavba byla dokončena v roce 1998 a uveden do provozu byl most v roce 2005 poté, co sloužil jako přístup k přilehlému staveništi tunelu. [7] [27]

Jedná se o most dlouhý 526 m, s rozpětími polí 59-128-140-134-65 m. Most se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 503 m s podélným sklonem 3,2 %. Šířka mostu je 12,37 m a výška nejvyššího pilíře měří 62 m (od země ke spodnímu líci mostovky). [7] [27]



Obr. 5.25: Půdorys, podélný a příčné řezy mostu Sunniberg [27]

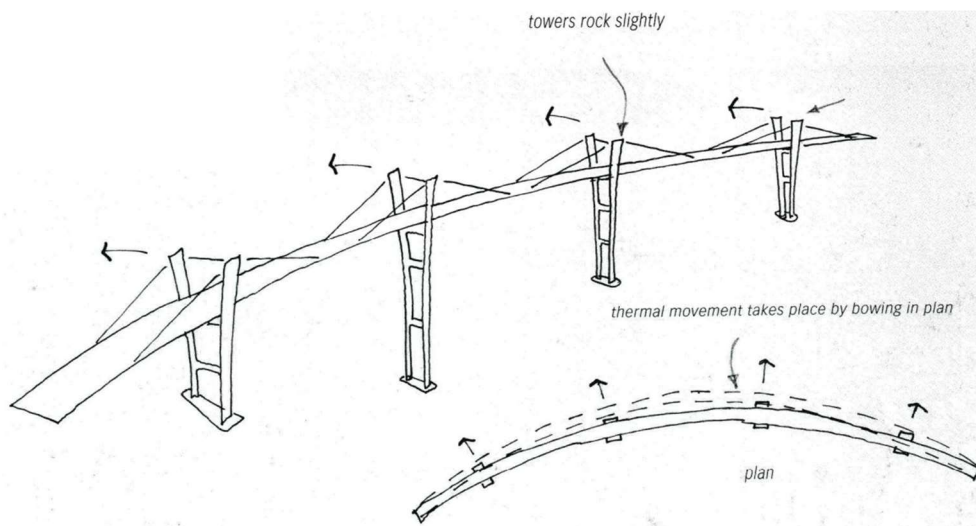


Obr. 5.26: Příčný řez mostu Sunniberg [7]

Založení mostu je provedeno na hlubinných vrtaných pilotách průměru 1,5 m, nebo na betonových studních. Nosnou konstrukci mostu tvoří dva krajní nosníky o výšce 0,8 m, které podporují železobetonovou desku tloušťky 0,4 m. Pilíře jsou členěné, tvořené dvojicí stojek tvaru T. Jsou vytaženy nad mostovku a tvoří tak pylony, na kterých jsou

kotveny kabely. Pylony mají výšku 15 m, což je cca 10 % hlavního rozpětí. Kabely jsou uspořádány ve tvaru harfy. Skládají se z paralelních galvanizovaných ocelových pramenů opláštěných robustním polyethylenem, který obsahuje antikoroziční materiál. V případě potřeby lze kabely vyměnit. [27]

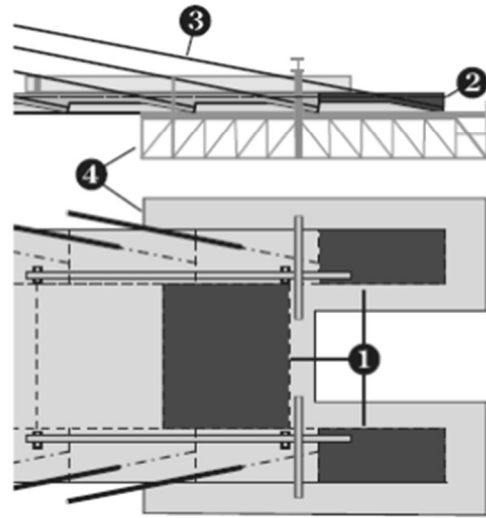
Půdorysný tvar mostu a pružné pilíře umožnily zkonstruovat most jako integrovaný, bez mostních závěrů a ložisek. Na změny teploty může most reagovat radiálním roztahováním. [27]



Obr. 5.27: Radiální roztahování mostu Sunniberg [27]

Výstavba mostu probíhala metodou letmé betonáže po etapách o délce 6 m, kdy se zároveň betonují nosníky v nejnovější etapě a betonová deska v etapě předchozí. V průběhu výstavby byly také v každém segmentu instalovány kabely a předeptuty na zhruba 30 % výsledného napětí. Díky použití betonu s rychlým nárůstem pevnosti postupovala výstavba tempem 1 interval týdně. [27]

Tento most je zástupcem konstrukce extradosed s poddajnou mostovkou a štíhlými podpěrami.



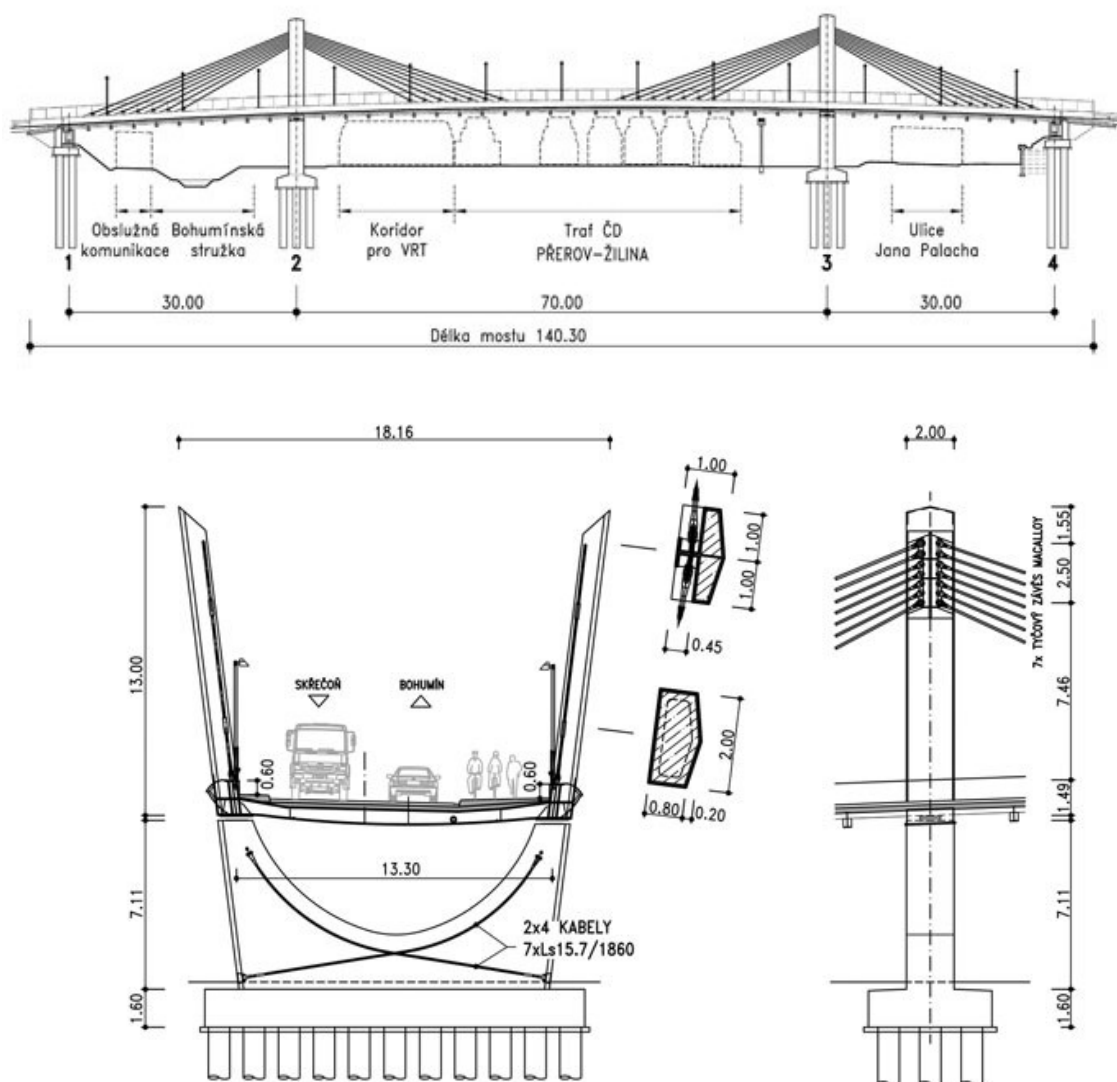
Obr. 5.28: Výstavba mostu Sunniberg [27]



Obr. 5.29: Most Sunniberg [28]

5.13.4 Most v Bohumíně

Neznámější český extradosed most je most přes nádraží v Bohumíně, který kromě nádraží přemostuje obslužnou komunikaci a koryto Bohumínské stružky. Most převádí silnici I/67, chodník a cyklostezku. Jedná se o 140,3 m dlouhý most s rozpětím polí 30 – 70 – 30 m, který se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 256 m. Niveleta má tvar vrcholového oblouku o poloměru 1200 m a příčný sklon je jednostranný, o velikosti 2,5 %. Mostovku tvoří spřažená konstrukce skládající se z krajních komorových parapetních nosníků, příčniců a mostkovou betonovou deskou. Nosníky mají výšku cca 1,5 m a přibližně polovina výšky je nad vozovkou a polovina pod ní. Příčnicíky jsou od sebe vzdáleny 3,0 m a železobetonová spřahovací deska je vysoká 220 mm. [29]

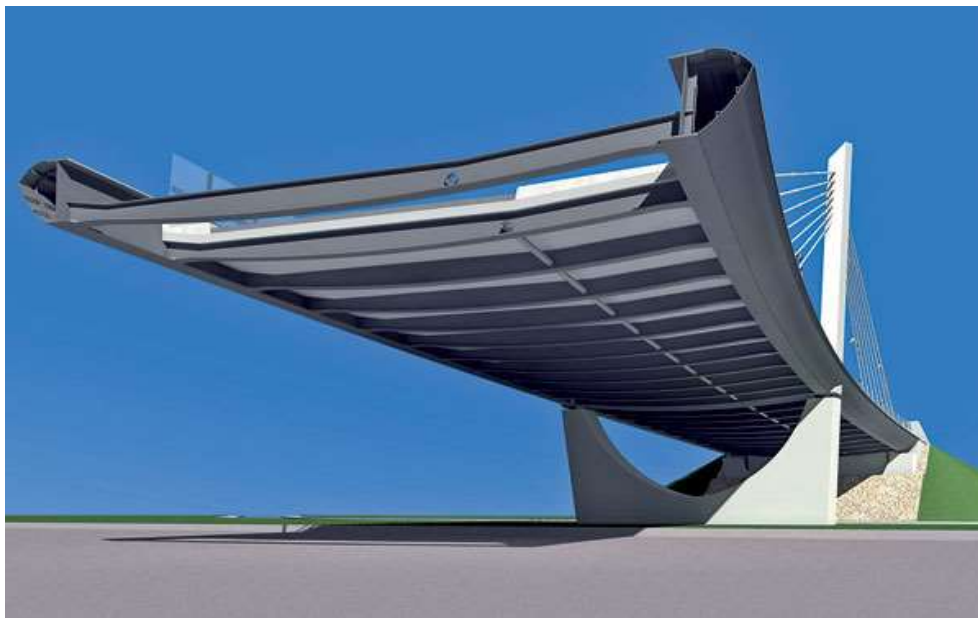


Obr. 5.30: Příčný a podélný řez mostu v Bohumíně [29]

Mostovku tvoří ocelové I-průřezy z oceli třídy S355, které jsou vyztuženy podélnými i příčnými výtuhami. Příčnicíky jsou umístěny radiálně ke směrovému oblouku s rozpětím 13,3 m a jsou také z oceli S355. Deska je z betonu C 35/45-XF1 a je spřažená

s příčníky a vodorovně s podélníky spřahovacími trny. Závěsy jsou z každého pylonu spuštěny v počtu 7 + 7 kusů. [29]

Pylony jsou vysoké cca 13 m, jsou z oceli třídy S355 a s podporovým příčníkem tvoří příčný polorám přenášející účinky od závěsů. Pylony jsou pětistěnné uzavřené průřezy a jsou vyplněny a spřaženy pomocí trnů s betonem C 30/37-XF1. Ve fázi napínání kabelů působil pouze ocelový průřez. [29]

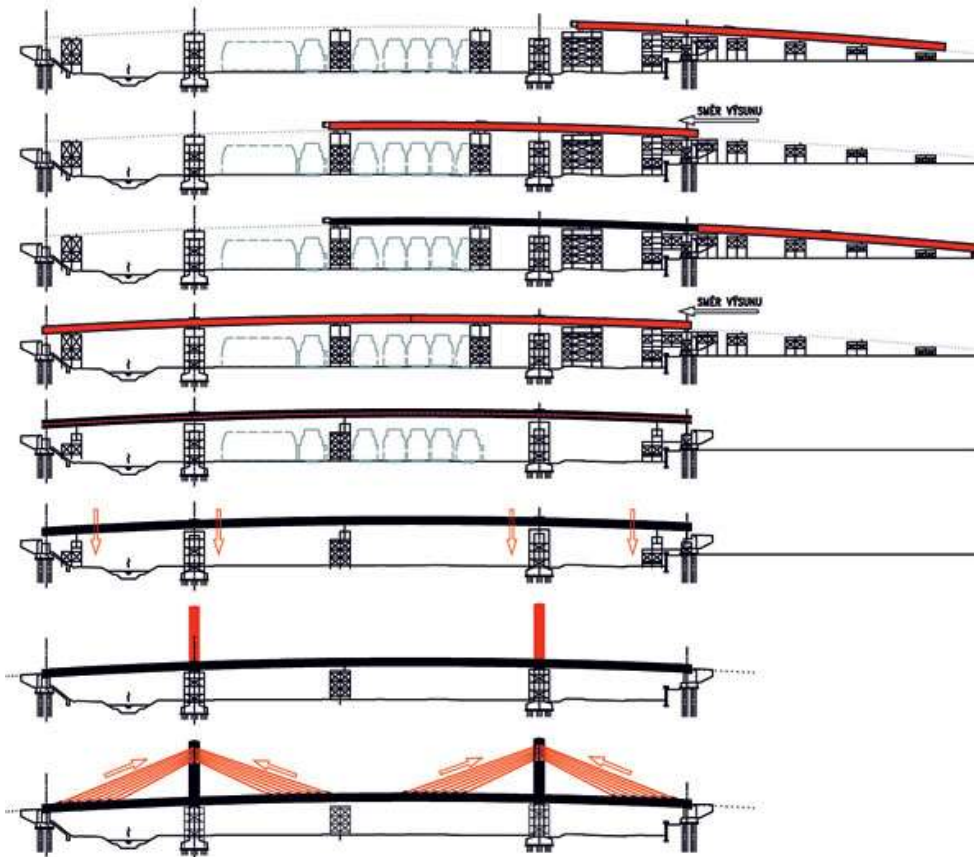


Obr. 5.31: 3D řez mostu v Bohumíně [29]

Spodní stavbu tvoří čtyři podpěry – dvě opěry a dva pilíře tvaru „U“ o tloušťce 2,0 m. Všechny podpěry jsou založeny hlubinně, na pilotách průměru 900 mm. K uložení nosné konstrukce na spodní stavbu jsou použita hrncová ložiska, na pilířích pevná, na opěrách vždy jedno všesměrně a jedno podélně posuvné. [29]

Výstavba ocelové části mostu byla provedena metodou výsuvu ve dvou etapách. Při výsuvu bylo použito 7 provizorních podpor. Po vysunutí byla vybetonována železobetonová deska a poté konstrukce spuštěna do finální polohy. Dále došlo k osazení pylonů, následné aktivaci táhel a tyčových závěsů a poté betonáži pylonů. [29]

„Síly v závěsech byly navrženy tak, aby vyrovnávaly účinky stálého zatížení, to znamená, že velikost a průběh momentů od obou zatížení byly stejné, ale opačného znaménka.“ [29]



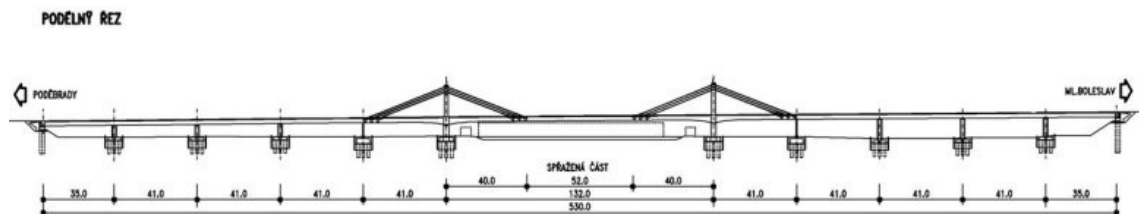
Obr. 5.32: Schéma postupu výstavby mostu v Bohumíně [29]



Obr. 5.33: Most v Bohumíně po dokončení [29]

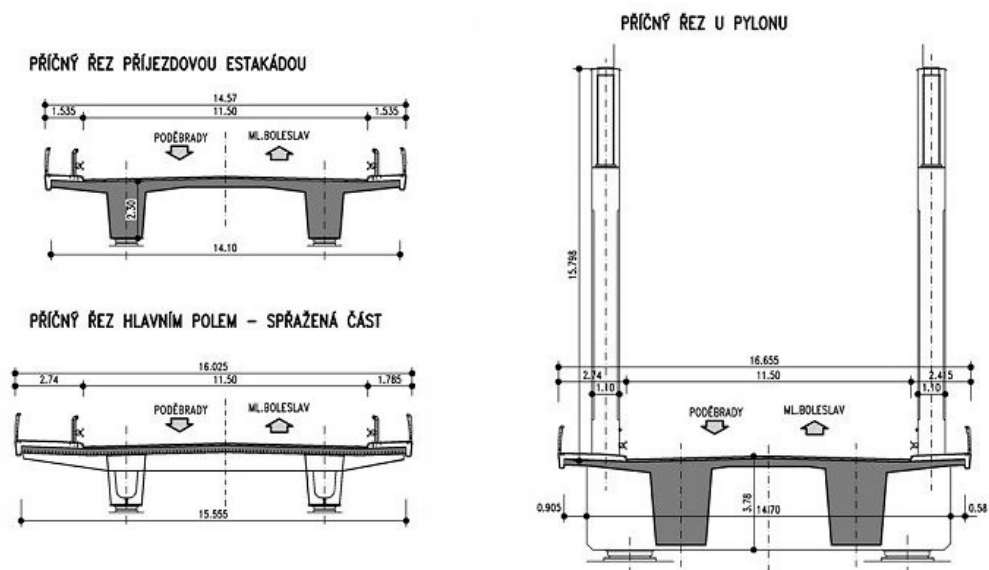
5.13.5 Most Nymburk

U tohoto mostu je určení typu konstrukce problematické a jeho typ je uváděn, v závislosti na zdroji, jako extradosed i zavěšený. Tento most byl vybudován v rámci obchvatu města Nymburk a převádí silnici I/38 přes řeku Labe. Rozpětí polí nosné konstrukce je 35–41–41–41–41–132–41–41–41–41–35 = 530 m a most je po celé délce přímý. [30]



Obr. 5.34: Podélný řez mostu u Nymburka [30]

Konstrukci mostu tvoří železobetonová trémová předpjatá konstrukce dvoutrémového tvaru s výškou 2,3 m. Pro vylehčení hlavního pole byla střední část jeho délky, 52,28 m, navržena jako spřažená. Profil ocelových komorových spřažených nosníků je shodný s částí betonovou. Nosnou konstrukci hlavního pole podporují v 1/3 délky tři rovnoběžně vedené kabely. Nosná konstrukce je uložena na všech podpěrách na dvojici ložisek. Kromě pilířů s pylony je uložení trámů přímé. Pro každé ložisko je vystaven samostatný pilíř. V místech uložení hlavního pole a kotvení kabelů do nosné konstrukce, jsou zhotoveny roznášecí příčníky. [30]



Obr. 5.35: Příčné řezy mostu u Nymburka [30]

Pilíře ohraničující hlavní pole, vybíhají do výšky 15,8 m nad mostovku a slouží tak jako pylony, ve kterých jsou kotveny kabely. Pro kotvení kabelů jsou pylony zakončeny ocelovými boxovými komorami. V místě kotvení kabelů, v nosné konstrukci, jsou zhotoveny ocelové pilíře kruhového průřezu, sloužící k přenášení tahových namáhání. Všechny podpěry jsou založeny hlubinně, na velkopřůměrových vrtaných pilotách o průměru 1,22 m. [30]



Obr. 5.36: Most u Nymburka [30]



Obr. 5.37: Výstavba mostu u Nymburka [30]

6 Konstrukční návrhy

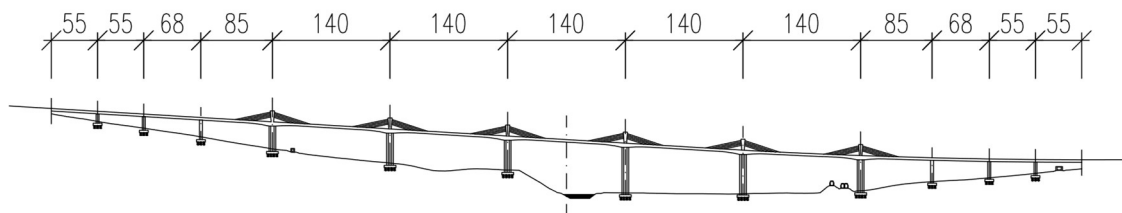
Po získání nových poznatků z vypracované rešerše, bylo nutné koncept navržený v kapitole 4 upravit, protože neodpovídal zvyklostem konstrukcí extradosed. Byly vytvořeny 3 konstrukční návrhy, každá dle jiného přístupu ke konstrukci. V této kapitole jsou popsány základní charakteristiky těchto návrhů. Podrobněji jsou konstrukce navrženy v kapitole 9 Parametrická studie.

6.1 Návrh 1

Tento návrh je inspirován původní myšlenkou extradosed mostů a koncepcí tuhé mostovky. Podobným typem extradosed mostu je například slovinský most Puch.

6.1.1 Rozpětí

Nejvýraznější změnou, která byla provedena, je změna délky rozpětí polí. V kapitole 4 byla délka prostředního pole největší a délky zbylých rozpětí se směrem ke krajům mostu zmenšovaly. Každé rozpětí tak mělo délku výrazně odlišnou. Takové řešení se pro extradosed mosty běžně nepoužívá. Pro tuto variantu je navrženo 13 polí, kde délka pěti vnitřních rozpětí je 140 m. Čtyři krajní pole na každé straně se směrem ke středu mostu zvětšují z 55 m na 85 m. Pylony s extradosed kabely jsou umístěny na šesti vnitřních pylonech, ohraničujících pole s nejdelšími rozpětími. Schéma podélného řezu je zobrazeno na Obr. 6.1.



Obr. 6.1: Schéma rozpětí

6.1.2 Hlavní konstrukční prvky

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová komorová trámová konstrukce. Výška nosné konstrukce je proměnná, zvětšená vždy u pilířů s pylony. Pylony jsou ukloněny do stran, aby v části půdorysného oblouku nezasahovaly do průjezdného profilu. Pylony jsou monoliticky spojeny s nosnou konstrukcí, která je uložena na pilířích s ložisky. Pilíře jsou tvořeny dvojicí stojek obdélníkového průřezu. Vnější extradosed předpínací kabely jsou v této variantě co nejvíce průběžné, tzn. jsou vytaženy z nosné konstrukce bez jejich přerušování. Kotvení kabelů v pylonech je provedeno pomocí osedlání. Uspořádání kabelů je tvaru harfy. Metodou výstavby je letmá betonáž.

6.1.3 Předběžný návrh Hlavních konstrukčních prvků

Pro předběžný návrh rozměrů jsou použity empirické vztahy z Tab. 5.9 v kapitole 5.11. Rozpětí hlavních polí $L = 140 \text{ m}$.

Výška pylonu

$$H_t = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{8} \right) \cdot L = (9,33 \div 17,50) = 13 \text{ m}$$

Výška nosníku v poli

$$H_c = \left(\frac{1}{55} \div \frac{1}{45} \right) \cdot L = (2,55 \div 3,11) = 3 \text{ m}$$

Výška nosníku nad podporou

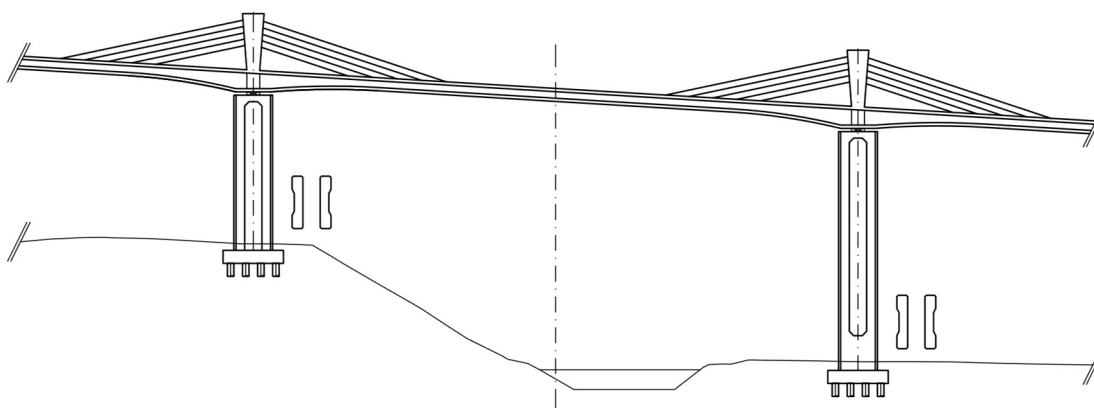
$$H_a = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \cdot L = (4,00 \div 4,66) = 5,0 \text{ m}$$

První kabel je vyveden z mostovky ve vzdálenosti od líce pilíře a svírá s mostovkou úhel přibližně 15°

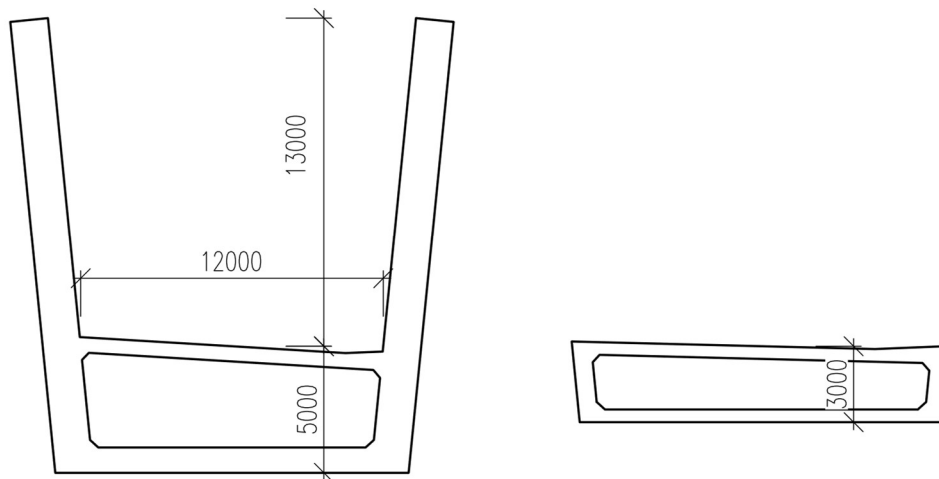
$$L_c = (0,1 \div 0,25) \cdot L = (14 \div 35) = 22,5 \text{ m}$$

6.1.4 Konstrukční schéma

Na následujících obrázcích je zobrazen předpokládaný tvar konstrukčních prvků. Obr. 6.2 znázorňuje podélný řez s vedením extradosed předpínacích kabelů. U paty pilířů je znázorněn jejich předpokládaný průřez. Obr. 6.3 zobrazuje předpokládaný tvar příčných řezů, vlevo nad pilíři s pylony, vpravo v poli a nad pilíři bez pylonů.



Obr. 6.2: Podélné schéma



Obr. 6.3: Příčné schéma

6.2 Návrh 2

Návrh 2 je inspirován švýcarským mostem Ganterbrücke. Jedná se o extradosed most s kabely umístěnými uvnitř betonové stěny, též nazývaným jako konstrukce Cable - Panel. Tato konstrukce je finální koncept z kapitoly 4.

Použití tohoto konstrukčního řešení je pro most ve směrovém oblouku, jako je tento, problematické. Betonové stěny musí mít vždy přímý půdorysný tvar. To by znamenalo, že by pro spojení stěny s mostovkou musely být použity postranní dobetonávky krajních stěn komory a zbytečné rozšíření mostu. Vliv betonové stěny by však mohl být zajímavý, proto je zde toto řešení uvedeno.

6.2.1 Rozpětí

Rozpětí je pro tento návrh zvoleno shodně s návrhem 1.

6.2.2 Konstrukční prvky

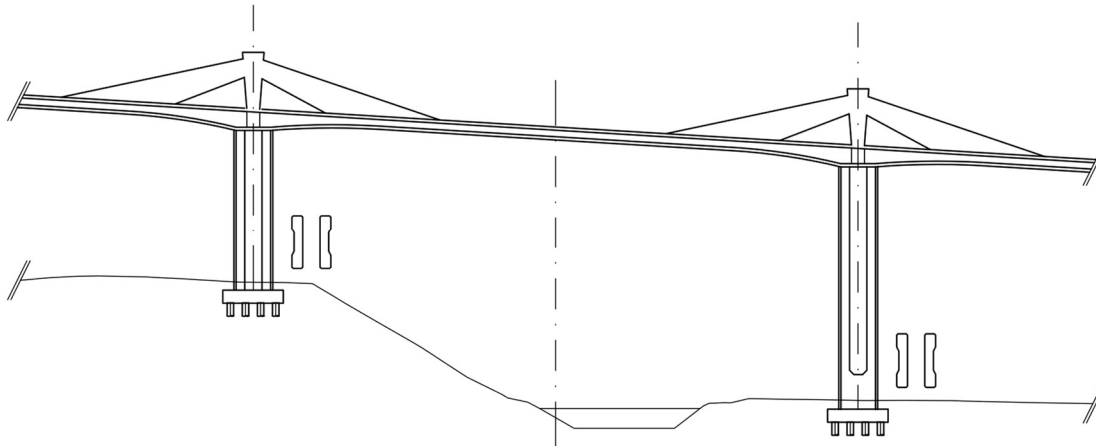
Tvar nosné konstrukce je zvolen téměř shodně s návrhem 1. Rozdíly jsou umístění extradosed předpínacích kabelů do betonových stěn, pylony nejsou ukloněny do stran, spojení pilíř, pylon, mostovka je uvažováno jako tuhé bez ložisek a kabely jsou vedeny kvůli trojúhelníkovému tvaru stěny ve tvaru polovějříře. Metodou výstavby je letmá betonáž.

6.2.3 Předběžný návrh základních rozměrů

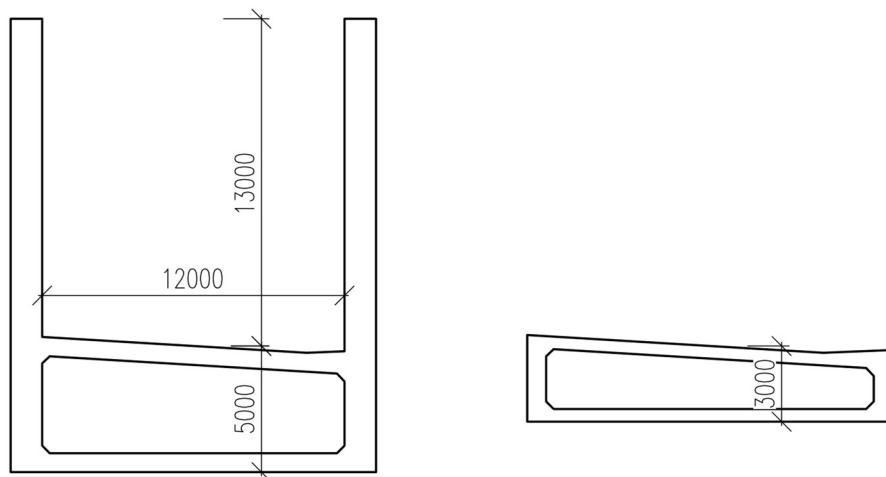
Rozpětí je stejné jako u návrhu 1, proto jsou i základní rozměry zvoleny shodně.

6.2.4 Konstrukční schéma

Na následujících obrázcích je zobrazen předpokládaný tvar konstrukčních prvků. Obr. 6.4 znázorňuje podélný řez se znázorněním průřezu pilířů u jejich paty. Obr. 6.5 zobrazuje předpokládaný tvar příčných řezů, vlevo nad pilíři s pylony, vpravo v poli a nad pilíři bez pylonů.



Obr. 6.4: Podélné schéma



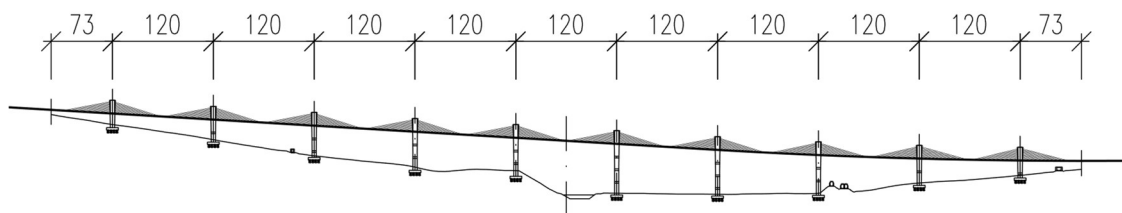
Obr. 6.5: Příčné schéma

6.3 Návrh 3

Tento návrh je inspirován koncepcí poddajné mostovky a štíhlých podpěr. Zástupcem mostu s touto koncepcí je most Sunniberg, který byl předlohou pro tento návrh.

6.3.1 Rozpětí

Další řešení, které se často používá pro volbu rozpětí extradosed mostů s více poli, je řešení s konstantní délkou rozpětí u všech vnitřních polí a krajními poli s rozpětím o menší délce. U tohoto řešení je v místě každého pilíře i pylon s kabely. Schéma takové konstrukce je zobrazeno na Obr. 6.6.



Obr. 6.6: Schéma rozpětí

6.3.2 Konstrukční prvky

Nosná konstrukce je tvořena dvěma postranními nosníky, mezi kterými je prnuta železobetonová deska. Nosníky jsou podepírány kabely. Funkce kabelů si je v tomto případě bližší s působením kabelů u zavěšené konstrukce. Kabely jsou kotveny v pylonech samostatně, stejným způsobem i v nosnících. Pylony jsou tvořeny vytažením pilířů nad mostovku a jsou ukloněny do strany, aby v části směrového oblouku nezasahovaly do průjezdného profilu. Pilíře tvoří dvě stojky. Spojení nosník, pilíř pylon je provedeno tuze, bez použití ložisek.

Zvolenou metodou výstavby tohoto návrhu je letmá betonáž s napínáním kabelu daného segmentu.

6.3.3 Předběžný návrh základních rozměrů

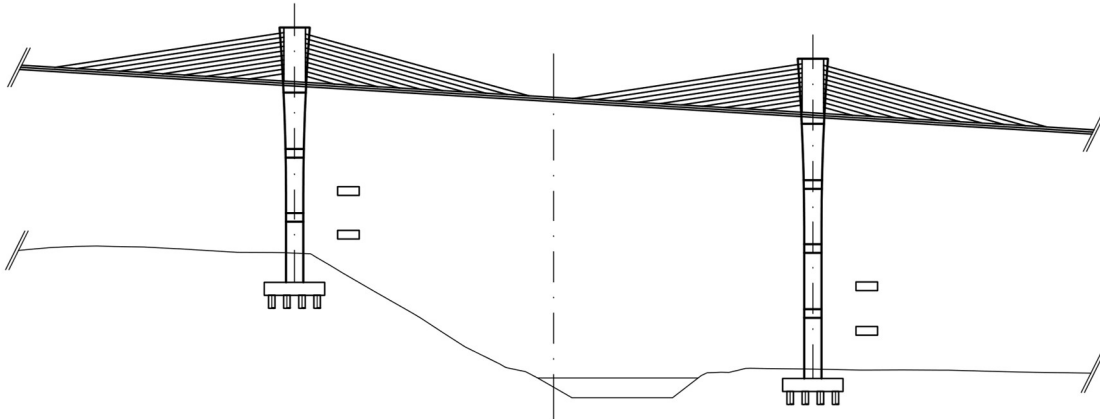
Vzhledem k tomu, že pro tento typ konstrukce nejsou uváděny žádné empirické vztahy byly rozměry hlavních konstrukčních prvků navrženy dle mostu Sunniberg. Základní charakteristiky, jako je délka hlavního rozpětí, šířka, výška pilířů a poloměr směrového oblouku, mostu Sunniberg a navrhovaného mostu jsou velice podobné.

Základní konstrukční prvky navrhovaného mostu jsou navrženy takto: výška nosníků je 1,0 m (Sunniberg 0,8 m), výška desky je 0,5 m (Sunniberg 0,4 m), výška pylonu

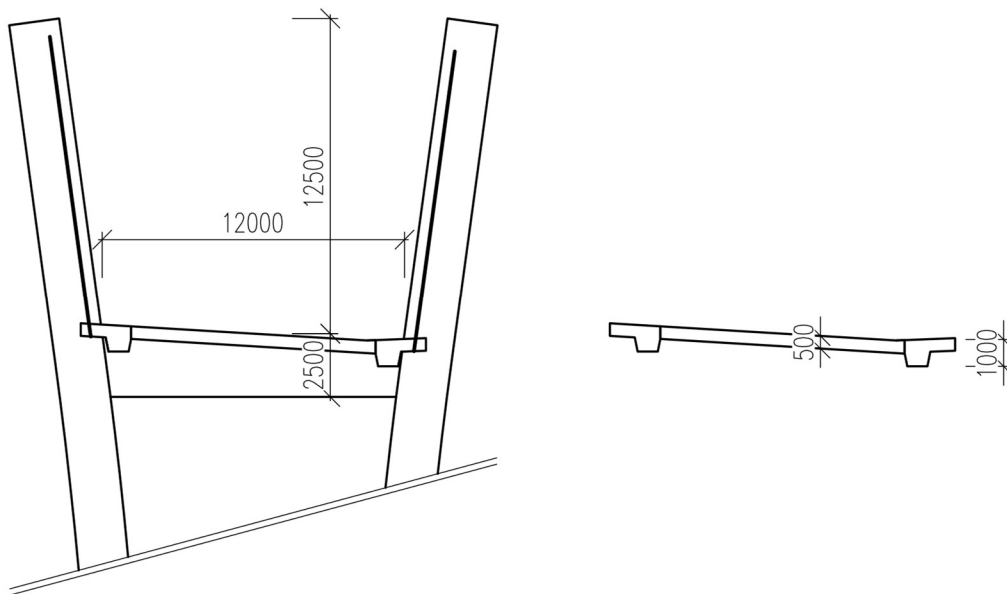
je cca 10% délky hlavního rozpětí, navrženo je 12,5 m (Sunniberg 15 m). Uspořádání kabelů je harfové.

6.3.4 Konstrukční schéma

Na následujících obrázcích je zobrazen předpokládaný tvar konstrukčních prvků. Obr. 6.7 znázorňuje podélný řez s vedením kabelů. U paty je znázorněn jejich předpokládaný průřez. Obr. 6.8 zobrazuje předpokládané tvary příčných řezů, vlevo v místě podpory, vpravo v poli.



Obr. 6.7: Podélné schéma



Obr. 6.8: Příčné schéma

7 Materiálové charakteristiky

V této kapitole jsou shrnuty použité materiály pro dané části konstrukce. Postupy a vzorce byly převzaty z [31], dle [32].

7.1 Beton

7.1.1 Nosná konstrukce

Pro nosnou konstrukci byl zvolen beton třídy C35/45. Vnější vlivy prostředí byly zohledněny následujícími stupni vlivu prostředí. Vzhledem k přímému vystavení betonu srážkám byl zvolen stupeň koroze vlivem karbonatace XC4, tedy prostředí střídavě mokré a suché. Stupeň koroze způsobené chloridy jinými, než z mořské vody byl zvolen XD1, tedy středně mokré a suché prostředí. Na mostě se v zimním období předpokládá používání rozmrazovacích prostředků. Stupeň působení mrazu a rozmrazování byl zvolen XF2, tedy mírně nasycen vodou s rozmrazovacími prostředky. Vlivy chemicky agresivního prostředí (XA) a koroze způsobena pohyblivým mechanickým zatížením (XM) byly vyloučeny. Pro nosnou konstrukci byl tedy použit beton třídy **C35/45 – XC4, XD1, XF2**.

V modelech 1 a 2 je nosná konstrukce monoliticky spojena s pylony, ty jsou ze stejného betonu, jako nosná konstrukce. V modelu 2 jsou s pylony i nosnou konstrukcí monoliticky spojeny betonové stěny, které budou rovněž ze stejného betonu. V modelu 3 je tvořen pylon „vytažením“ pilířů nad mostovku. V této variantě je pylon ze stejného betonu, jako pilíř.

7.1.2 Spodní stavba

Pro spodní stavbu byl zvolen beton třídy C30/37. Stupně vlivu prostředí jsou zvoleny sodně s nosnou konstrukcí. Pro spodní stavbu je tedy použit beton **C30/37 – XC4, XD1, XF2**.

7.1.3 Charakteristiky

V Tab. 7.1 jsou uvedeny charakteristiky použitého betonu, kde se návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku vypočte podle vztahu (7.1).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (7.1)$$

Tab. 7.1: Materiálové charakteristiky betonu

Charakteristika		Nosná konstrukce C35/45	Spodní stavba C30/37	Jednotky
Charakteristická válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	35	30	MPa
Průměrná válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	43	38	MPa
Součinitel dlouhodobých účinků a vlivu zatížení	α_{cc}	0,9		-
Dílčí součinitel	γ_c	1,5		-
Návrhová pevnost v tlaku	f_{cd}	21	18	MPa
Průměrná pevnost v tahu	f_{ctm}	3,2	2,9	MPa
Sečnový modul pružnosti	E_{cm}	34	33	GPa

Předpětí bude do nosné konstrukce vneseno v čase $t = 3$ dny po betonáži. Aby byl ve výpočtu zohledněn vliv stárnutí betonu v čase $t \in (3; 28)$ dní, byly spočítány hodnoty průměrné válcové pevnosti v tlaku ve stáří $t_1 = 3$ dny, $t_2 = 7$ dní a $t_3 = 28$ dní. Výpočet je proveden dle normy ČSN EN 1992-1-1 [32]. Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku v čase t je dána vztahem (7.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (7.2)$$

Kde součinitel závisící na stáří betonu v čase t se vypočítá dle vztahu (7.3). Ten závisí na čase t a koeficientu závisícím na druhu cementu $s = 0,2$ (pro rychletuhnoucí cementy).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (7.3)$$

Charakteristická válcová pevnost v tlaku v čase t je dána vztahem (7.4).

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \quad (7.4)$$

Tab. 7.2: Hodnoty průměrné válcové pevnosti v tlaku

Charakteristika		Nosná konstrukce C35/45			Jednotky
		$t_1 = 3$ dny	$t_2 = 7$ dní	$t_3 = 28$ dní	
Součinitel závisící na stáří betonu v čase t	$\beta_{cc}(t)$	0,663	0,819	1,0	-
Průměrná válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{cm}(t)$	28,51	35,21	43,0	MPa
Charakteristická válcová pevnost v tlaku v čase t	$f_{ck}(t)$	20,51	27,21	35,0	MPa

7.2 Předpínací výztuž

7.2.1 Charakteristiky

Pro předpínací výztuž byly zvoleny sedmi-pramenová lana typu **Y1860S7–15,7**. Lana se skládají ze sedmi drátů $\varnothing 15,7$ mm, jejichž celková plocha $A_p = 150 \text{ mm}^2$. V Tab. 7.3 jsou uvedeny charakteristiky použité předpínací výztuže. Charakteristická smluvní mez kluzu je vypočítána dle vztahu (7.5).

$$f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} \quad (7.5)$$

Návrhová mez kluzu dle vztahu (7.6).

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_p} \quad (7.6)$$

Napětí v předpínací výztuži je omezeno dle vztahů (7.7) a (7.8).

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}) \quad (7.7)$$

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) \quad (7.8)$$

Tab. 7.3: Charakteristiky předpínací výztuže

Charakteristika		Y1860S7–15,7	Jednotky
Charakteristická pevnost v tahu	f_{pk}	1860	MPa
Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %	$f_{p0,1k}$	1636,80	MPa
Dílčí součinitel	γ_p	1,15	-
Návrhová mez kluzu 0,1 %	f_{pd}	1423,30	MPa
Max. přípustné napětí při napínání	$\sigma_{p,max}$	1473,12	MPa
Max. přípustné napětí po vnesení předpětí	σ_{pm0}	1391,28	MPa

7.2.2 Krycí vrstva výztuže

Hodnoty krycí vrstvy jsou uvedeny v Tab. 7.4: Výpočet krycí vrstvy betonu předpínací výztuže. Jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy je dána vztahem (7.9).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7.9)$$

Minimální hodnota krycí vrstvy je stanovena dle (7.10).

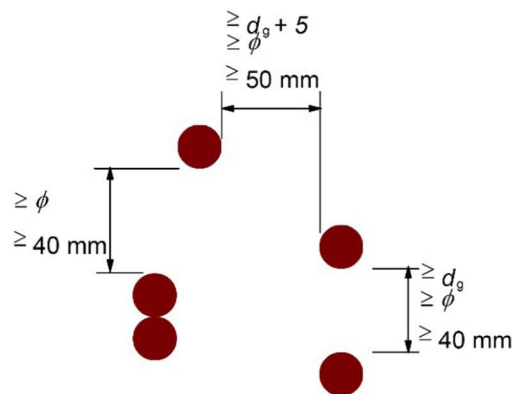
$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10) \quad (7.10)$$

Tab. 7.4: Výpočet krycí vrstvy betonu předpínací výztuže

	Beton	$C_{min,b}$	$C_{min,dur}$	$\Delta C_{dur,y}$	$\Delta C_{dur,st}$	$\Delta C_{dur,add}$	C_{min}	ΔC_{dev}	C_{nom}
Nosná konstrukce	C35/45 - XC4, XD1, XF2	80	45	0	0	0	80	10	90

7.2.3 Mezery mezi kabelovými kanálky

Kalové kanálky dodatečně předpínané výztuže musí být rozmístěny tak, aby bylo možno spolehlivě uložit beton bez poškození kanálků, beton odolával silám od zakřivených kanálků během i po předepnutí, injektážní malta nepronikla při injektáži i do jiných kanálků. Minimální mezery mezi kanálky jsou patrné z následujícího obrázku, kde d_g je největší rozměr kameniva a ϕ je průměr kanálku.



Obr. 7.1: Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [32]

7.2.4 Ztráty předpětí

Při výpočtu ve výpočetním softwaru jsou zohledněny okamžité ztráty předpětí. Dlouhodobé ztráty, resp. ztráty na konci životnosti jsou, po konzultaci s vedoucím práce, zohledněny snížením napětí v předpínacích kabelech o 20 %

7.3 Betonářská výztuž

7.3.1 Charakteristiky

Betonářská výztuž je použita **B500B**. Návrhová pevnost výztuže v tahu je spočítána dle vztahu(7.11).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7.11)$$

Tab. 7.5: Charakteristiky betonářské výztuže

Charakteristika		B500B	Jednotky
Charakteristická hodnota meze kluzu	f_{yk}	500	MPa
Dílčí součinitel	γ_s	1,15	-
Návrhová hodnota meze kluzu	f_{yd}	434,78	MPa

7.3.2 Krycí vrstva výztuže

Krycí vrstva betonářské výztuže je stanovena stejným způsobem, jako krycí vrstva předpínací výztuže.

Tab. 7.6: Krycí vrstva výztuže

	Beton	$C_{min,b}$	$C_{min,dur}$	$\Delta C_{dur,y}$	$\Delta C_{dur,st}$	$\Delta C_{dur,add}$	C_{min}	ΔC_{dev}	C_{nom}
Nosná konstrukce	C35/45 - XC4, XD1, XF2	37	35	0	0	0	37	10	47
Spodní stavba	C30/47 - XC4, XD1, XF2	37	35	0	0	0	37	10	47

8 Zatížení

V této kapitole je stanoveno zatížení konstrukce a jejich kombinace. Zatížení i kombinace jsou stanoveny dle příslušných návrhových předpisů, tj. dle ČSN EN 1991-1 [33] a ČSN EN 1991-2 [34]. Zatížení jsou uvažována stálá a proměnná. Stálá zatížení jsou uvažována zatížení vlastní tíhou, ostatní stálé zatížení a nerovnoměrné poklesy podpor. Zatížení proměnná jsou uvažována zatížení dopravou a zatížení teplotou. Ostatní druhy zatížení jsou po konzultaci s vedoucím práce v rámci zjednodušení zanedbány.

Až na vlastní tíhu, kterou počítá automaticky program, je uvažované zatížení jednotlivých modelů shodné. Dochází tím pouze k minimální nepřesnosti u ostatního stálého zatížení, jelikož mostní svršky nejsou úplně totožné. Tato nepřesnost však nemá na výsledné veličiny žádný výrazný vliv.

8.1 Zatížení stálá

8.1.1 Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je spočítáno pomocí výpočetního programu. Objemová hodnota je uvažována 25 kN/m^3 .

8.1.2 Ostatní stálé

Ostatní stálé zatížení tvoří vlastní tíha částí konstrukce, které jsou její dlouhodobou součástí. Do takového zatížení jsou zahrnuty římsy, vrstvy vozovky a záchytný systém (zábradlí a svodidla).

Tab. 8.1: Ostatní stálé zatížení

	Objemová hmotnost [kN/m ³]	Plocha [m ²]	Liniové zatížení [kN/m']	Počet [ks]	Celkové liniové zat. [kN/m']
Vozovka	25,0	1,283	32,08	1	32,08
Římsy	25,0	0,444	11,10	2	22,20
Svodidla	-	-	0,75	2	1,50
Zábradlí	-	-	1,00	2	2,00
Celkem					57,78

8.1.3 Nerovnoměrné poklesy podpor

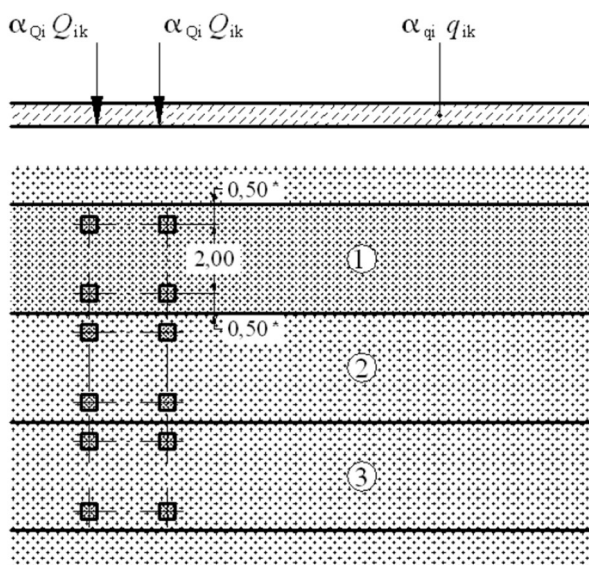
Vzhledem k charakteru konstrukce, základové půdy a založení konstrukce na pilotách je uvažován pokles podpory vždy $w = 5 \text{ mm}$. Pokud by byly vyšetřovány všechny možné kombinace podpor, které by poklesly a které ne, vzniklo by, vzhledem k velkému množství podpor, i velké množství zatěžovacích stavů. Proto byly po konzultaci s vedoucím práce určeny pouze zatěžovací stavy, kdy došlo k poklesu pouze jedné podpory, všech lichých podpor zároveň a všech sudých podpor zároveň. Pro statický výpočet pak byly použity vnitřní síly vzniklé z jejich obálek vyvolanými těmito zatěžovacími stavy. Tím by měly být pokryty veškeré možné kombinace poklesů podpor.

8.2 Zatížení proměnná

8.2.1 Zatížení dopravou

8.2.1.1 Svislé zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou je využit Model zatížení 1 (LM1) dle ČSN EN 1991-2 [34]. Ostatní modely zatížení nebyly po konzultaci s vedoucím práce v rámci zjednodušení brány v úvahu. Model zatížení 1 se skládá ze dvou dílčích soustav. První soustavou je soustředěné zatížení od dvojnápravy (tandem systém – TS). Druhou soustavou je rovnoměrné zatížení (uniformly distributed load – UDL). Dle [34] se na konstrukci umístí zatěžovací pruhy o šířce 3 m v maximálním počtu, do kterých se následně umístí zatížení TS a UDL. Zbývající pruh o šířce menší, než 3 m se nazývá zbývající plocha, na kterou působí pouze zatížením UDL. Geometrické rozmístění modelu LM1 jsou zobrazeny na následujícím obrázku.



Obr. 8.1: Schéma Modelu zatížení 1 [34]

Hodnoty regulačních součinitele α_{qi} jsou určeny dle normy pro skupinu pozemních komunikací 1. Kontaktní plocha každého kola se uvažuje jako čtverec o straně 0,4 m. Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m. Dynamický součinitel není třeba uvažovat, protože je v modelu LM1 již zahrnut.

Navrhovaný most má šířku mezi svodidly 9,5 m. Umístěny tedy jsou 3 pruhy o šířce 3 m, do kterých bude umístěno zatížení TS i UDL. Do zbývajících pruhy o šířce 0,5 m bude umístěno pouze zatížení UDL. Hodnoty zatížení jsou uvedeny v Tab. 8.2 a Tab. 8.3.

Tab. 8.2: Hodnoty Modelu zatížení 1 pro skupinu PK 1

Umístění	Soustředné zatížení (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Q_{ik} [kN]	α_{qi} [-]	$\alpha_{qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN]
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
Další pruhy	0	0,0	0	2,5	1,2	3,0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	0,0	0	2,5	1,2	3,0

Dle poznámky b) v bodě (6) odstavce 4.3.2 v [34] lze pro mosty s rozpětím větším, než 10 m použít následující zjednodušení. „Každá dvojnáprava se nahradí v každém pruhu jednou nápravou se soustředným zatížením, které je rovno celkové tíze obou náprav.“

Tab. 8.3: Hodnoty LM1 pro navrhovaný most

	Soustředné zat. (TS) [kN]	Rovnoměrné zatížení (UDL)		
		Plošné [kN/m ²]	Š. pruhu [m]	Liniové [kN/m']
Pruh č.1	2x 300	9,0	3,0	27,0
Pruh č.2	2x 200	6,0	3,0	18,0
Pruh č.3	2x 100	3,0	3,0	9,0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	3,0	0,5	1,5
Celkem	2x 600			55,5

8.2.1.2 Vodorovné zatížení dopravou

Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly se uvažují jako podélné, působící v úrovni povrchu vozovky. Dále, bude uvažováno jejich působení v ose vozovky a rovnoměrné rozložení po celé zatěžovací délce. Hodnoty těchto sil jsou stejně velké, opačně orientované. Dle [34] se vypočítají jako část celkového maximálního svislého zatížení modelu zatížení 1,

umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1. Vzhledem k $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 1,0$, lze zjednodušený výpočet zapsat dle rovnice (8.1), kde L je délka nosné konstrukce.

$$Q_{lk} = 360 + 2,7 \cdot L \quad (8.1)$$

Zároveň musí platit:

$$180 \cdot \alpha_{Qi} \leq Q_{lk} \leq 900 \quad (8.2)$$

Z rovnice (8.1) vyšla hodnota, která nesplňuje podmínku (8.2), protože je výrazně vyšší. Bude tedy uvažováno $Q_{lk} = 900$ kN.

Odstředivé síly

Odstředivé síly působí pouze na zhruba první polovinu mostu, která se nachází ve směrovém oblouku. Uvažují se jako radiální k ose vozovky, působící v úrovni jejího povrchu. Poloměr směrového oblouku v ose vozovky je 550 m. Charakteristická hodnota odstředivých sil se spočítá dle vztahu (8.3),

$$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r} \quad (8.3)$$

kde r je poloměr směrového oblouku a Q_v je celková maximální tíha svislého zatížení dvojnápravového modelu zatížení. Stanoví se jako

$$Q_v = \sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2Q_{ik}) \quad (8.4)$$

Hodnoty pro Q_{tk} již zahrnují i dynamické účinky. Ještě se musí vzít v úvahu případné boční síly vznikající při šikmém brzdění, a to dle vztahu (8.5). Výpočet je uveden v Tab. 8.4.

$$Q_{trk} = 25\% \cdot Q_{lk} \quad (8.5)$$

Tab. 8.4: Stanovení odstředivých sil

	α_{Qi} [-]	Q_{ik} [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot 2Q_{ik}$ [kN]
Pruh č.1	1,0	300	600
Pruh č.2	1,0	200	400
Pruh č.3	1,0	100	200
Q_v [kN]			1200
Q_{tk} [kN]			87,27
Q_{trk} [kN]			225

8.2.2 Zatížení od chodců

Na mostě se nacházejí dva nouzové chodníky o šířce 0,75 m, na každé straně jeden. Toto zatížení je uvažováno dle [34], národní přílohy NA 2.21, na 3 kN/m². Šířka chodníků je 0,75 m, liniové zatížení od chodců je tedy $f_{chodci} = 2,25 \text{ kN/m'}$ na každé straně.

8.2.3 Zatížení teplotou

Po konzultaci s vedoucím práce bylo v rámci zjednodušení práce uvažováno pouze zatížení vlivem rovnoměrné změny teploty. Zatížení teplotou je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5 [35]. Teploty vyvolující zatížení jsou uvedeny v Tab. 8.5 Vzhledem k používání českých norem není jejich obsahem lokalita navrhované stavby. Maximální a minimální teplota tedy byla stanovena dle teplot v oblasti ČR poblíž hranic s Německem. Maximální teplota vzduchu ve stínu tedy je $T_{max} = 38 \text{ °C}$ a minimální teplota vzduchu ve stínu $T_{min} = -34 \text{ °C}$. Konstrukcí všech tří návrhů byly zařazeny do typu 3. Pro stanovení rovnoměrných teplot působících na konstrukci platí:

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \quad (8.6)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \quad (8.7)$$

Teplota musí být vztažena k referenční teplotě provádění stavby, ta je dle normy $T_0 = 10 \text{ °C}$. Zohlednění referenční teploty probíhá pomocí následujících vztahů:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (8.8)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (8.9)$$

Tab. 8.5: Hodnoty zatížení teplotou

	T_{max}	T_{min}	T_0	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	Jednotky
Teplota	38	-34	10	39,5	-26	36	29,5	°C

8.3 Sestavy zatížení

Dle konzultace s vedoucím práce jsou zvoleny sestavy zatížení gr1a a gr2. Ostatní sestavy budou zanedbány.

Tab. 8.6: Stanovení sestav zatížení dopravou [34]

Typ zatížení		Vozovka			Chodníky a cykl. pruhy
Zatěžovací systém		LM1	Brzdné a rozjezdové síly	Odstředivé síly a příčné síly	Pouze svislé zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty	-	-	kombinační hodnota
	gr2	časté hodnoty	charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	-

Charakteristické hodnoty jsou základní reprezentativní hodnoty zatížení. Kombinační hodnota pro chodníky a cyklistické pruhy v sestavě gr1a je 3 kN/m².

8.4 Kombinace zatížení

8.4.1 Mezní stav použitelnosti

Pro posouzení MSP na zadané konstrukci budou použity kombinace charakteristické pro omezení napětí. Bylo vytvořeno 8 kombinací, které jsou uvedeny v Tab. 8.7.

Tab. 8.7: Kombinace pro MSP

Číslo kombinace	Stálé	Proměnné	
		Dominantní	Vedlejší
1	VI. tíha, ostatní stálé, poklesy podpor	gr1a	ochlazení
2		gr1a	oteplení
3		ochlazení	g1a
4		oteplení	g1a
5		gr2	ochlazení
6		gr2	oteplení
7		ochlazení	gr2
8		oteplení	gr2

8.4.1.1 Charakteristické kombinace

Charakteristické kombinace jsou vytvořeny dle předpisu (8.10) a jsou uvedeny v Tab. 8.8.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P + " + Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.10)$$

Tab. 8.8: Souhrn koeficientů pro Charakteristické kombinace

Charakteristické kombinace 1 a 2			Charakteristické kombinace 3 a 4				
Zatížení			Zatížení				
Typ	Název	ψ_0/ψ_1	Typ	Název	ψ_0/ψ_1		
g	Vlastní tíha	-	g	Vlastní tíha	-		
	Ostatní stálé	-		Ostatní stálé	-		
	Poklesy podpor	-		Poklesy podpor	-		
q	gr1a	TS	-	q	gr1a	TS	0,75
		UDL	-			UDL	0,4
		Chodci	-			Chodci	0,4
		Brzd./rozj.	NEUVAŽUJÍ SE			Brzd./rozj.	NEUVAŽUJÍ SE
		Odstředivé	NEUVAŽUJÍ SE			Odstředivé	NEUVAŽUJÍ SE
	Teplot. účinky	0,6	Teplot. účinky		-		
Charakteristické kombinace 5 a 6			Charakteristické kombinace 7 a 8				
Zatížení			Zatížení				
Typ	Název	ψ_0/ψ_1	Typ	Název	ψ_0/ψ_1		
g	Vlastní tíha	-	g	Vlastní tíha	-		
	Ostatní stálé	-		Ostatní stálé	-		
	Poklesy podpor	-		Poklesy podpor	-		
q	gr2	TS	0,75	q	gr2	TS	0,75
		UDL	0,4			UDL	0,4
		Chodci	NEUVAŽUJÍ SE			Chodci	NEUVAŽUJÍ SE
		Brzd./rozj.	-			Brzd./rozj.	-
		Odstředivé	-			Odstředivé	-
	Teplot. účinky	0,6	Teplot. účinky		-		

9 Parametrická studie

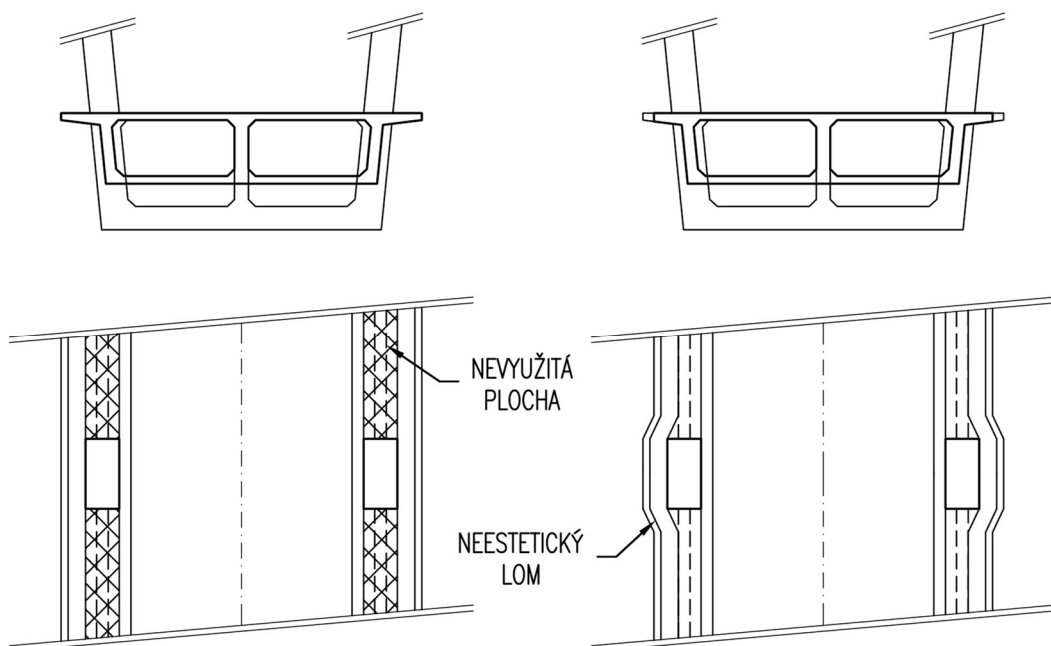
V rámci parametrické studie je zkoumáno chování navržených konstrukcí. V první řadě jsou doplněna specifika konstrukcí představených v kapitole 6. Následně je proveden návrh předpětí ve 2D modelovacím prostoru. Poté jsou vybrané návrhy vymodelovány ve 3D, kde je porovnáváno jejich chování. Parametrem této studie je návrhový přístup k extradosed konstrukci spojen s vedením předpínacích kabelů

9.1 Podrobnější specifika navržených konstrukcí

9.1.1 Návrh 1

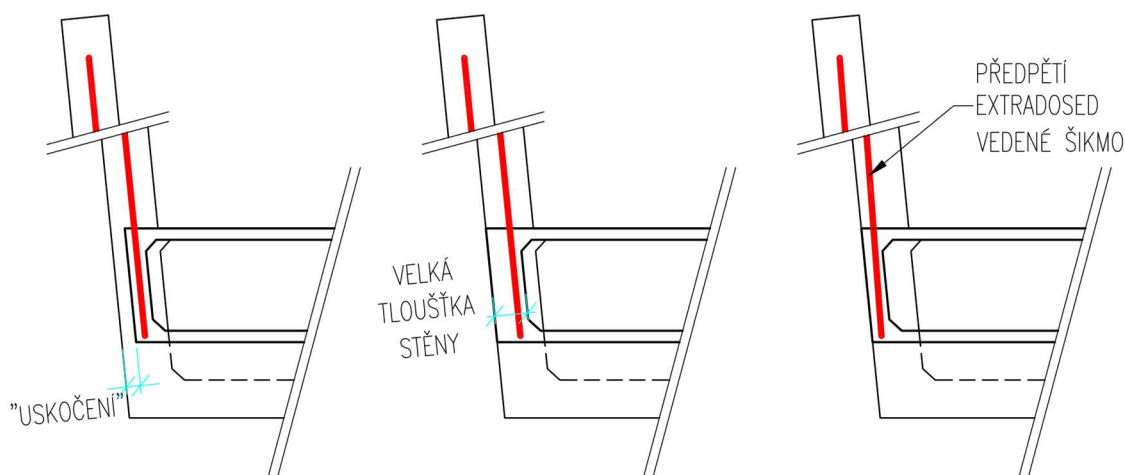
9.1.1.1 Komorový nosník

Navržený komorový nosník je netypicky bez konzol. Konzoly nejsou na konstrukci navrženy, protože vnější stěny komory musí být v jedné rovině s pylonem, což udává i jejich vzdálenost. Mezi pylony musí být umístěna komunikace a svodidla. Jediné, co lze umístit na konzoly jsou nouzové chodníky a zábradlí. Šířka nouzových chodníků je však pouze 0,75 m a délka vykonzolování by tak byla pouze cca 1 m. Z estetického hlediska by takto navržená konstrukce nepůsobila dobře a v místě mimo pylon by konstrukce byla zbytečně širší a vyskytoval by se na mostě nevyužitý prostor. Zredukovat by se plocha nevyužitého prostoru dala zmenšením šířky v poli, v místě pylonu by ale musel být zlom. Tyto dva návrhy jsou patrné z Obr. 9.1. Z uvedených důvodů je použita konstrukce bez konzol.



Obr. 9.1: Varianty konstrukce s konzolami; nahoře příčné řezy, dole půdorysy

Vzhledem k poměru výšky (3 m) k šířce (cca 14,5 m) nosné konstrukce je zvolený komorový nosník dvoukomorový. Základní dimenze komorového nosníku byly zvoleny s přihlédnutím na potřebné předpětí. Extradosed předpětí je vedeno v krajních stěnách nosníku. Tloušťka krajních stěn u letmo betonovaných konstrukcí obvykle bývá cca 500 mm. Šířka pylonu je předpokládána cca 1,5 m. Vedení extradosed předpětí ve stěně komory a jeho kotvení by mělo být vždy v ose daného konstrukčního prvku. To vede k nutnosti „uskočení“ tvaru komory v místě pylonu, které je patrné z Obr. 9.2. Pro řešení bez tohoto „uskočení“ by stěna komorového nosníku musela být zbytečně tlustá, což je nevhodné vzhledem k množství materiálu, nebo by předpínací kabel musel být veden šikmo, což je nevhodné už z podstaty věci.



Obr. 9.2: Varianty vedení předpínacích kabelů extradosed

Šířka střední stěny komorového nosníku je navržena na 600 mm. V místě pylonu je zhotoven příčník pomocí zesílení stěn komorového nosníku o 1,5 m. Tloušťka horní stěny komorového nosníku je zvolena 300 mm. Spodní stěna bude mít tloušťku proměnnou od 300 mm v poli, do 1000 mm v místě podpor ohraničující nejdelší rozpětí. Změna tloušťky spodní stěny proběhne na stejné vzdálenosti, jako změna výšky komorového nosníku. To je patrné z Obr. 9.3.

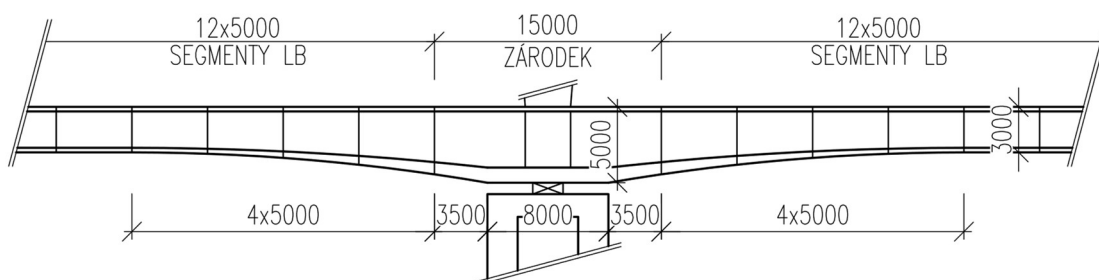
V místě pylonu je zhotoven příčník pomocí zesílení stěn komorového nosníku o 1,5 m.

9.1.1.2 Výstavba a předpětí

Zvolenou metodou výstavby je pro tento návrh metoda letmé betonáže. Konstrukce stavěná touto metodou mohou obsahovat tři druhy kabelů – kabely konzolové (výstavbové) umístěné u horního povrchu, kladné kabely umístěné v poli u spodního povrchu a kabely spojitosti. V navrhované konstrukci jsou předpokládány

všechny tři uvedené druhy kabelů s tím, že předpínací kabely extradosed jsou zároveň kabely spojitosti. Výstavbové kabely jsou vedeny v horní desce a kladné kabely ve spodní dece. Pokud bude potřeba další předpětí, bude umístěno ve středové stěně komorového nosníku.

Po výstavbě pilíře bude osazeno ložisko, které během výstavby bude, pomocí předpínacích tyčí spojujících hlavu pilíře se zárodek nosné konstrukce, znehybněno. Zárodek bude mít celkovou šířku 15 m - 8 m nad pilířem + 2 x 3,5 m konzola, viz Obr. 9.3. Segmenty letmé betonáže jsou zvoleny, s ohledem na jednoduchost výstavby všechny o stejné délce, a to 5 m. Prostřední segment polí je zvolen jako spojovací. Metoda výstavby čtyř krajních polí na každé straně je zvolena na pevné skruži.



Obr. 9.3: Schéma podélného řezu

9.1.1.3 Pilíře a pylony

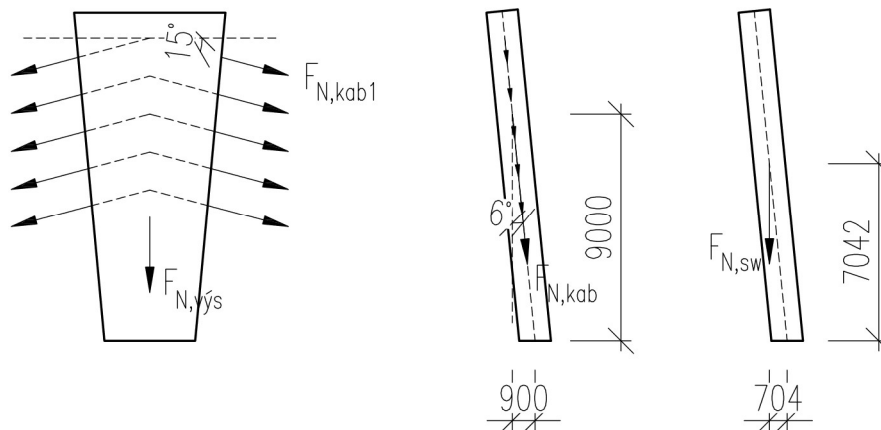
Pilíře jsou tvořeny dvojicí stojek téměř obdélníkového průřezu. Šířka stojek pilíře je navržena shodně se spodní hranou nosné konstrukce na 13,5 m, tloušťka na 2 m a vzdálenost mezi stojkami je 4 m. Celkový rozměr pilířů středové části je tak 13,5 x 8 m. Pilíře krajních částí mají průřez téměř obdélníkového tvaru o rozměrech 13,15 x 2,5 m. Nosná konstrukce je na pilíře uložena na kalotových ložiscích. Ložiska jsou předpokládána dvě na každém pilíři. Na nejvyšším pilíři je předpokládáno vnitřní ložisko pevné a vnější ložisko příčně posuvné. Na ostatních pilířích jsou vnitřní ložiska podélně posuvná a vnější posuvná všesměrně.

Pylony jsou monoliticky spojeny s nosnou konstrukcí a jsou ukloněny do stran v poměru 1:10, aby v části půdorysného oblouku nezasahovaly do průjezdného profilu. Jejich výška je zvolena 13 m.

9.1.1.3.1 Předběžný návrh průřezu pylonu

Průřez pylonu je ověřen v jeho patě pomocí interakčního diagramu průřezu. Předpokládané procento vyztužení pro konstrukci pylonu je 1 %.

Předpokládaný průřez pylonu je 4 x 1,5 m. Počet extradosed kabelů je 5. Úhel sklonu vedení předpínacích kabelů je 15°. Schéma působení zatížení je patrné z Obr. 9.4.



Obr. 9.4: Schéma působení zatížení

Maximální počet lan v jednom kabelu pro předpětí bez soudržnosti je 37. Maximální možná síla v jednom předpínacím kabelu tedy je

$$F_{N,kab,1} = A_p \cdot \sigma_{P,max} = (37 \cdot 150) \cdot 1473,12 = 8,176 \cdot 10^6 = 8\,176 \text{ kN}$$

S touto silou je počítáno v každém kabelu, z každé strany pylonu. Po zohlednění úhlu vedení předpětí je výsledná hodnota normálové síly následující

$$F_{N,kab} = 10 \cdot F_{N,kab,1} \cdot \sin(15^\circ) = 21\,161 \text{ kN}$$

Vlastní tíha pylonu ($F_{N,sw}$) je přibližně 2 450 kN. Výsledná normálová síla v patě pylonu je

$$F_{N,vys} = 21\,161 + 2\,450 = 23\,611 \text{ kN}$$

Momentové zatížení pylonu je způsobeno jeho ukloněním. Výslednice sil od předpínacích kabelů působí ve výšce 9 m, na excentricitě 0,9 m a pod úhlem 6°. Moment od sil předpínacích kabelů je

$$M_{N,kab} = F_{N,kab} \cdot \cos(6^\circ) \cdot 0,9 = 18\,940 \text{ kNm}$$

Ohybový moment od vlastní tíhy působí v těžišti pylonu, které je ve výšce 7,042 m, na excentricitě 0,704 m. Ohybový moment od vlastní tíhy tedy je

$$M_{N,sw} = F_{N,sw} \cdot 0,704 = 1724,8 \text{ kNm}$$

Celkový ohybový moment v patě pylonu je

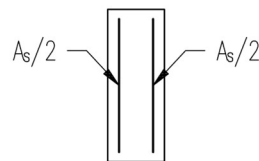
$$M_{N,vys} = M_{N,kab} + M_{N,sw} = 20\,665 \text{ kNm}$$

Předpokládané vyztužení pylonu je 1 % plochy průřezu. Plocha předpokládané výztuže tedy je

$$A_{s,1\%} = 0,01 \cdot 4000 \cdot 1500 = 60\,000 \text{ mm}^2$$

Tato plocha odpovídá přibližně výztuži $\varnothing 22$ po 100 mm ve dvou řadách po obou stranách pylonu. V jedné řadě je 40 prutů výztuže (4000/100).

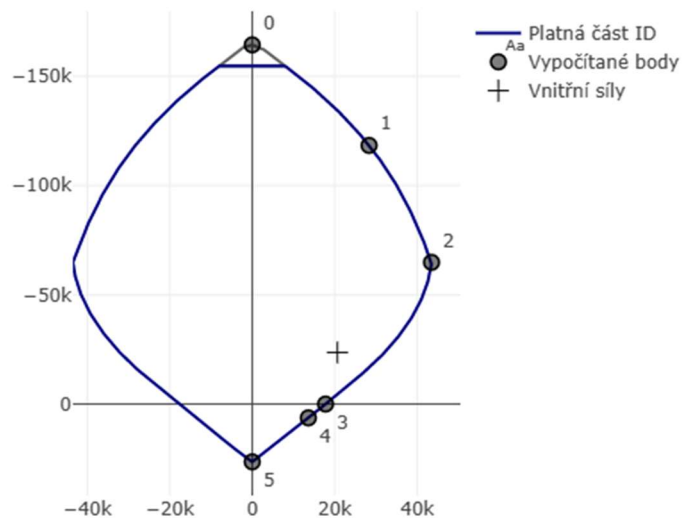
$$A_s = 2 \cdot 80 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4} = 60\,821 \text{ mm}^2$$



Obr. 9.5: Schéma vyztužení

Interakční diagram

Interakční diagram průřezu je pro výše uvedené hodnoty následující.



Obr. 9.6: Interakční diagram pylonu [36]

Ověření štíhlosti

Štíhlost je ověřena pomocí vztahu

$$\lambda \leq \lambda_{lim} \quad (9.1)$$

Kde λ je štíhlost pylonu a λ_{lim} limitní štíhlost.

Štíhlost pylonu je dána vztahem

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (9.2)$$

Kde l_0 je vzpěrná délka pylonu a i poloměr setrvačnosti průřezu.

Limitní štíhlost vztahem

$$\lambda_{lim} = \min \left(\frac{20ABC}{\sqrt{n}}; 75 \right) \quad (9.3)$$

Kde A je koeficient dotvarování, B je vliv stupně vyztužení, C je vliv ohybových momentů a n je poměrná normálová síla, která je dána vztahem

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (9.4)$$

Kde N_{Ed} je normálová síla, A_c plocha průřezu a f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku.

Ověření štíhlosti je shrnuto v následující tabulce

Tab. 9.1: Ověření štíhlosti

Charakteristika		Hodnota	Jednotky
Vzpěrná délka	l_0	26	m
Poloměr setrvačnosti	i	0,451	m
Štíhlost pylonu	λ	57,688	-
Koeficient A (bezpečně)	A	0,7	-
Koeficient B (bezpečně)	B	1,1	-
Koeficient C (bezpečně)	C	0,7	-
Poměrná normálová síla	n	0,187	-
Limitní štíhlost	λ_{lim}	24,903	-

Z tabulky je patrné, že je pylon štíhlý prvek, je tedy nutné zohlednit moment druhého řádu. Pro výpočet momentu druhého řádu je použita zjednodušená (zjednodušení na straně bezpečné) pomůcka z předmětu BK01 [37].

Vzpěrná délka sloupu:

$l_0 =$ m

Charakteristická pevnost betonu:

f_{ck} MPa

Šířka sloupu (kolmo na rámu):

$b_s =$ m

Charakteristická mez kluzu oceli:

f_{yk} MPa

Šířka sloupu (ve směru rámu):

$h_s =$ m

Normálová síla:

N_{Ed} kN

Krytí vyztuže:

c mm

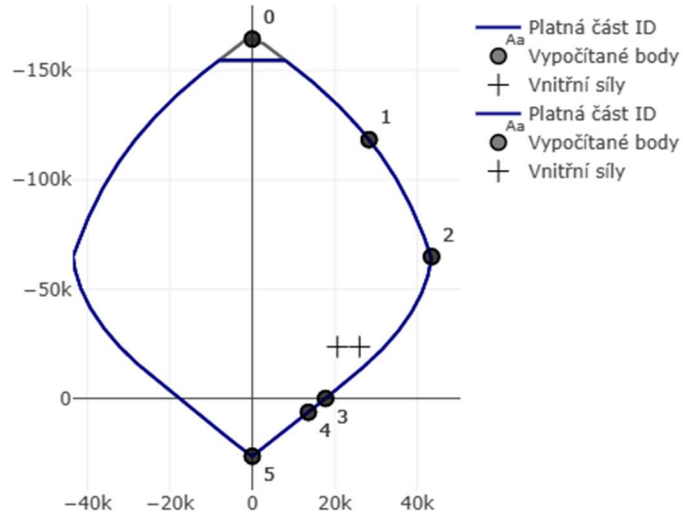
Moment II. řádu:
M2 <input type="text" value="-5365,8"/> kNm

Obr. 9.7: Výpočet momentu druhého řádu [37]

Hodnota ohybového momentu po přičtení momentu II. řádu je

$$M_{N,výs,II} = M_{N,výs} + |M_{II}| = 26\,031 \text{ kNm} \quad (9.5)$$

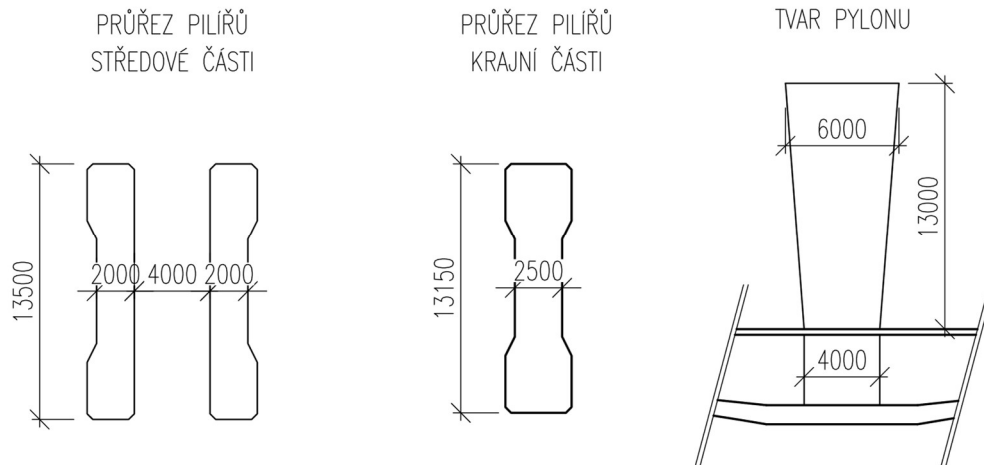
Výsledný interakční diagram se zohledněným momentem II. řádu je patrný z Obr. 9.8.



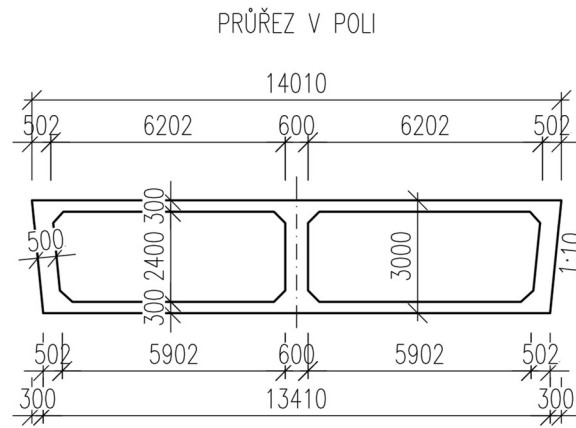
Obr. 9.8: Interakční diagram po zohlednění momentu II. řádu [36]

Bod se zohledněným momentem II. řádu se nachází uvnitř diagramu. Navrhovaný tvar pylonu je použit.

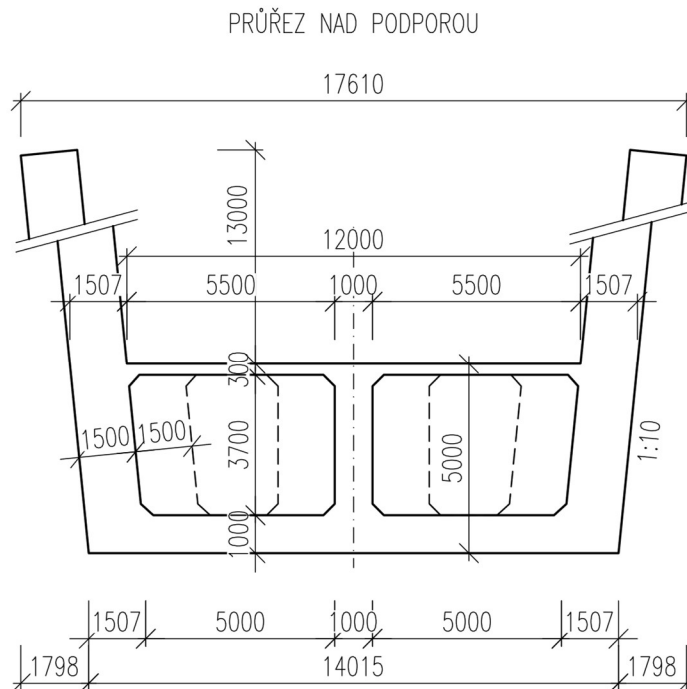
9.1.1.4 Konstrukční schéma



Obr. 9.9: Schéma pilířů a pylonu



Obr. 9.10: Schéma příčného řezu v poli



Obr. 9.11: Schéma příčného řezu v místě podpory s pylony

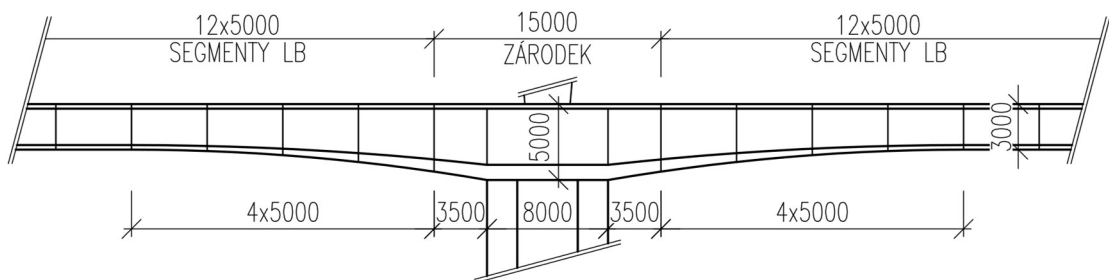
9.1.2 Návrh 2

Použití tohoto konstrukčního řešení je pro most ve směrovém oblouku, jako je tento, problematické. Betonové stěny musí mít vždy přímý půdorysný tvar. To by znamenalo, že by pro spojení stěny s mostovkou musely být použity postranní dobetonávky krajních stěn komory a zbytečné rozšíření mostu. Vliv betonové stěny by však mohl být zajímavý, proto je zde toto řešení uvedeno, jako by byl most pouze v přímém úseku.

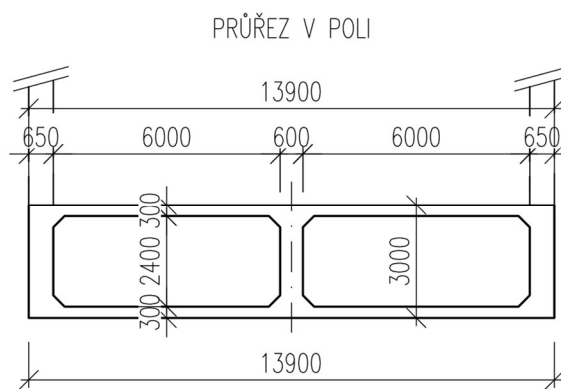
Tento návrh je téměř shodný s návrhem předchozím. Konstrukce jsou odlišné v následujících ohledech. Nosná konstrukce není uložena na pilířích s ložisky, ale pilíře jsou tuze spojeny s mostovkou. Ložiska se nacházejí pouze na opěrách krajní stěny komorového nosníku a pylony nejsou ukloněny do stran. Předpětí extradosed je vedeno

v betonových stěnách. Vzhledem k velké podobnosti s návrhem 1 je použit tvar pylonu shodný s předchozí variantou.

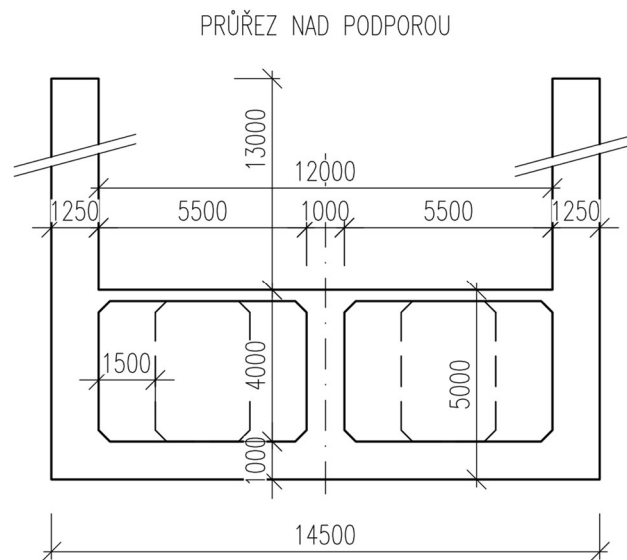
9.1.2.1 Konstrukční schéma



Obr. 9.12: Podélné schéma návrhu 2



Obr. 9.13: Schéma příčného řezu v poli



Obr. 9.14: Schéma příčného řezu v místě podpory

9.1.3 Návrh 3

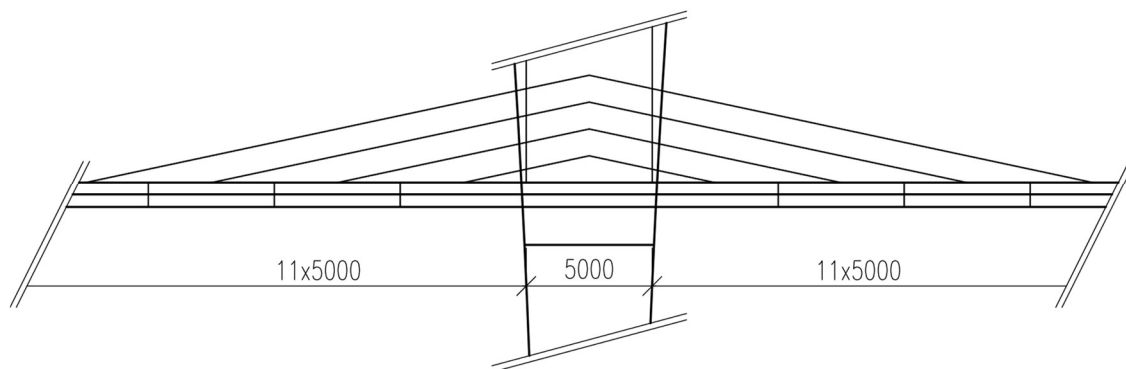
9.1.3.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena dvěma postranními nosníky o výšce 1 m, mezi kterými je pnutá železobetonová deska o tloušťce 0,5 m. Tato deska pokračuje přes nosníky do krátkých konzol, ve kterých jsou kotveny kabely. Celková šířka konstrukce je cca 13,7 m.

9.1.3.2 Výstavba a předpětí

Zvolenou metodou výstavby tohoto návrhu je letmá betonáž s napínáním kabelu daného segmentu. Součástí zhotovení pilíře je zárodek, který je s pilířem monoliticky spojen. Zárodek má šířku 5 m. Následně pak budou zhotoveny segmenty. Segmenty letmé betonáže jsou zvoleny o stejné délce 5 m. Při výstavbě probíhá zároveň betonáž postranních nosníků v nejnovější etapě a betonáž desky v etapě předchozí. Zároveň probíhá instalace kabelů a jejich předpínání na předepsané napětí. Prostřední segment je zvolen jako spojovací.

Jediné předpětí, které se v konstrukci nachází jsou již zmíněné kabely. S dalším předpětím v tomto návrhu není počítáno.



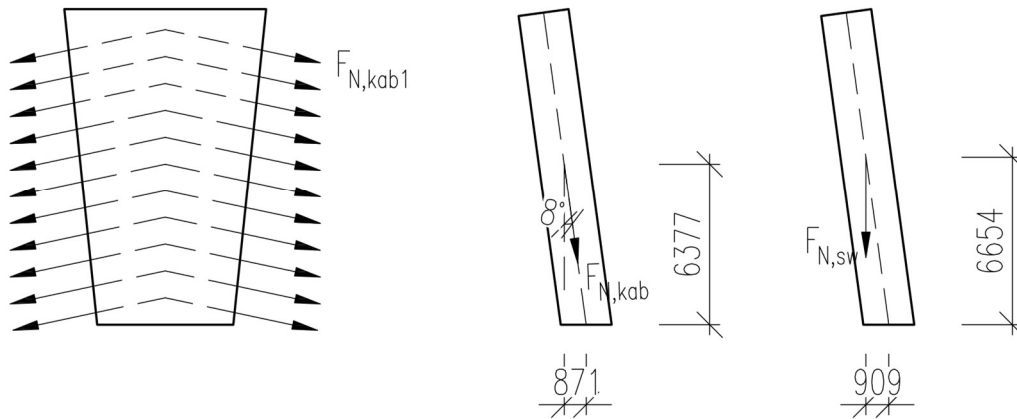
Obr. 9.15: Podélné schéma

9.1.3.3 Pilíře a pylony

Pilíře tvoří dvě stojky, které se ve vzdálenosti 20 m pod mostovkou začínají v příčném směru rozbíhat z 12,5 m na konečných 20,5 m. V podélném směru se stojky pilíře začínají rozšiřovat ze 4 m na konečných 7 m. Po výšce pilíře jsou jeho stojky po vzdálenosti 15 m spojeny příčnou výztuhou o rozměrech 4 x 2 m.

Návrh průřezu pylonu

Návrh pylonu je proveden stejným postupem, jako v návrhu 1. Předpokládané procento vyztužení pro konstrukci pylonu je 1 %. Počet kabelů je 10 a úhel sklonu kabelů 12°. Schéma působení zatížení je patrné z Obr. 9.16.



Obr. 9.16: Schéma působení zatížení

Předpokládaný průřez pylonu je 5,4 x 2 m. Je uvažováno maximálně 22 lan v jednom kabelu. Maximální možná síla v jednom předpínacím kabelu je tedy

$$F_{N,kab,1} = A_P \cdot \sigma_{P,max} = (22 \cdot 150) \cdot 1473,12 = 4,861 \cdot 10^6 = 4\,861 \text{ kN}$$

S touto silou je počítáno v každém kabelu z každé strany pylonu. Po zohlednění úhlu vedení předpětí je výsledná hodnota Normálové síly v patě pylonu následující

$$F_{N,kab} = 20 \cdot F_{N,kab,1} \cdot \sin(12^\circ) = 20\,214 \text{ kN}$$

Vlastní tíha pylonu ($F_{N,sw}$) je přibližně 3 750 kN. Výsledná normálová síla v patě pylonu je

$$F_{N,výs} = 20\,214 + 3\,750 = 23\,964 \text{ kN}$$

Momentové zatížení pylonu je způsobeno jeho ukloněním. Výslednice sil od předpínacích kabelů působí ve výšce 6,377 m, na excentricitě 0,871 m a pod úhlem 8°. Moment od sil předpínacích kabelů je

$$M_{N,kab} = F_{N,kab} \cdot \cos(8^\circ) \cdot 0,871 = 17\,435 \text{ kNm}$$

Ohybový moment od vlastní tíhy působí v těžišti pylonu, které je ve výšce 7,042 m, na excentricitě 0,704 m. Ohybový moment od vlastní tíhy tedy je

$$M_{N,sw} = F_{N,sw} \cdot 0,909 = 3\,409 \text{ kNm}$$

Celkový ohybový moment v patě pylonu je

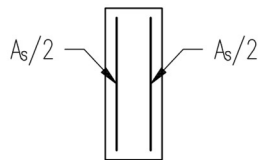
$$M_{N,výs} = M_{N,kab} + M_{N,sw} = 20\,844 \text{ kNm}$$

Předpokládané vyztužení pylonu je 1 % plochy průřezu. Plocha předpokládané výztuže tedy je

$$A_{s,1\%} = 0,01 \cdot 5400 \cdot 2000 = 108\,000 \text{ mm}^2$$

Tato plocha odpovídá přibližně výztuži $\varnothing 25$ po 100 mm ve dvou řadách po obou stranách pylonu. V jedné řadě je 54 prutů výztuže (5400/100).

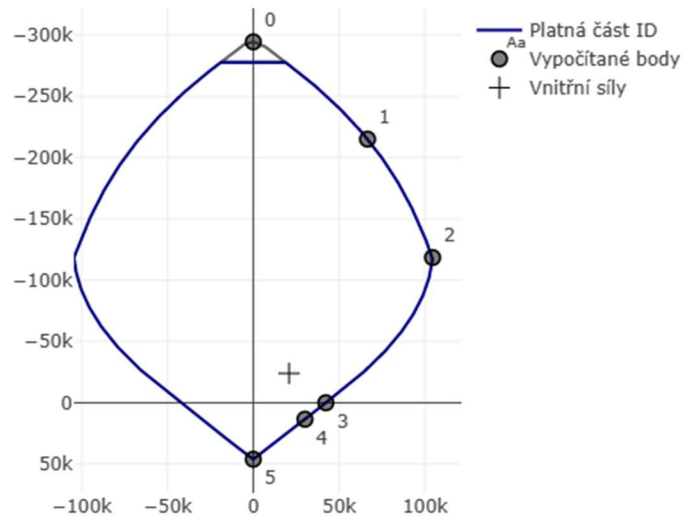
$$A_s = 2 \cdot 108 \cdot \pi \cdot \frac{25^2}{4} = 106\,028 \text{ mm}^2$$



Obr. 9.17: Schéma vyztužení

Interakční diagram

Interakční diagram průřezu je pro výše uvedené hodnoty následující.



Obr. 9.18: Interakční diagram pylonu [36]

Ověření štíhlosti

Ověření štíhlosti je provedeno stejným způsobem, jako u návrhu 1.

Tab. 9.2: Ověření štíhlosti

Charakteristika		Hodnota	Jednotky
Vzpěrná délka	l_0	26	m
Poloměr setrvačnosti	i	0,688	m
Štíhlost pylonu	λ	34,863	-
Koeficient A (bezpečně)	A	0,7	-
Koeficient B (bezpečně)	B	1,1	-
Koeficient C (bezpečně)	C	0,7	-
Poměrná normálová síla	n	0,106	-
Limitní štíhlost	λ_{lim}	33,164	-

Pylon tohoto návrhu je také štíhlý prvek. Moment II. řádu je patrný z následujícího obrázku.

Vzpěrná délka sloupu:

 $l_0 = 25$ m

Šířka sloupu (kolmo na rám):

 $bs = 5,4$ m

Šířka sloupu (ve směru rámu):

 $hs = 2$ m

Krytí výztuže:

 $c = 47$ mm

Charakteristická pevnost betonu:

 $f_{ck} = 35$ MPa

Charakteristická mez kluzu oceli:

 $f_{yk} = 500$ MPa

Normálová síla:

 $N_{Ed} = -23964$ kN

Moment II. řádu:
$M_2 = -3735,4$ kNm

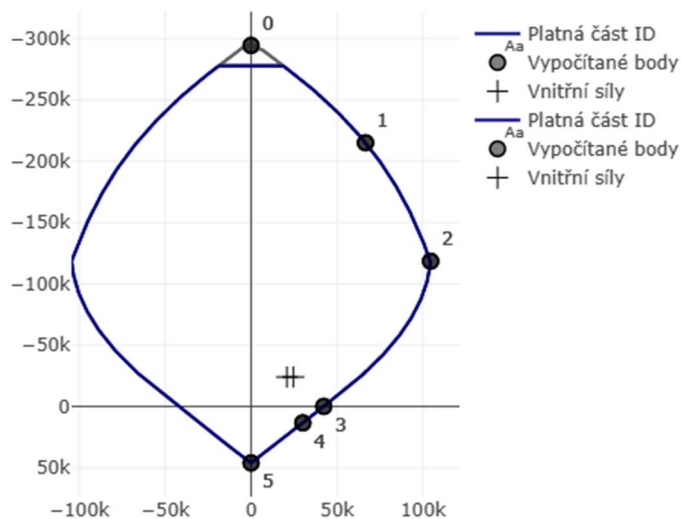
Obr. 9.19: Výpočet momentu druhého řádu [37]

Hodnota ohybového momentu po přičtení momentu II. řádu je

$$M_{N,výs,II} = M_{N,výs} + |M_{II}| = 24\,580 \text{ kNm}$$

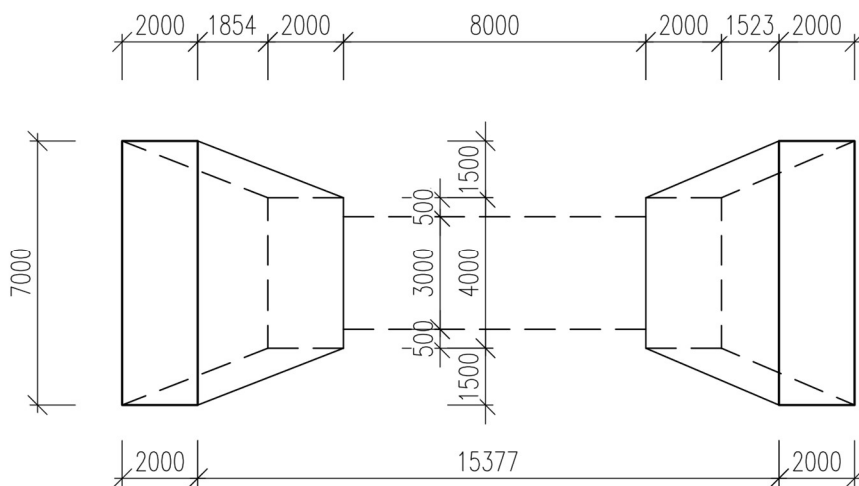
Výsledný interakční diagram se zohledněným momentem II. řádu je patrný z Obr. 9.20.

Bod se zohledněným momentem II. řádu se nachází uvnitř diagramu. Navrhovaný tvar pylonu je použit.

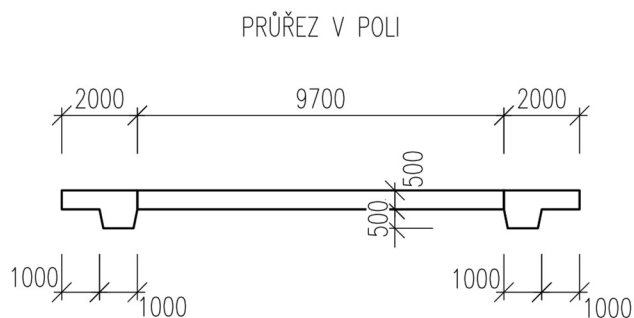


Obr. 9.20: Interakční diagram [36]

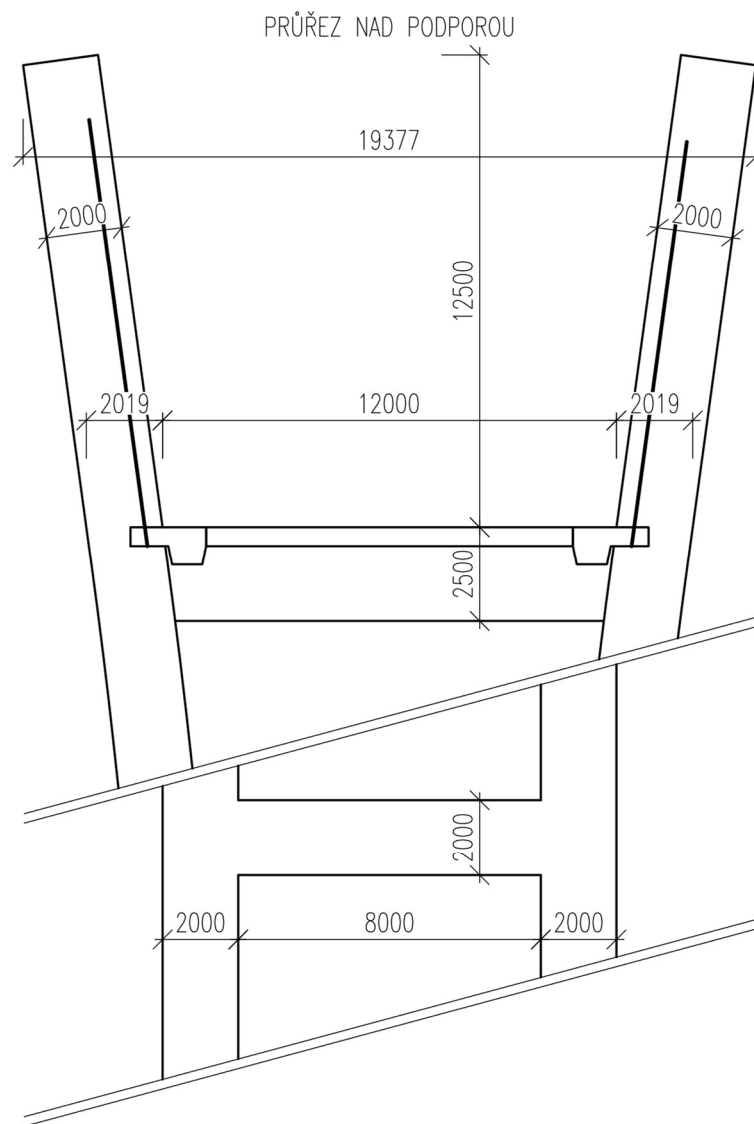
9.1.3.4 Konstrukční schéma



Obr. 9.21: Schéma piliře – pohled shora



Obr. 9.22 Schéma příčného řezu v poli



Obr. 9.23: Schéma příčného řezu v místě podpory

9.2 Předběžný návrh předpětí rozhodujících polí mostu

V této podkapitole je popsán předběžný návrh předpětí. Vzhledem k rozsáhlosti konstrukce bude návrh zaměřen na rozhodující pole konstrukce. Rozhodujícími poli jsou myšleny vždy střední část konstrukce s nejdelšími rozpětími.

Ve výpočetním programu SCIA Engineer byly vytvořeny 2D prutové modely v prostředí rámu XY, na které bylo umístěno svislé a podélné vodorovné zatížení charakteristické kombinace. Příčná zatížení odstředivými silami byla vzhledem k 2D modelovacímu prostředí zanedbána a budou aplikovány v následujících kapitolách v modelu ve 3D. V modelech byl dále zanedbán podélný a příčný sklon a uklonění pylonů do stran. Následně bylo navrženo předpětí a ověřeno, že nevzniká tahové napětí a není překročeno napětí tlakové pevnosti betonu v horních i spodních vláknech průřezů. Modely předpokládají stav konstrukce na konci životnosti. Okamžité ztráty předpětí jsou automaticky vypočítány softwarem a dlouhodobé jsou zohledněny snížením napětí v předpínacích kabelech o 20%. Hodnota tlakové pevnosti v betonu pro charakteristickou kombinaci je dána vztahem (9.6).

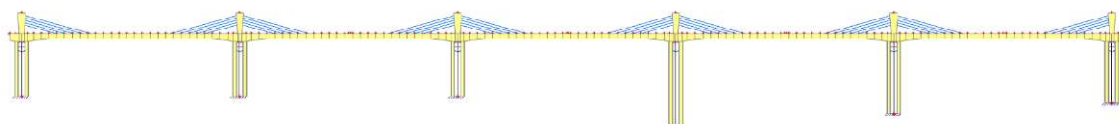
$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa} \quad (9.6)$$

9.2.1 2D Model návrhu 1

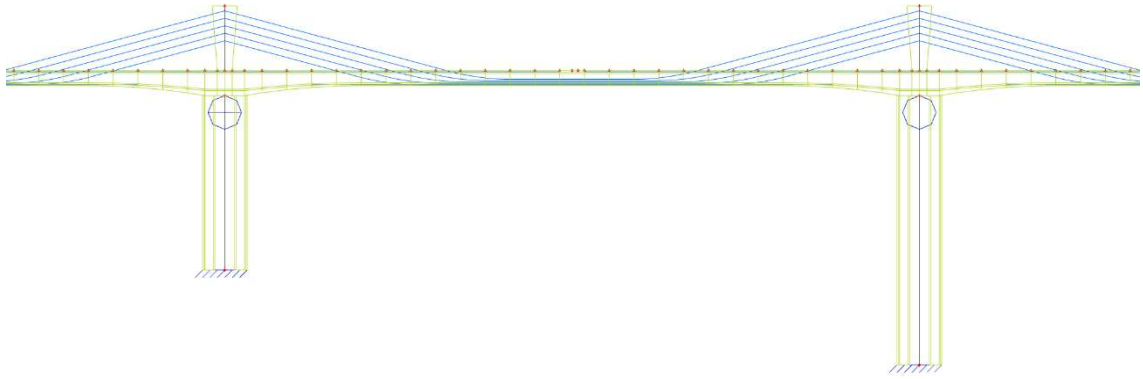
Vzhledem k velikosti navrhované konstrukce je předpětí navrhováno na výseku pěti prostředních polí každého návrhu. Na takovémto výseku budou sledovány hodnoty na jeho prostředním poli. Pro ověření správnosti takového zjednodušení je pro tento první návrh vymodelována i celá konstrukce mostu a oba modely porovnány, zda lze takové zjednodušení provést.

Stručný popis modelu

Všechny konstrukční prvky mostu jsou v modelu nahrazeny pruty reprezentovanými střednicí. Ložiska byla nahrazena kloubem na prutu umístěným v místě ložiska. Pilotové založení bylo nahrazeno vetknutím.



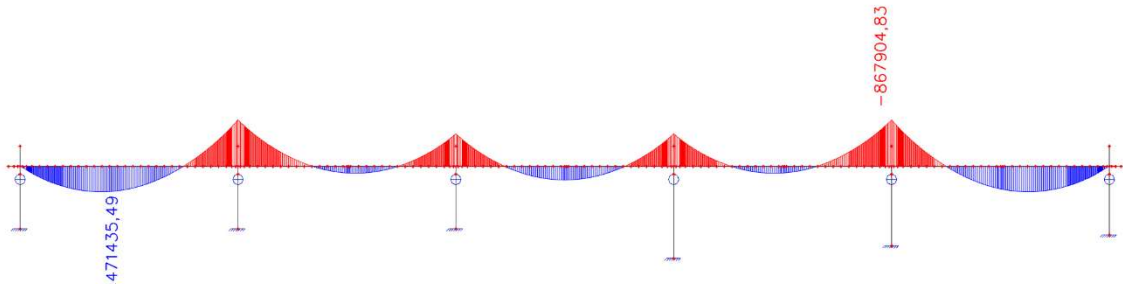
Obr. 9.24: 2D model návrhu 1



Obr. 9.25: Detail prostředního pole návrhu 1

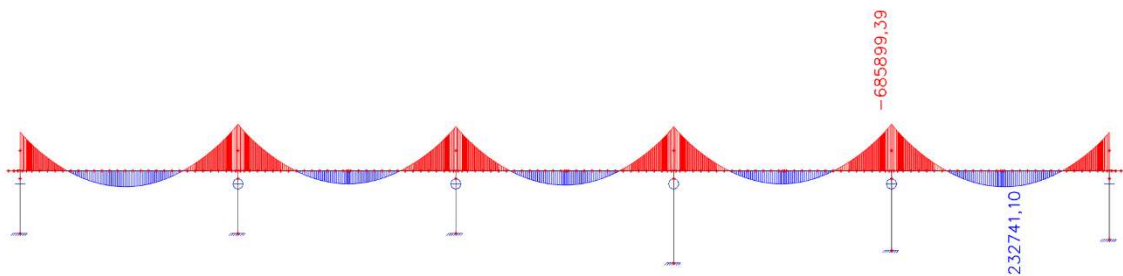
9.2.1.1 Kontrola správnosti výpočtu

Po dokončení modelování konstrukce je provedena kontrola správného chování konstrukce. Tato kontrola je provedena na průběhu ohybového momentu.



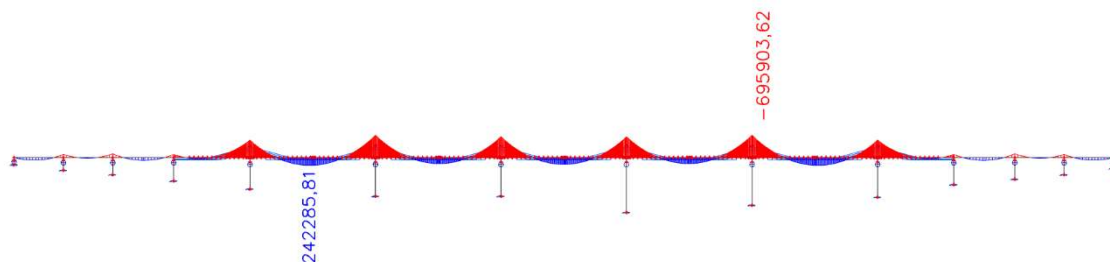
Obr. 9.26: Průběh ohybového momentu

Z průběhu ohybového momentu je patrné, že konstrukce nefunguje tak, jak by měla, protože ohybový moment je v krajních styčnicích nulový. Důvodem této chyby je možnost pootočení v krajních kloubech, reprezentujících ložiska. Pro správné fungování byl těmto kloubům odebrán stupeň volnosti v pootočení.



Obr. 9.27: Průběh ohybového momentu

Po úpravě vypadá průběh ohybového momentu reálně a model tudíž funkčně. Nyní je model porovnán s modelem celé konstrukce. Ohybové momenty na modelu celého mostu jsou vidět na následujícím obrázku.

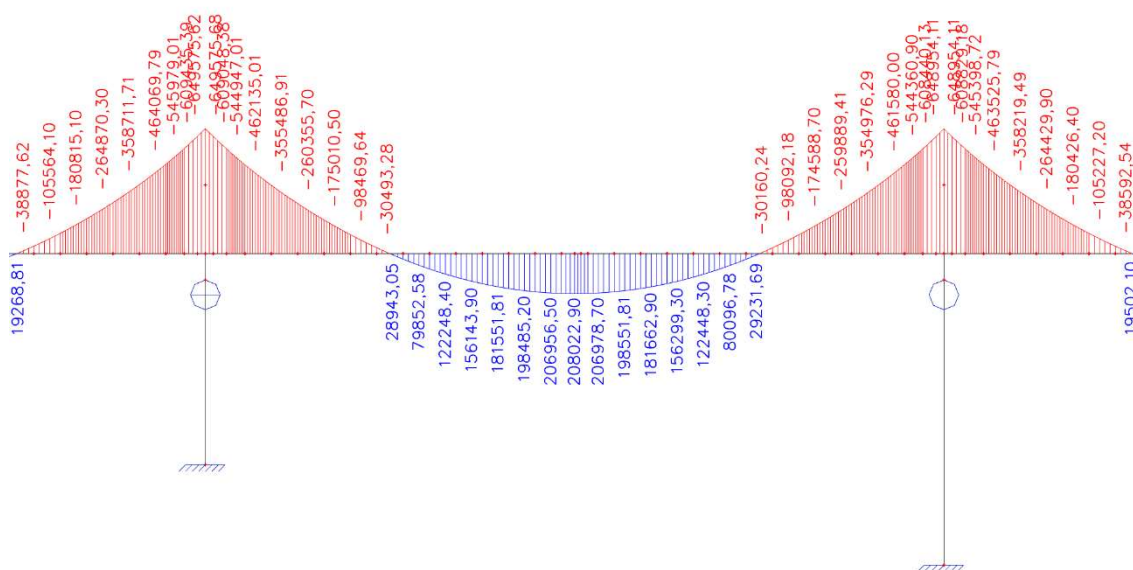


Obr. 9.28: Ohybový moment na modelu celé konstrukce

Rozdíl mezi Ohybovým momentem na části konstrukce a celé konstrukci činí necelá 2 %. Tato odchylka je zanedbatelná. Pro jistotu je spočítána hodnota ohybového momentu ručně pomocí následujícího vztahu

$$M_{Podp} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (25 \cdot 13,6) \cdot 140^2 = 833\,000 \text{ kNm}$$

Kde f je liniové zatížení od vlastní tíhy vypočítané jako objemová hmotnost betonu vynásobena plochou průřezu mostovky. Největší podíl na konstrukci mají středové segmenty, jejichž plocha byla ve výpočtu použita. Vzhledem k tomu, že se plocha průřezu mostovky zvětšuje je jasné, že hodnota ohybového momentu z výpočetního programu bude větší. Hodnoty momentu ve středním poli konstrukce jsou zobrazeny na Obr. 9.29.

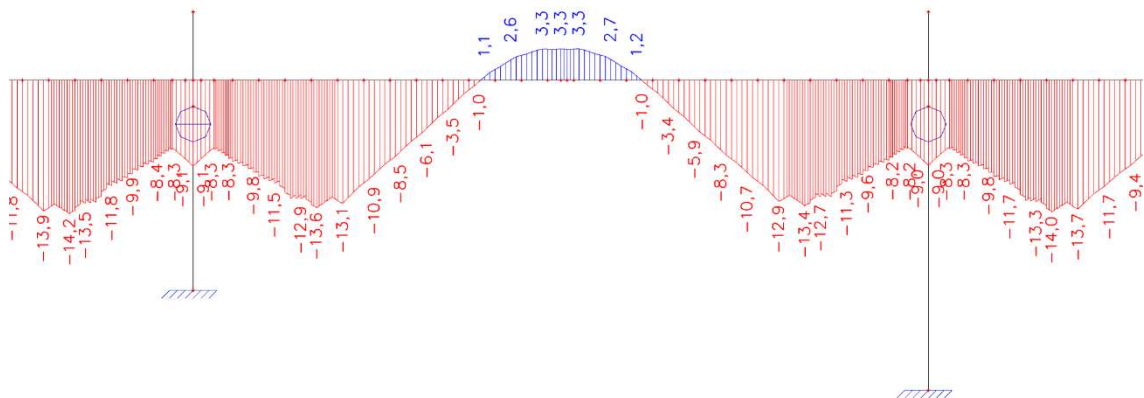


Obr. 9.29: Ohybový moment ve středovém poli konstrukce

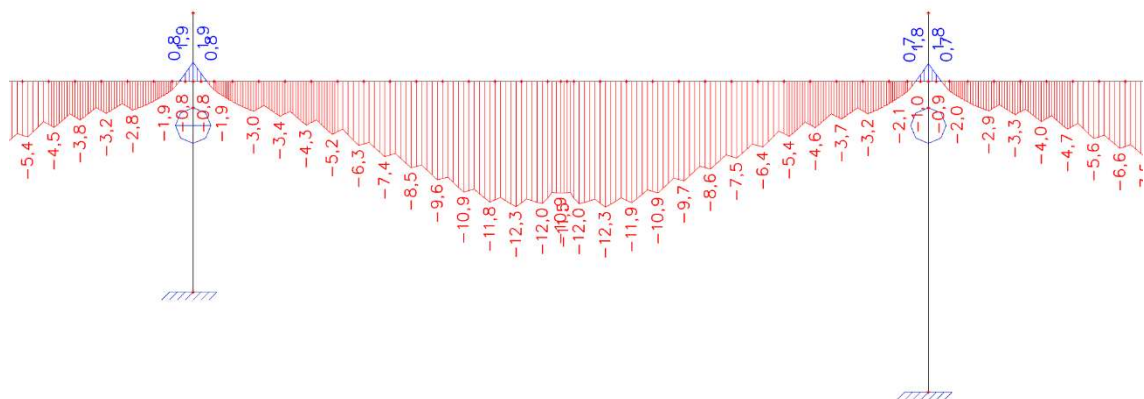
Pokud se sečtou hodnoty v poli i nad podporou měly by dosahovat přibližně ručně vypočtené hodnoty ohybového momentu. Hodnoty v poli dosahují hodnot přibližně 208 000 kNm, hodnoty nad podporou zhruba -649 000 kNm. Součet absolutních hodnot těchto ohybových momentů je 857 000 kNm. Tato hodnota se od ručně vypočítané liší o přibližně o 3 %, tedy o zanedbatelný rozdíl. Dá se říci, že modely počítají správně.

9.2.1.2 Prvotní návrh předpětí

Pro prvotní zjištění hodnot napětí byly zvoleny všechny předpínací kabely z 22 lan. Výstavbové kabely jsou předpokládány vždy ve dvojici a instalovány budou po zhotovení jedné lamely na každé straně vahadla. Pro výstavbu jednoho vahadla tak bude použito 12 dvojic výstavbových kabelů. Kabely při spodním okraji jsou předpokládány tři dvojice v každém poli, vždy od lamely X04. Kabely extradosed jsou předpokládány v pěti párech. Spodní kabely extradosed jsou kotveny v pylonu 6 m nad horní hranou mostovky, následně pak po 1,5 m. Horní kabel je tedy kotven 12 m nad mostovkou. Každý z kabelů je v modelu reprezentován a vymodelován samostatným prvkem kabelu



Obr. 9.30: Napětí spodních vláken prvotního návrhu předpětí



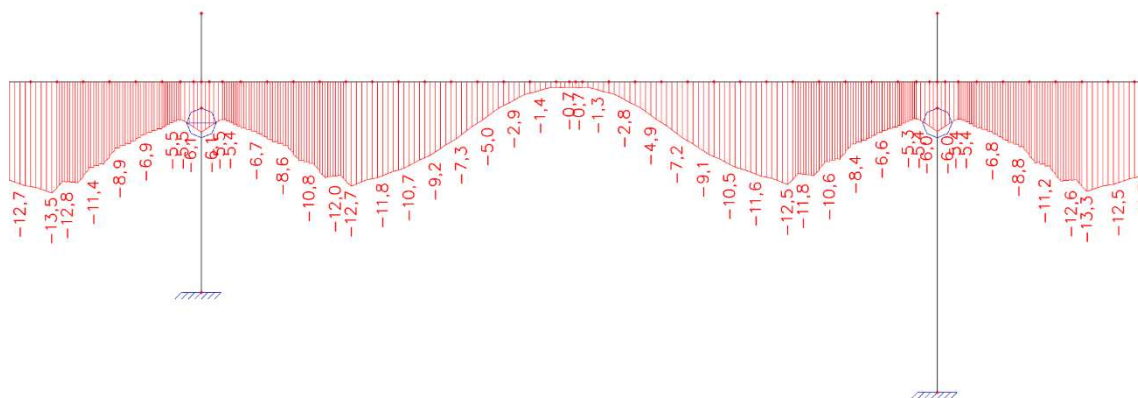
Obr. 9.31: Napětí horních vláken prvotního návrhu předpětí

Vzhledem k tomu, že vznikají tahová napětí v horních vláknech v poli a ve spodních vláknech v místě podpory je nutné předpětí posílit.

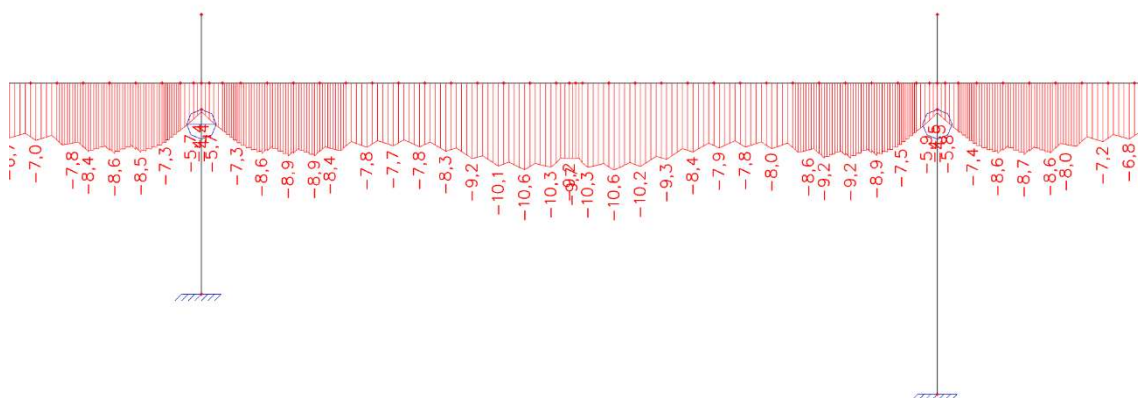
Nyní připadají v úvahu dvě možnosti, buďto zvětšit počet lan v předpínacích kabelech extradosed (označeno úprava A), nebo přidat další kabely do středové stěny komory (označeno úprava B). Další variantou posílení předpětí by bylo zvětšení počtu kabelů extradosed. Toto řešení však s přihlédnutím k estetickému dojmu z konstrukce není provedeno.

9.2.1.3 Úprava A

První úpravou předpětí bylo zvětšení počtu lan v kabelech extradosed. Pro redukcí tahových napětí bylo zapotřebí zvýšit počet lan z 22 na 31 v každém kabelu extradosed. Napětí po této úpravě jsou patrná na následujících obrázcích.



Obr. 9.32: Napětí spodních vláken



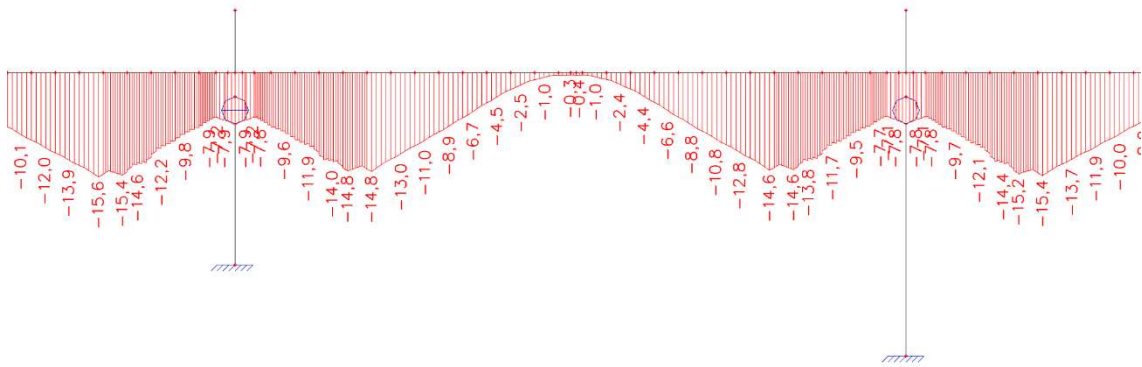
Obr. 9.33: Napětí horních vláken

Napětí po provedení výše uvedené úpravy splňují obě podmínky – jak eliminaci tahových napětí, tak omezení napětí tlakových.

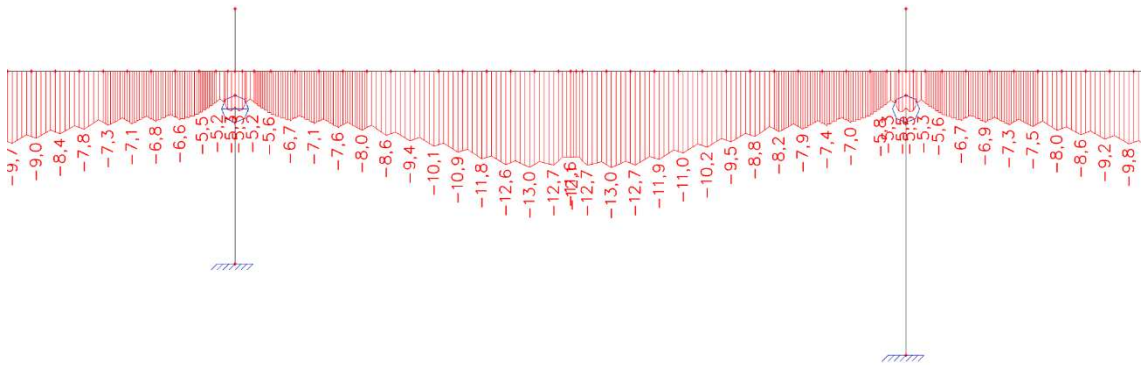
9.2.1.4 Úprava B

Principem této úpravy je přidání nových kabelů do konstrukce komorového nosníku. Tyto kabely jsou v modelu reprezentovány jedním prvkem, skupinou kabelů, umístěným v jejich těžišti. Pro eliminaci tahových napětí je použito 8 kabelů o 22 lanech. Napětí po této úpravě je patrné z obrázků Obr. 9.34 s Obr. 9.35.

Napětí po provedení zmíněné úpravy splňují obě podmínky.



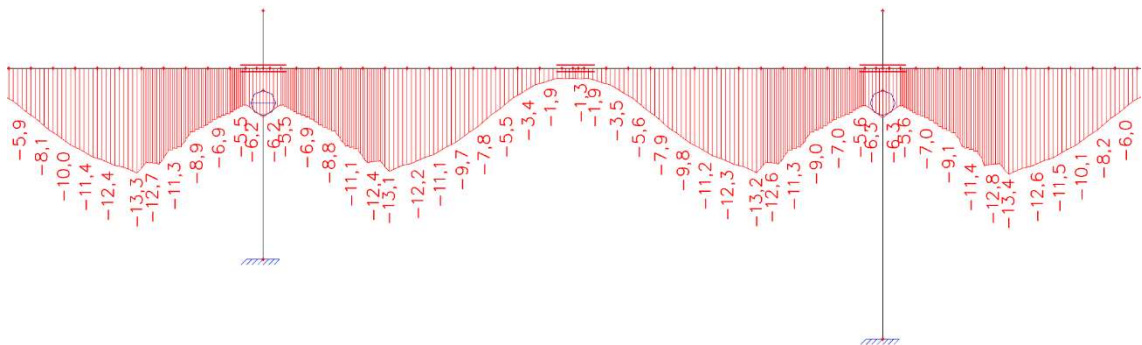
Obr. 9.34: Napětí spodních vláken



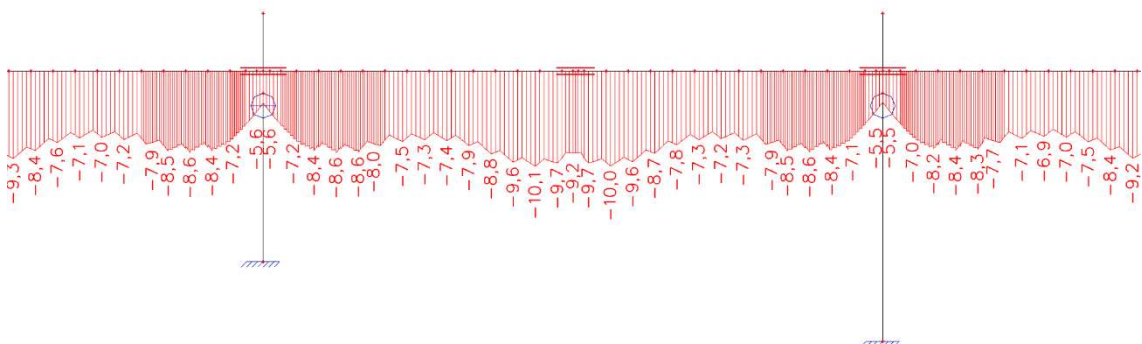
Obr. 9.35: Napětí horních vláken

9.2.1.5 Porovnání s modelem celého mostu

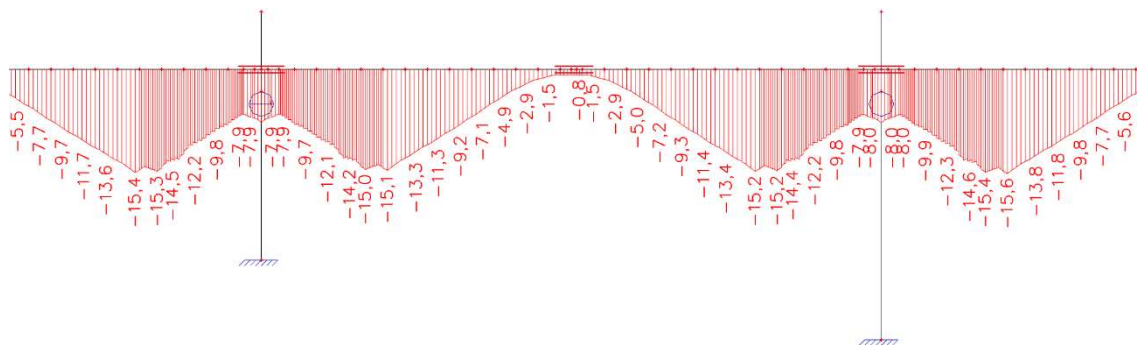
9.2.1.5.1 Úprava A na modelu celého mostu



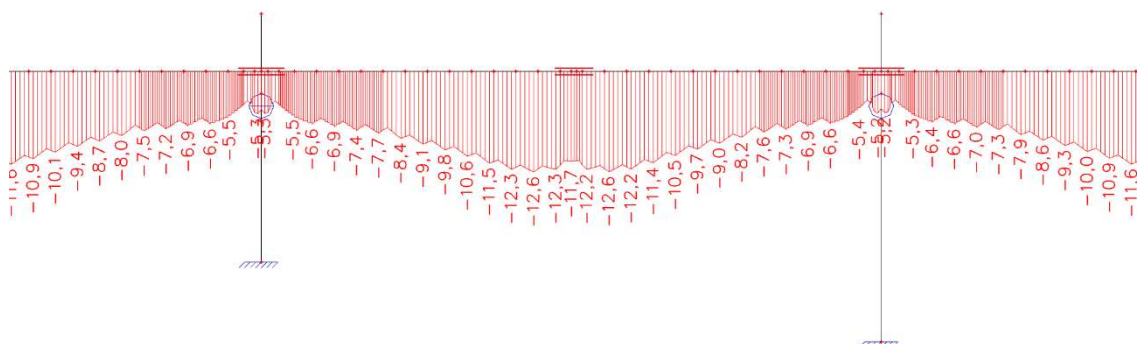
Obr. 9.36: Napětí ve spodních vláknech



Obr. 9.37: Napětí v horních vláknech

9.2.1.5.2 Úprava B na modelu celého mostu

Obr. 9.38: Napětí ve spodních vláknech



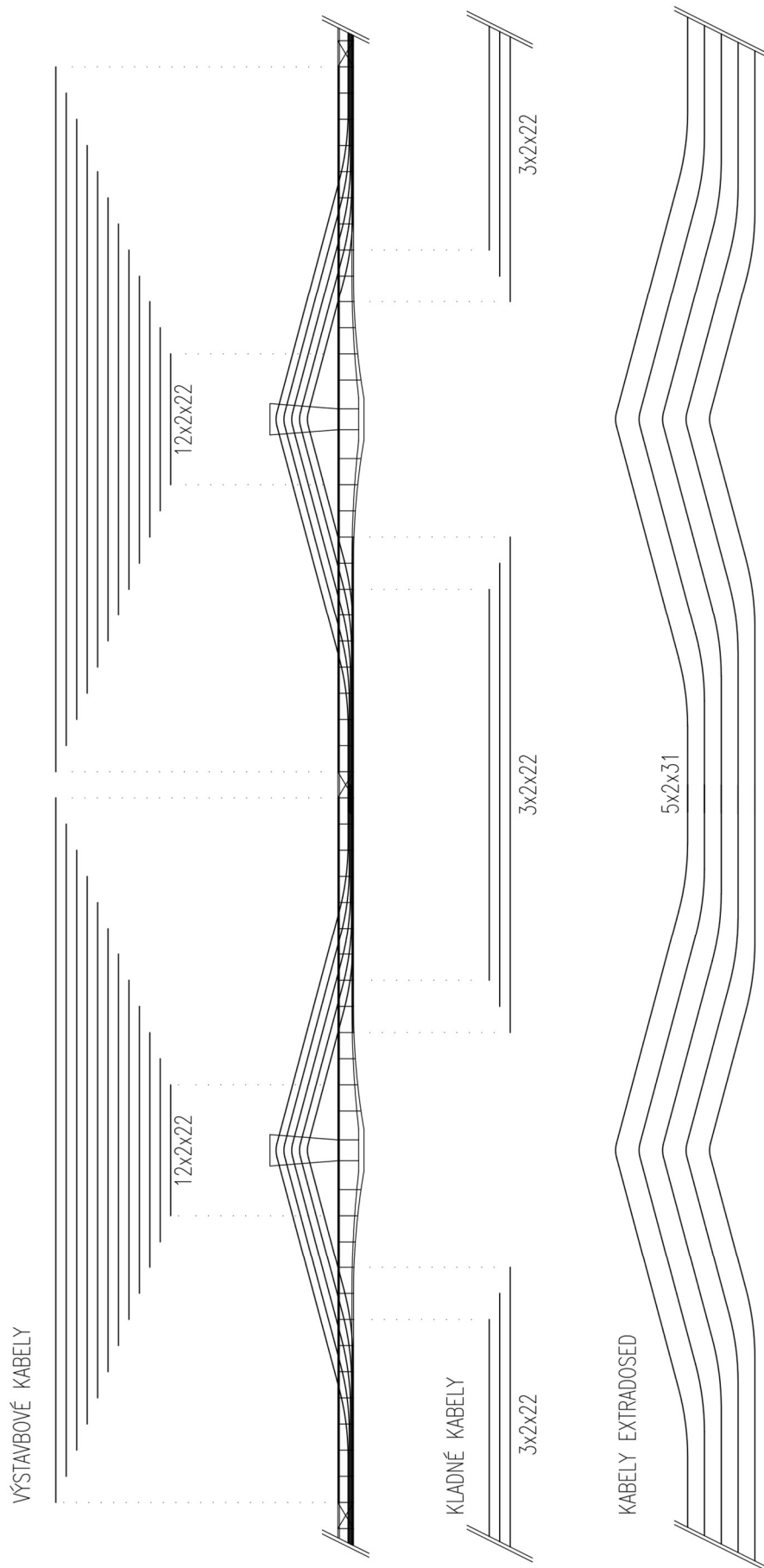
Obr. 9.39: Napětí v horních vláknech

Po porovnání hodnot napětí na průřezích modelů části konstrukce i celé konstrukce lze říci, že modely si víceméně odpovídají. Rozdíl mezi získanými hodnotami je cca 0,5 MPa. Tato odchylka je zanedbatelná a model o pěti polích je velmi přesným nahrazením celé konstrukce.

9.2.1.6 Výběr varianty předpětí

Bylo dokázáno, že oběma úpravami lze dosáhnout požadovaného rozmezí napětí. Výhodou varianty A je, že tahových napětí lze zamezit přidáním výrazně menšího množství předpětí, než ve variantě B. Nevýhodou je, že kabely se skládají z 31 lan, což už není běžně používaný předpínací kabel.

Výsledná varianta je vybrána s ohledem na množství potřebné předpínací výztuže, tedy varianta A.

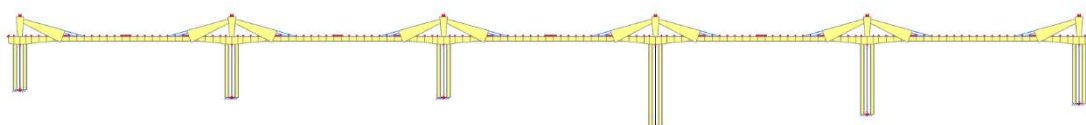


Obr. 9.40: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 1

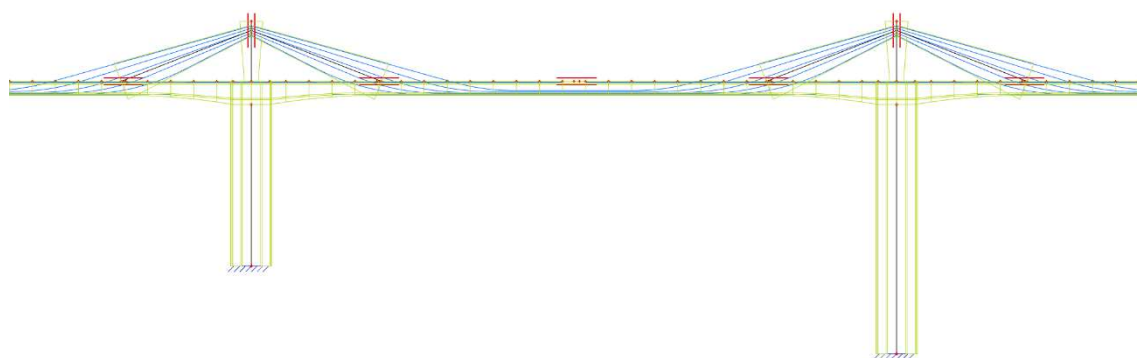
9.2.2 2D Model návrhu 2

9.2.2.1 Stručný popis modelu

Všechny konstrukční prvky mostu jsou v modelu nahrazeny pruty reprezentovanými střednicí. Pilotové založení bylo nahrazeno vetknutím. Vzhledem ke komplikovanému tvaru betonové stěny je stěna nahrazena prutem o proměnném průřezu.



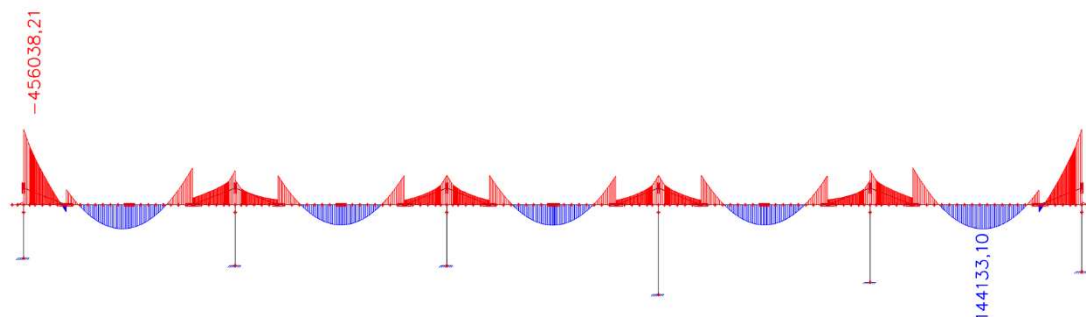
Obr. 9.41: 2D model návrhu 2



Obr. 9.42: Detail prostředního pole návrhu 2

9.2.2.2 Kontrola správnosti výpočtu

Kontrola správnosti výpočtu je provedena, stejně jako u návrhu 1, pomocí průběhu ohybových momentů od vlastní tíhy konstrukce.



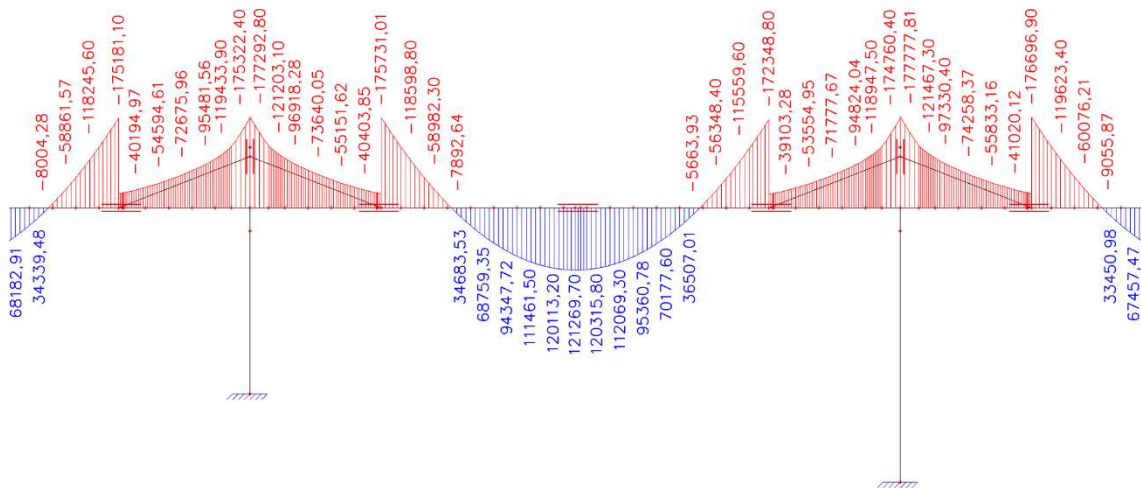
Obr. 9.43: Průběh ohybového momentu

Z průběhu ohybového momentu je patrné, že se v krajních polích konstrukce nechová úplně správně, nicméně zbytek konstrukce je v pořádku. Vliv na prostřední pole by měl být minimální.

Shodně, jako v předchozím modelu je ověřena správnost výpočtu pomocí ručně vypočítaných hodnot ohybových momentů. V tomto případě je kontrola provedena na části mezi napojení prutů betonových stěn k nosné konstrukci. Tato vzdálenost je přibližně 84,7 m.

$$M_{Podp} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (25 \cdot 13,76) \cdot 84,7^2 = 308\,486 \text{ kNm}$$

Součet absolutních hodnot ohybových momentů v poli a v místě napojení stěny je patrný z obrázku Obr. 9.44.

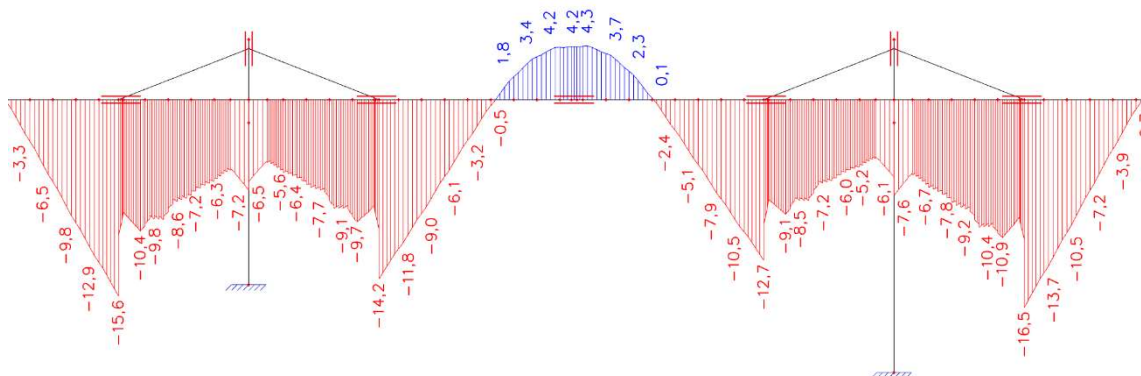


Obr. 9.44: Ohybový moment na konstrukci

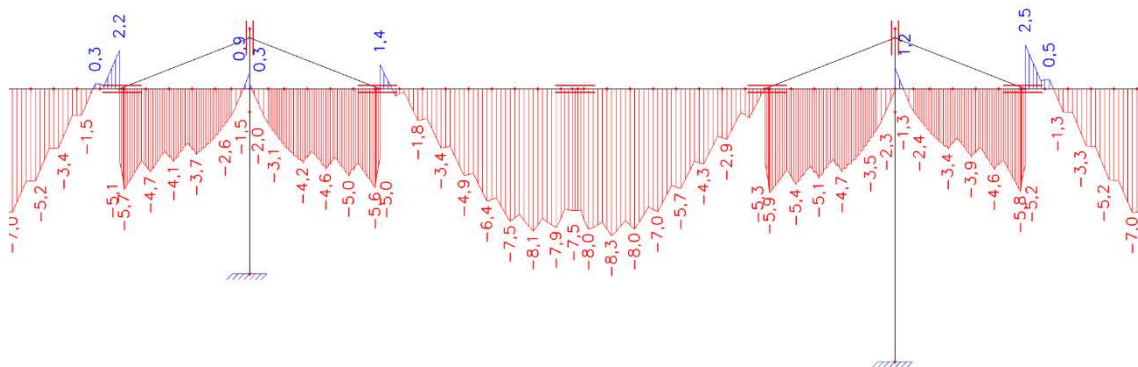
Hodnota součtu absolutních ohybových momentů je 297 000 kNm. Rozdíl je cca 4 %. Dá se říci, že model funguje správně.

9.2.2.3 Prvotní návrh předpětí

Pro prvotní zjištění hodnot napětí byly zvoleny stejně jako u předchozího návrhu všechny předpínací kabely z 22 lan.



Obr. 9.45: Napětí ve spodních vláknech

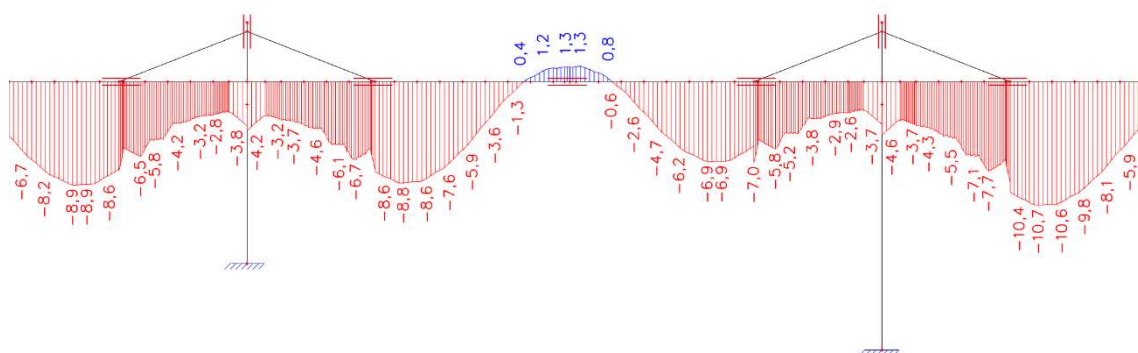


Obr. 9.46: Napětí v horních vláknech

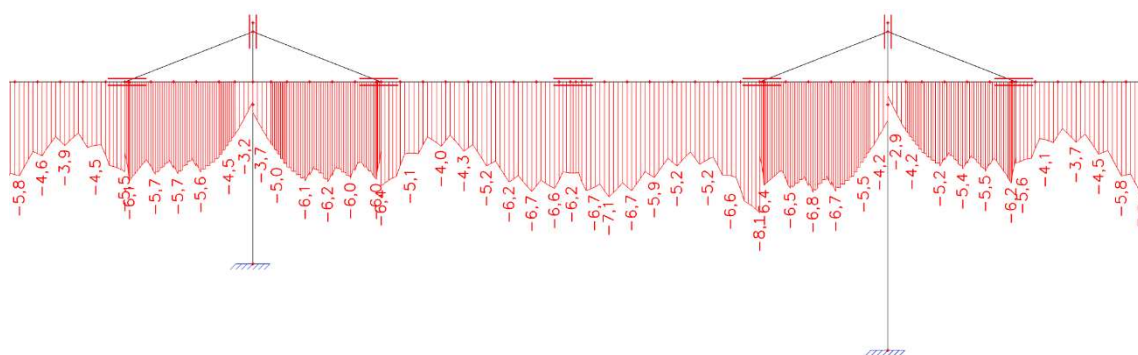
Vzhledem k poloze tahových napětí je jasné, že množství předpínacích kabelů je nedostatečné a musí být zvětšeno.

9.2.2.4 Úprava 1

Šířka betonové stěny i vnějších stěn komory je 600 mm. Do takt široké stěny se vejdu dva předpínací kabely vedle sebe. Předpětí je tedy zvětšeno na 5x4 kabelů o 22 lanech.



Obr. 9.47: Napětí ve spodních vláknech

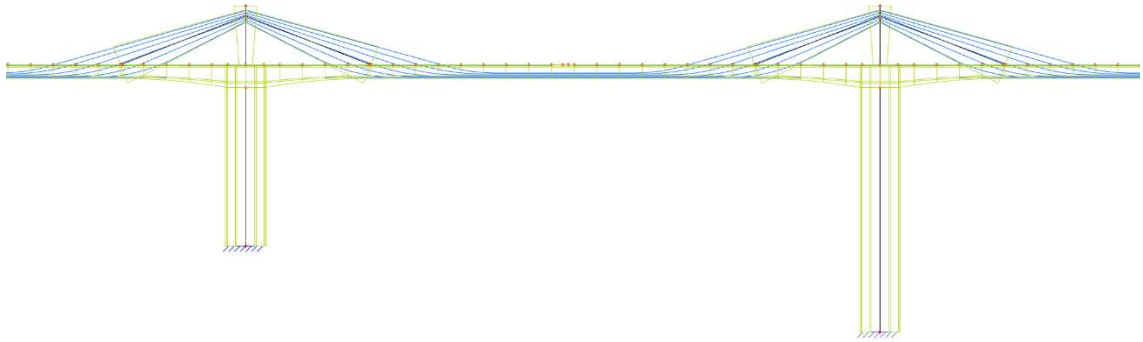


Obr. 9.48: Napětí v horních vláknech

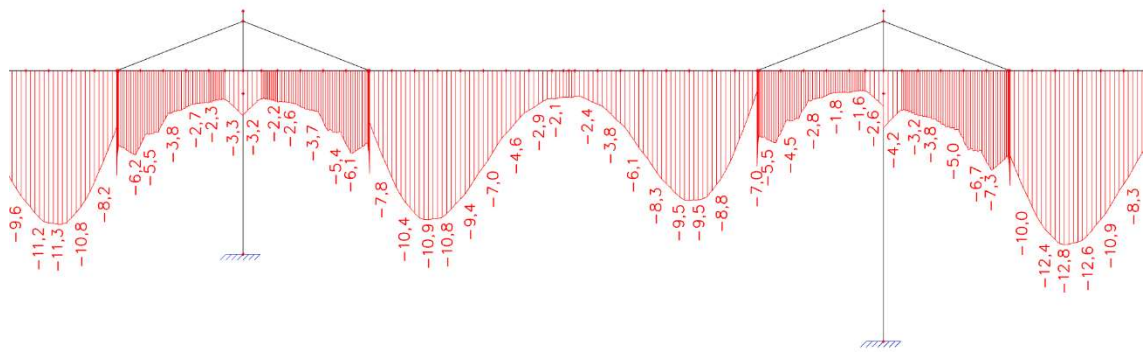
Na horních vláknech průřezu jsou tahová napětí zcela eliminována. Zcela eliminována bohužel nejsou ve spodních vláknech. Předpětí se tudíž musí ještě zesílit.

9.2.2.5 Úprava 2

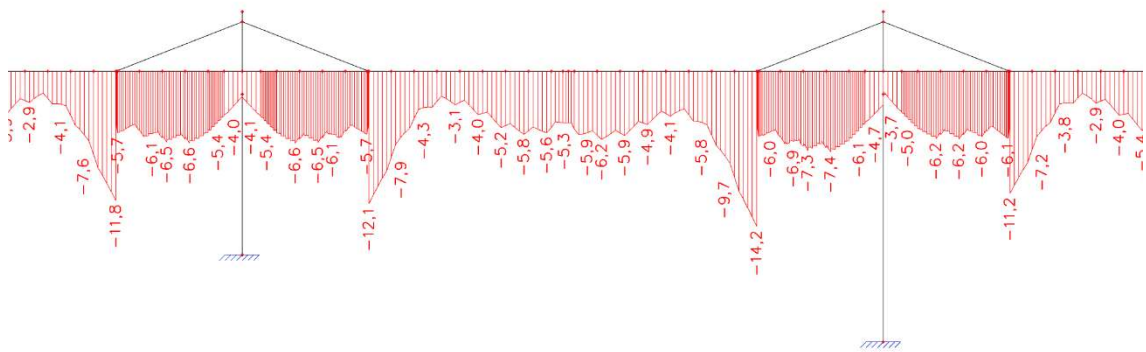
Do konstrukce tak byly přidány dva páry předpínacích kabelů o 22 lanech, na každou stranu po jednom páru. V každé stěně tak bude šest párů kabelů.



Obr. 9.49: Schéma upravené konstrukce

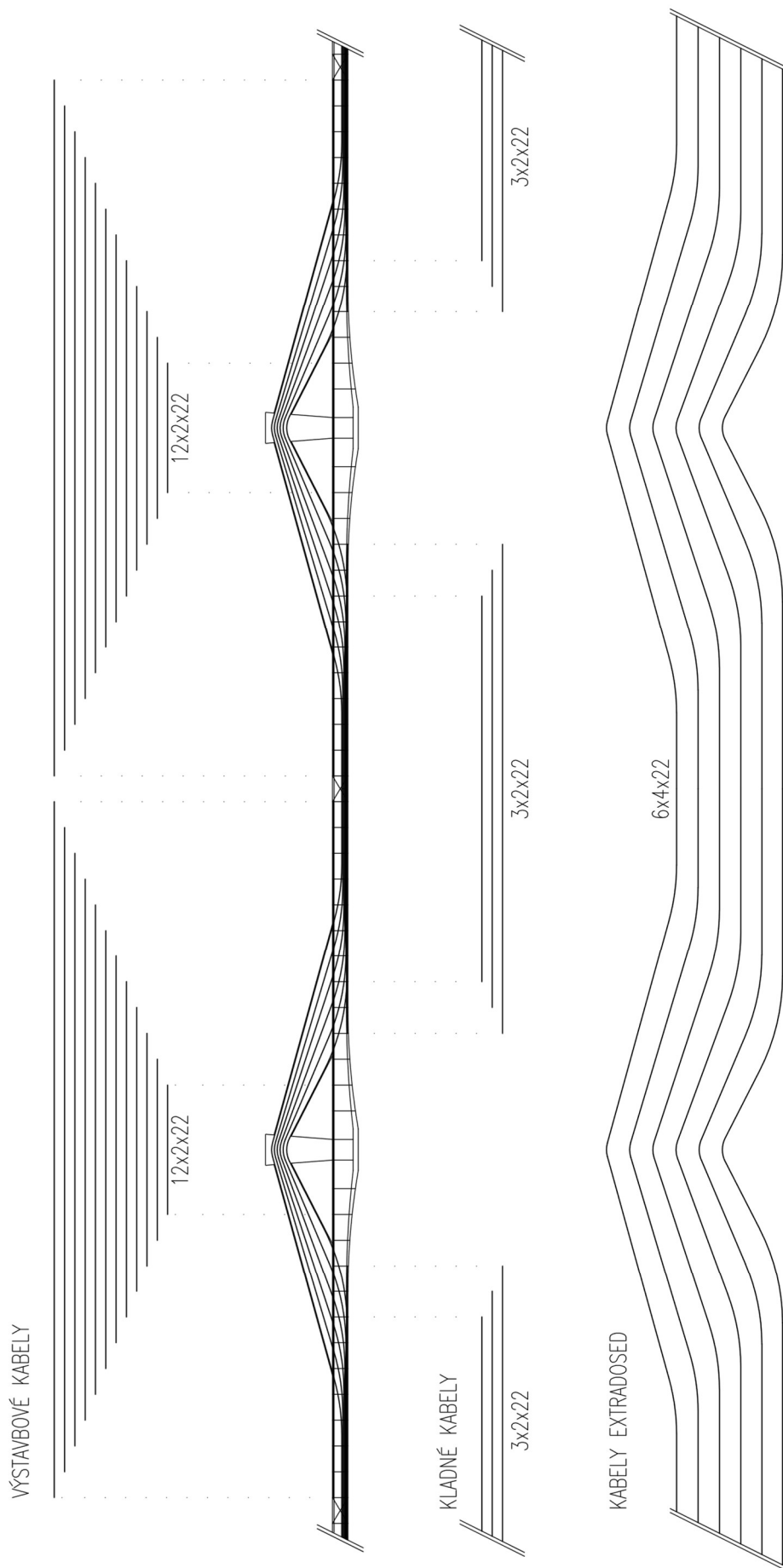


Obr. 9.50: Napětí ve spodních vláknech



Obr. 9.51: Napětí v horních vláknech

Napětí po provedení zmíněné úpravy splňují obě podmínky. Nutné je zdůraznit, že v reálné konstrukci by bylo napojení stěny ke komorovému nosníku na určité vzdálenosti. V modelu je toto napojení pouze v jednom bodu. Skoky v napětí v místě tohoto napojení se tak ve skutečnosti v konstrukci nevyskytují a změna napětí by probíhala plynuleji.

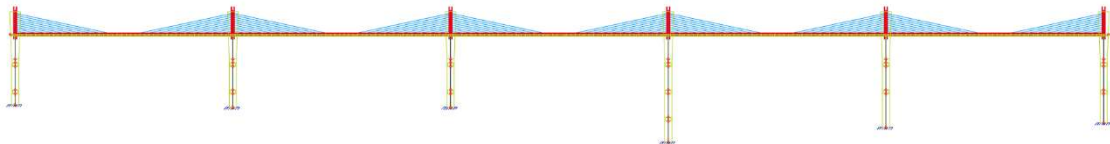


Obr. 9.52: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 2

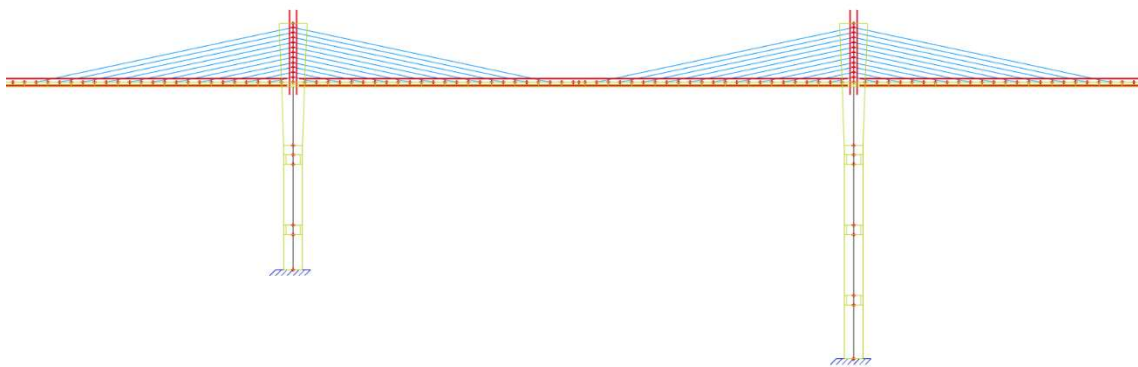
9.2.3 2D Model návrhu 3

9.2.3.1 Stručný popis modelu

Všechny konstrukční prvky mostu jsou v modelu také nahrazeny pruty reprezentovanými střednicí. Pilotové založení bylo nahrazeno vetknutím.



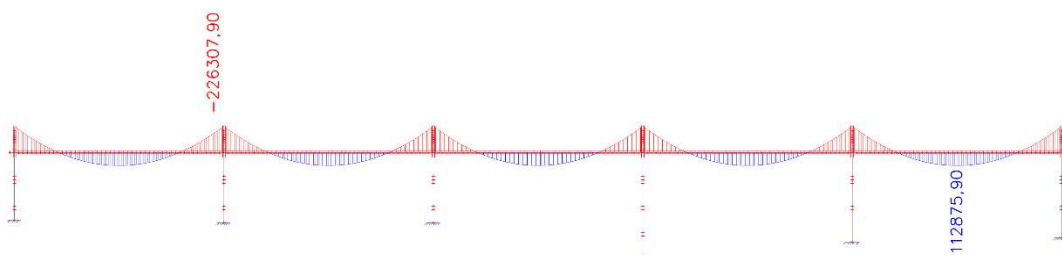
Obr. 9.53: 2D model návrhu 3



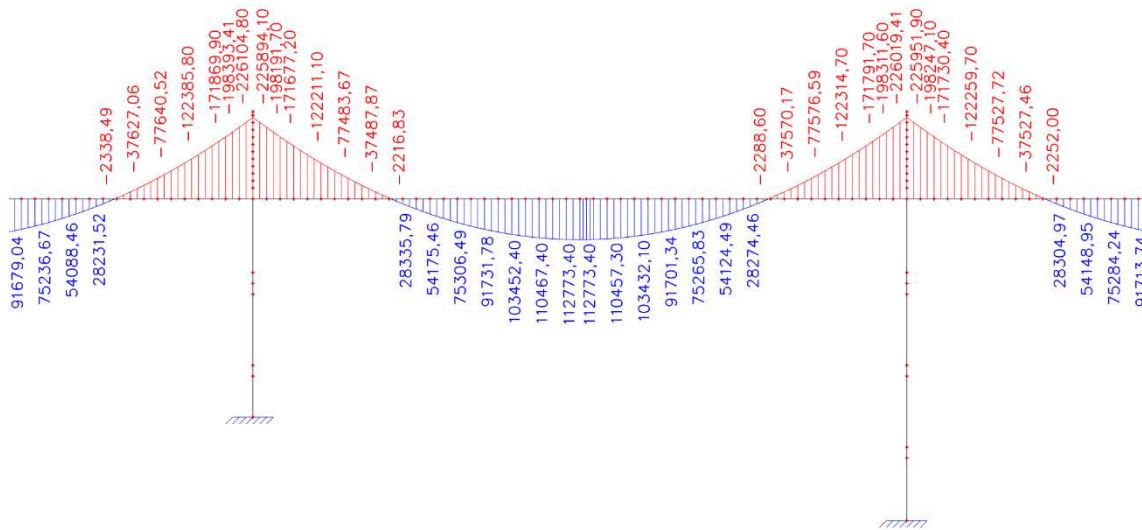
Obr. 9.54: Detail prostředního pole návrhu 3

9.2.3.2 Kontrola správnosti výpočtu

Kontrola správnosti výpočtu je provedena, stejně jako u předchozích návrhů, pomocí průběhu ohybových momentů od vlastní tíhy konstrukce.



Obr. 9.55: Průběh ohybového momentu



Obr. 9.56: Ohybový moment od vlastní tíhy

Součet absolutních hodnot ohybového momentu v poli a nad podporou je

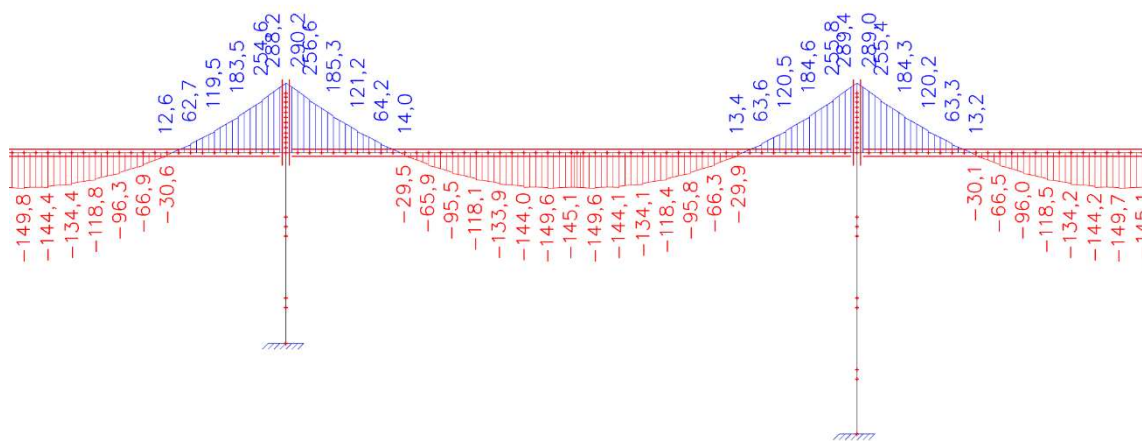
Ručně spočítaná hodnota ohybového momentu je 338 792 kNm.

$$M_{Podp} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (25 \cdot 7,75) \cdot 120^2 = 348\,750 \text{ kNm}$$

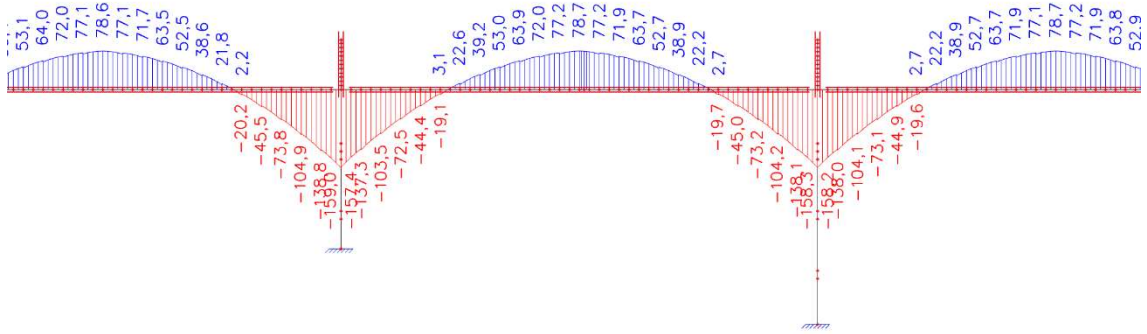
Rozdíl porovnávaných hodnot činí přibližně 3 %. Model lze použít.

9.2.3.3 Prvotní návrh předpětí

Jako u předchozích variant jsou pro první návrh zvoleny všechny kabely o 22 lanech.



Obr. 9.57: Napětí ve spodních vláknech

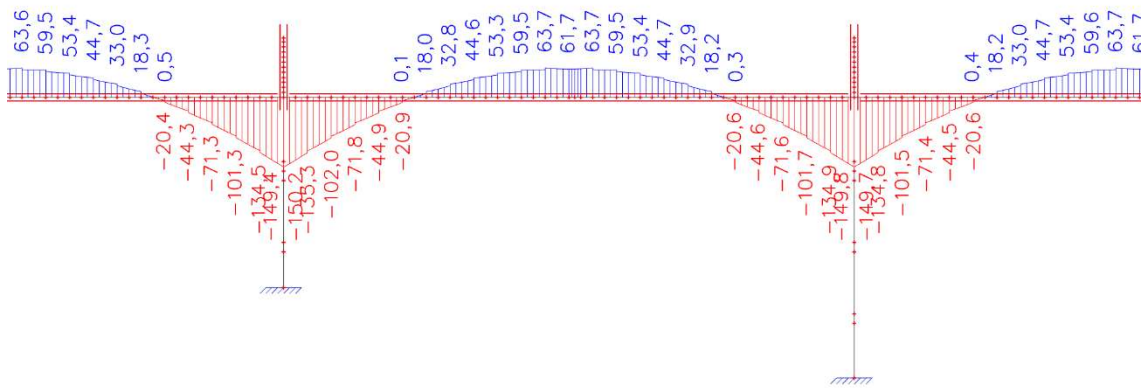


Obr. 9.58: Napětí v horních vláknech

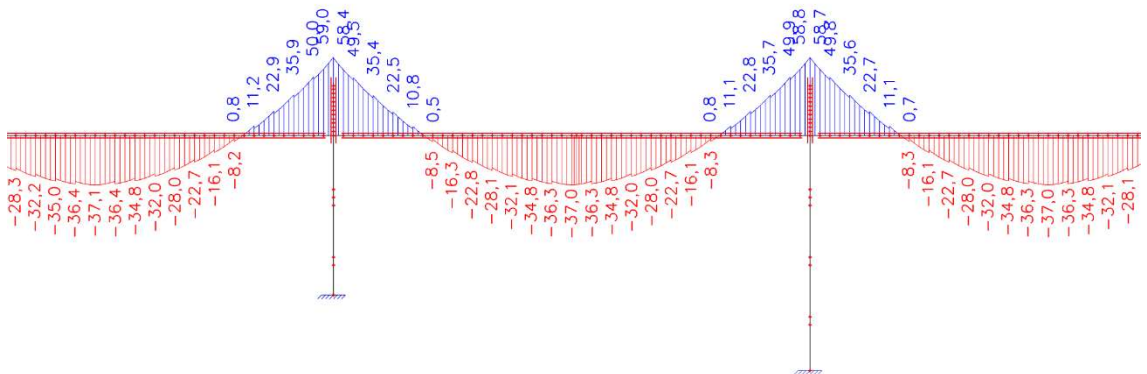
Z průběhů napětí je vidět, že je konstrukce předepnuta příliš

9.2.3.4 Úprava 1

První úpravou bylo snížení počtu lan ve všech kabelech na 13.



Obr. 9.59: Napětí ve spodních vláknech

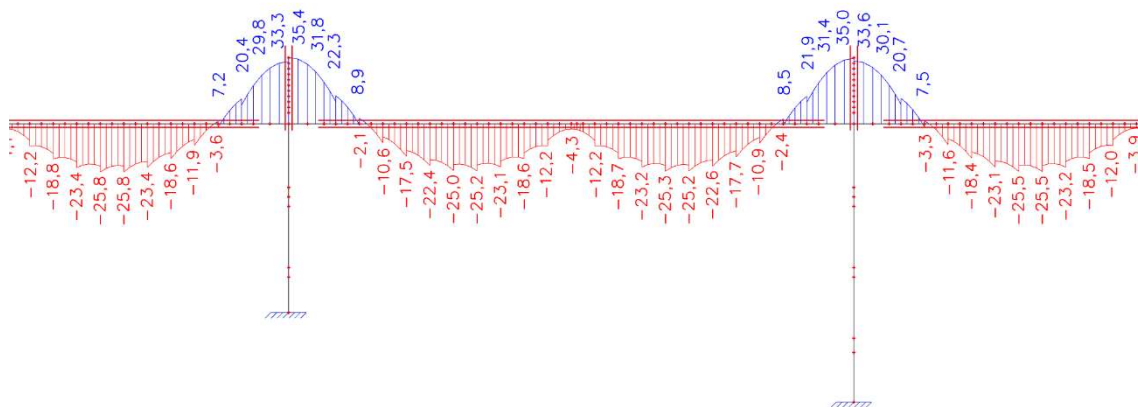


Obr. 9.60: Napětí v horních vláknech

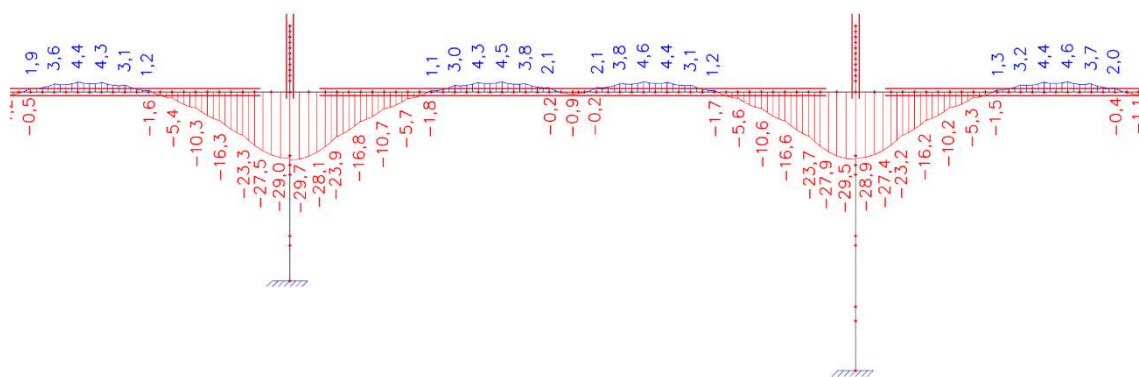
Po úpravě je předpětí v konstrukci zase mnoho.

9.2.3.5 Úprava 2

Druhou úpravou je změna počtu lan v kabelu na 19 lan.



Obr. 9.61: Napětí na spodních vláknech

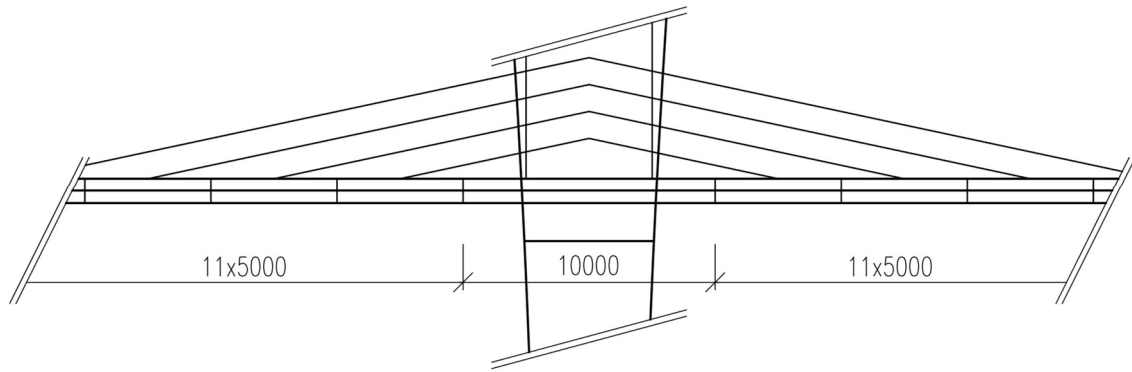


Obr. 9.62: Napětí na horních vláknech

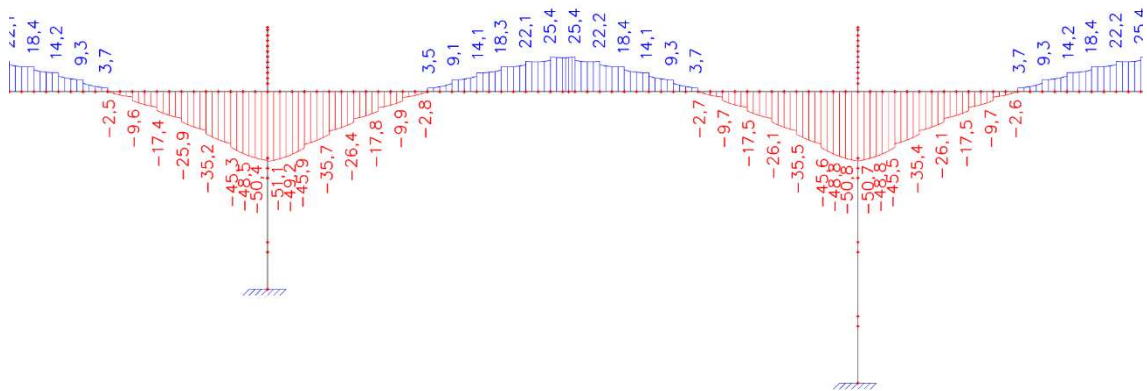
Po tomto návrhu dosahují napětí nejnižších hodnot. I přes to se na konstrukci nacházejí napětí tahová a napětí tlaková dosahující velmi vysokých hodnot. Průběh napětí po konstrukci navíc není vůbec ideální. Prostřední pole, které není přímo podporováno kabelem dělá v průběhu napětí významnou „prohlubeň“.

9.2.3.6 Úprava 3

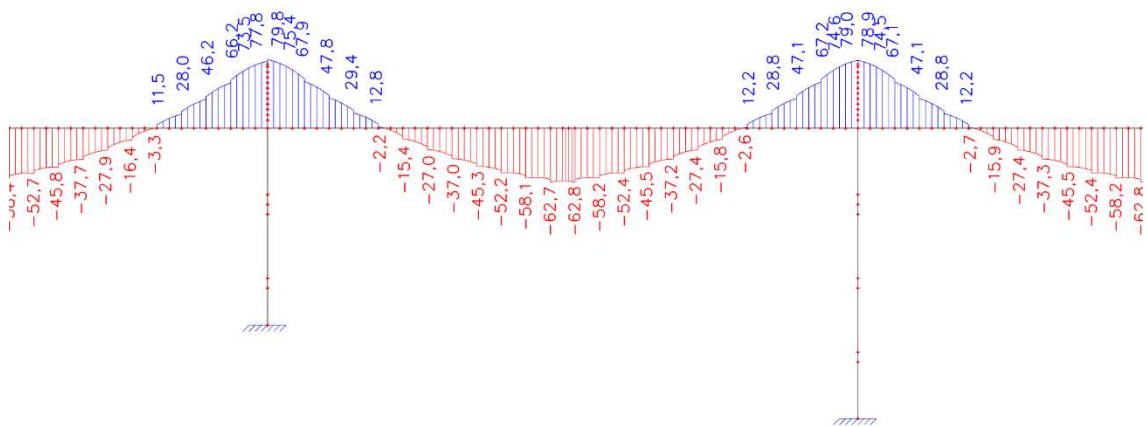
Další úpravou tohoto návrhu je změna rozmístění výstavbových segmentů tak, aby na konstrukci nevznikal prostřední přímo nepodporovaný segment. Zárodek je zvětšen na celkových 10 m, následně jsou rozmístěny výstavbové segmenty po 5 m. Nové rozmístění segmentů je patrné z následujícího obrázku. Touto úpravou se musela změnit i výška pylonu na 13 m.



Obr. 9.63: Podélné schéma po úpravě



Obr. 9.64: Napětí na spodních vláknech

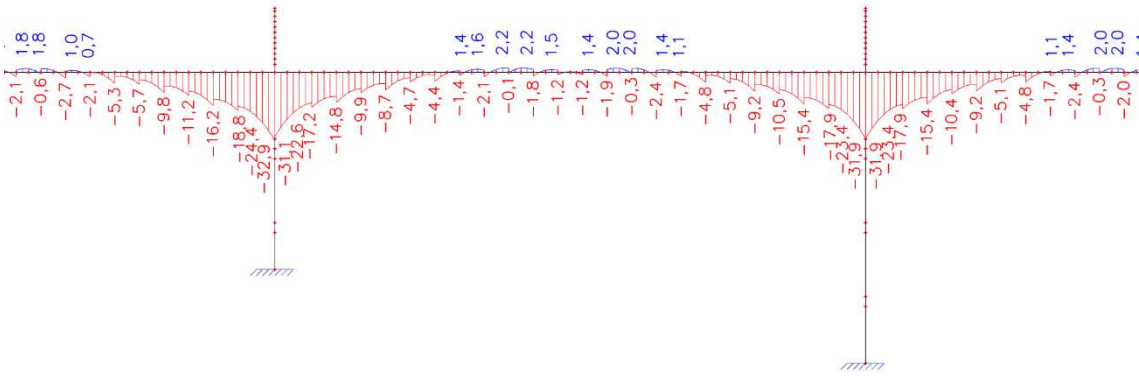


Obr. 9.65: Napětí na horních vláknech

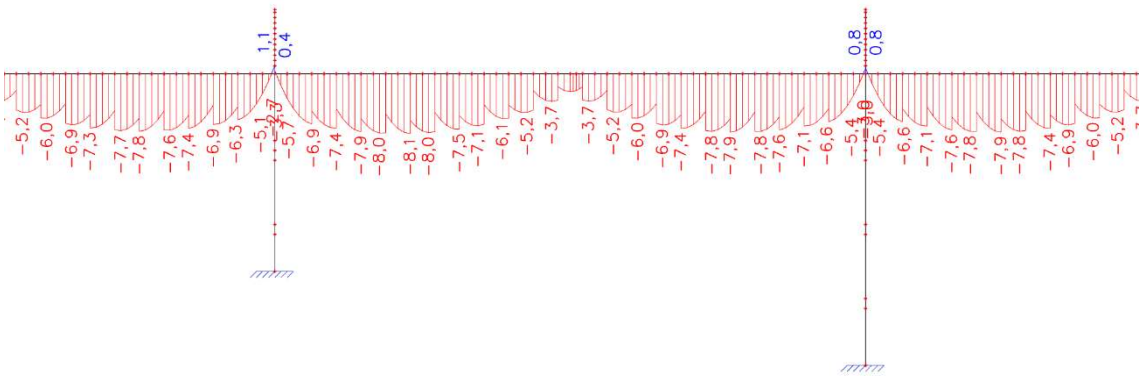
Změnou rozmístění segmentů konstrukce je eliminována „prohlubeň“ v průběžích napětí, hodnoty jsou ale stále nevyhovující. Nevyhovující je i použití 13ti lanových předpínacích kabelů.

9.2.3.7 Úprava 4

Další úpravou je prostřídání 13ti a 19ti lanových kabelů s tím, že okrajové kabely jsou 13ti lanové.



Obr. 9.66: Napětí ve spodních vláknech

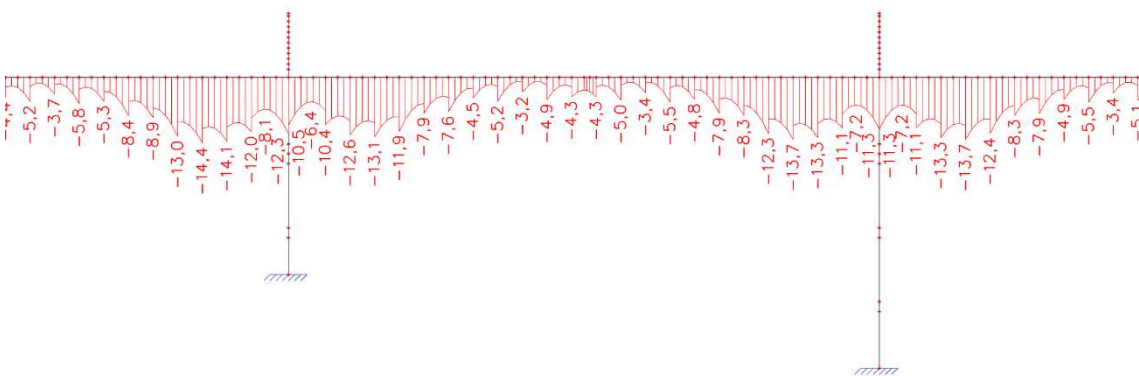


Obr. 9.67: Napětí v horních vláknech

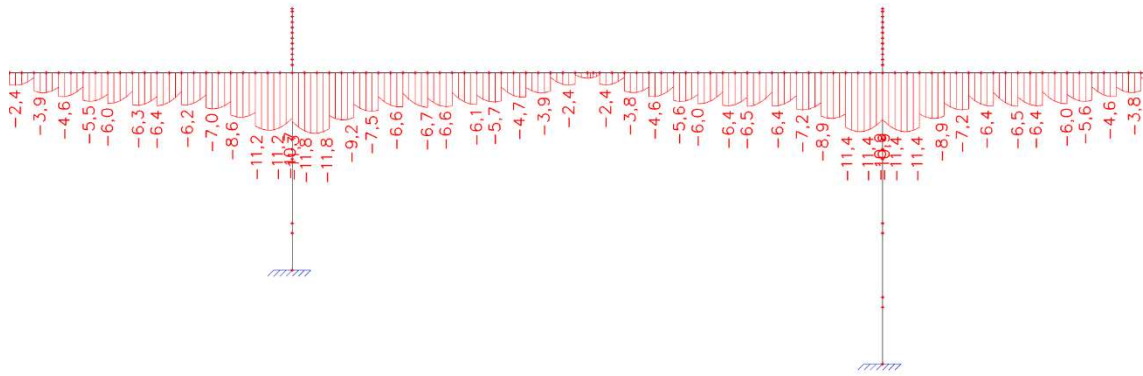
Průběh napětí vypadá výrazně lépe. Bohužel hodnoty stále nejsou v požadovaných mezích.

9.2.3.8 Úprava 5

Vzhledem k průběhu napětí je nutné posílit napětí hlavně v kabelech blízkých podporám.



Obr. 9.68: Napětí ve spodních vláknech



Obr. 9.69: Napětí v horních vláknech

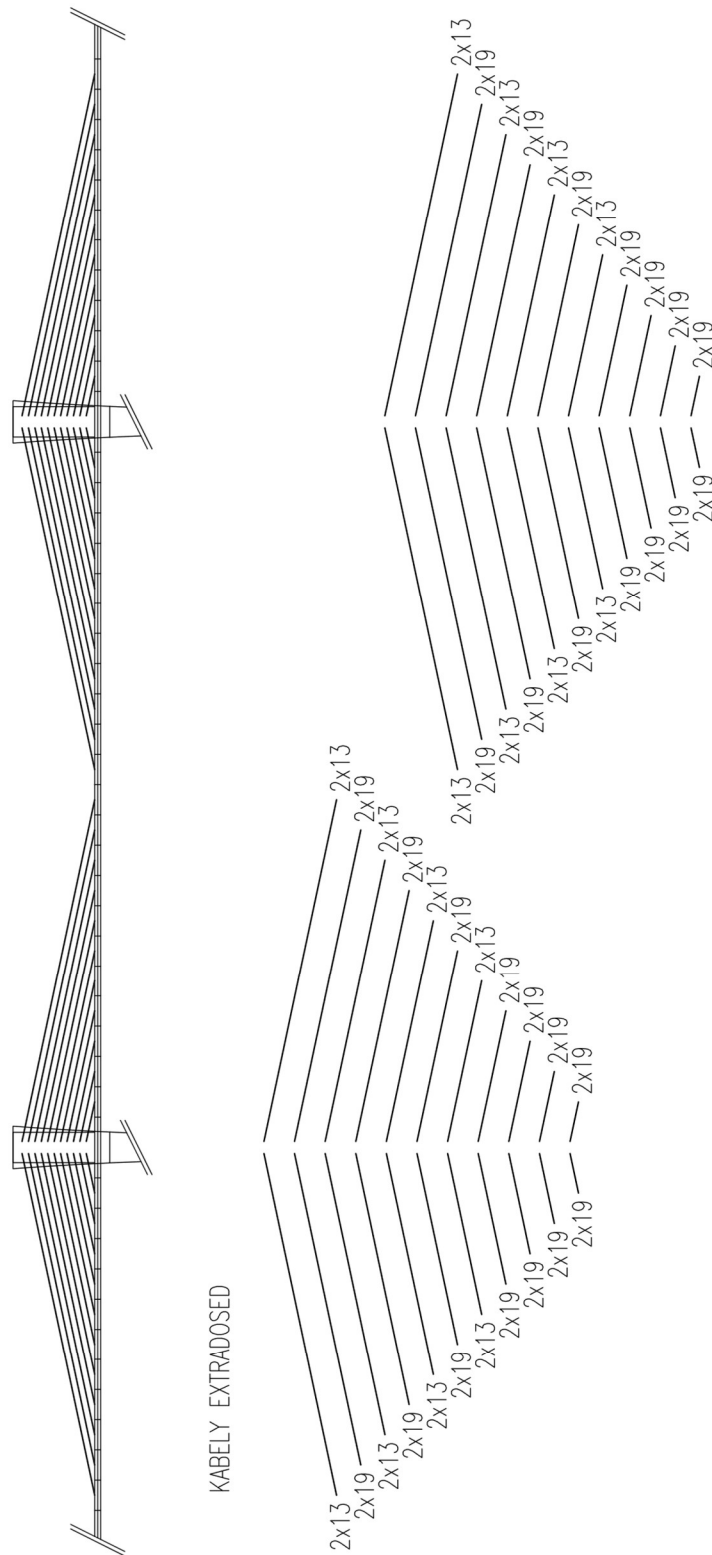
Zobrazeného průběhu napětí bylo dosaženo upravením prvních čtyř kabelů u podpory na 19ti lanové. Napětí splňuje požadovaný rozsah a je tak finální. Schéma vyztužení je zobrazeno na Obr. 9.70.

9.2.4 Vyhodnocení 2D modelů

Chování návrhu 1 bylo očekávatelné a návrh předpětí nepůsobil žádné komplikace. Výsledná podoba předpětí návrhu 1 je vybrána s ohledem na množství předpínací vyztuže, a to úprava A. Analýzou tohoto návrhu se bude pokračovat zhotovením modelu ve 3D.

U návrhu 2 je zajímavý vliv betonových stěn, které působí jako táhlo. Návrh napětí shodně jako u návrhu 1 nepůsobil výrazné potíže. Analýza konstrukce návrh 2 je ovšem tímto u konce, nebude vytvořen model ve 3D a dále analyzován. To z důvodu jeho komplikovanému a nevhodnému použití ve směrovém oblouku, blíže popsáno v kapitole 9.1.2.

Nejvíce komplikací způsobil návrh 3. Vlivem své extrémní štíhlosti je konstrukce velice náchylná, byť na malou změnu v předpětí. Analýza této konstrukce ve 3D bude provedena.



Obr. 9.70: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 3

9.3 Analýza konstrukce ve 3D

Tato kapitola popisuje tvorbu 3D modelů návrhu 1 a návrhu 3. Modely jsou zatíženy a je zkoumáno chování konstrukcí při vybraných zatěžovacích stavech. Dále jsou konstrukce porovnány a jsou shrnuty jejich výhody a nevýhody.

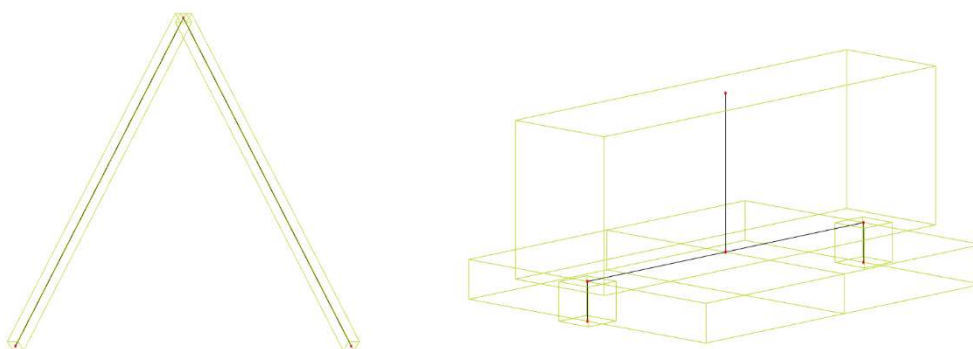
Obě konstrukce jsou v rámci zjednodušení modelovány, jako prutové. Nutné je zdůraznit, že prutový model není vhodný pro detailní analýzu konstrukcí. Analýza v této práci je zaměřena spíše na globální chování konstrukce, proto je použito toto zjednodušení. Dalším zjednodušením modelu je zanedbání přechodnicové části mostu. Půdorysný tvar obou modelů se skládá z obloukové části, na kterou přímo navazuje část příčná. Vliv přechodnice však na konstrukci není výrazný, tudíž nemá zanedbání přechodnice téměř žádný vliv na výsledné hodnoty.

9.3.1 3D model Návrhu 1

9.3.1.1 Stručný popis modelu

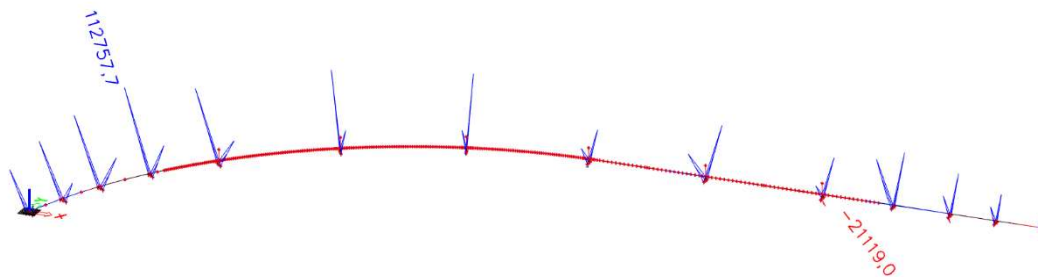
Konstrukce mostu je ve 3D modelovacím prostoru vymodelována celá. Vzhledem k tomu, že v předchozí kapitole je návrh předpětí zaměřen pouze na rozhodující pole konstrukce a předpětí krajních částí navrženo není, není tak předpětí krajních částí mostu v tomto modelu zohledněno. Analýza je zaměřena shodně jako v předchozí kapitole na prostřední pole mostu. Toto pole se nachází v části směrového oblouku, takže jsou zohledněny i vlivy odstředivých sil.

Za zmínku stojí vymodelování detailu uložení nosné konstrukce na jednotlivých pilířích. Vzhledem k tomu, že je nosná konstrukce uložena na dvojici ložisek na každém pilíři mělo by být takové uložení v modelu zohledněno. Nosná konstrukce i pilíř jsou ale modelovány pruty, tudíž muselo dojít k vymodelování pomocných prvků, které „rozdvojí“ jeden prut nosné konstrukce i pilíře. V úvahu připadaly dvě možnosti, které jsou zobrazeny na Obr. 9.71. První variantou je použití šikmých vzpěr, druhou použití prvků na sebe kolmých. V obou variantách se jedná o nehmotné pruty.



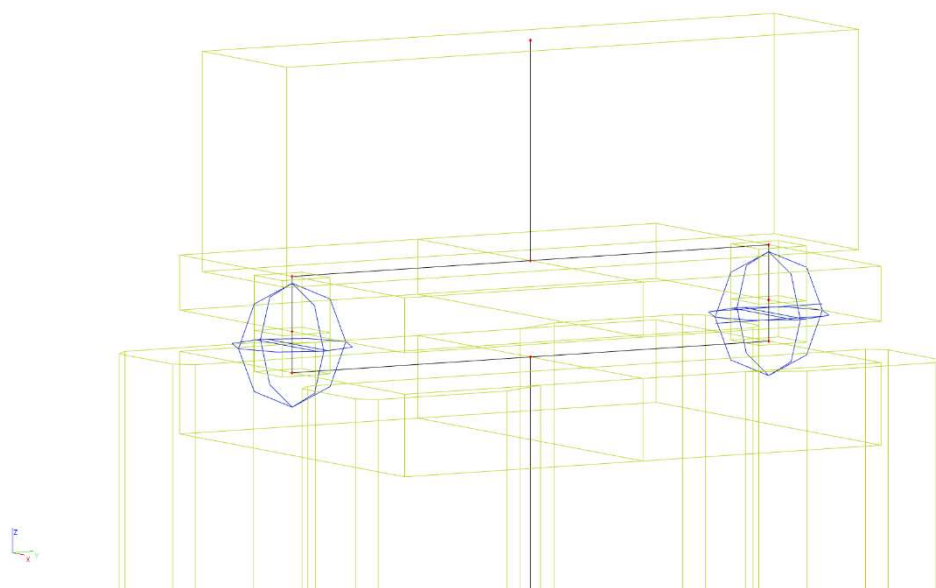
Obr. 9.71: Varianty modelu prutů pro ložiska

U varianty vzpěry je nevýhodou, že se jedná o prvek, který se v konstrukci nenachází. Problémem tedy je odhadnout tuhost prutu, nebo jeho průřez. Po zatížení konstrukce tak ve vzpěře vznikala obrovská napětí a vzhledem k již zmíněné neznalosti vlastností, které by měly být prutu zadány je tato varianta zavržena.



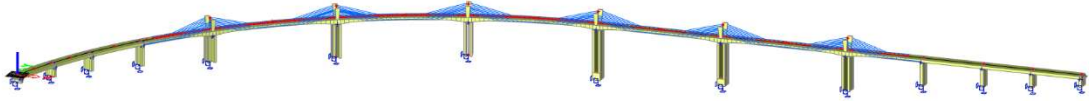
Obr. 9.72: Extrémní napětí ve vzpěrách

Oproti tomu varianta s na sebe kolmými pruty je velice podobná skutečné konstrukci. Svislý horní prut reprezentuje příčník a zbylé pruty spodní desku komory. Tuhost prutu je tak ponechána jako tuhost betonu. Tato varianta je funkční a podobná doplňková konstrukce je vymodelována i v místě hlavy pilíře. Ložiska jsou tvořena kloubem na prutu. Celkový detail je patrný z Obr. 9.73.

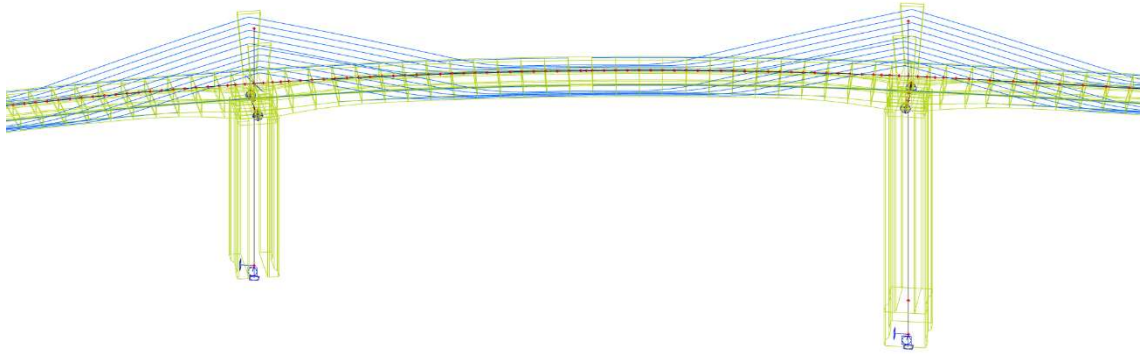


Obr. 9.73: Detail uložení nosné konstrukce na pilíř

Zbytek konstrukce je vymodelován bez větších problémů, nebo netradičních detailů, co by stály za zmínku. Celý model je vidět na Obr. 9.74.



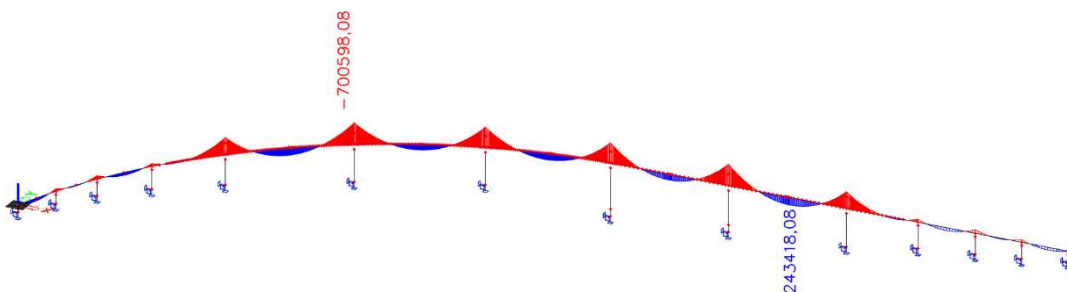
Obr. 9.74: Celý model konstrukce



Obr. 9.75: Prostřední pole modelu

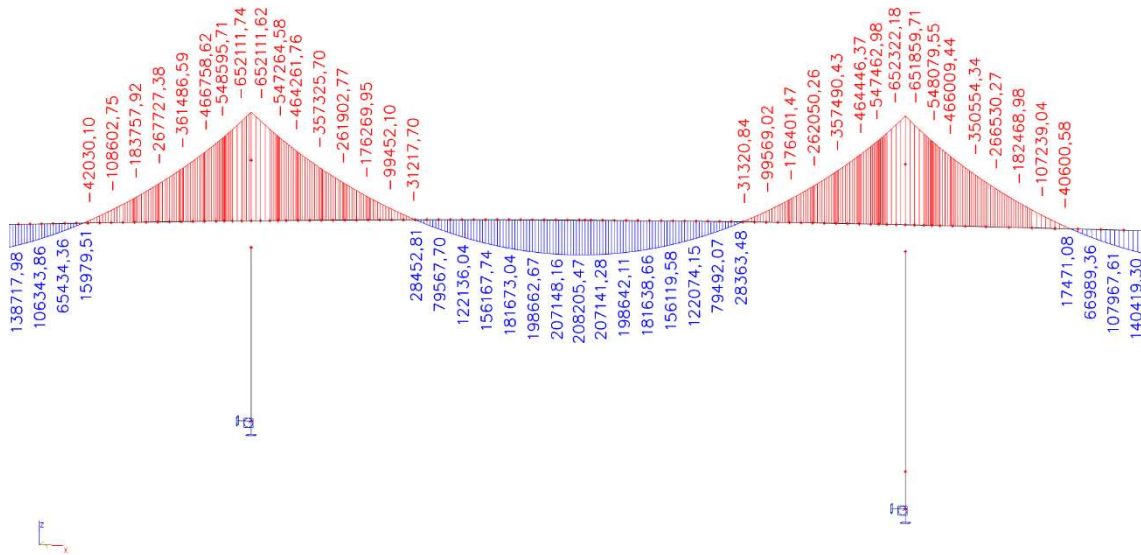
9.3.1.2 Kontrola správnosti výpočtu

Jak už je zvykem, kontrola výpočetního modelu je provedena s ohledem na průběh ohybového momentu od vlastní tíhy konstrukce.



Obr. 9.76: Průběh ohybového momentu na celé konstrukci

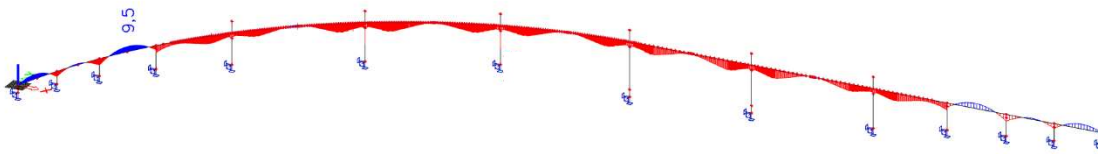
Průběh ohybového momentu ve středním poli, Obr. 9.77, je porovnán s průběhem ohybového momentu ve středním poli z 2D modelu. Hodnoty jsou téměř totožné, rozdíl není ani 1%. Lze tedy říci, že model funguje správně. Porovnání s 2D modelem je provedeno i co se týče hodnot napětí.



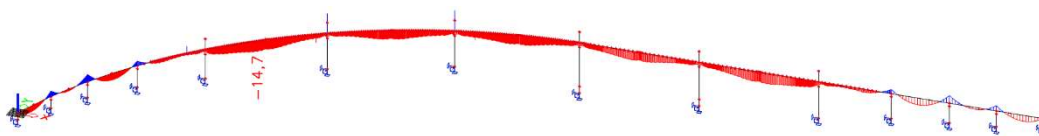
Obr. 9.77: Průběh ohybového momentu

9.3.1.3 Porovnání s modelem ve 2D

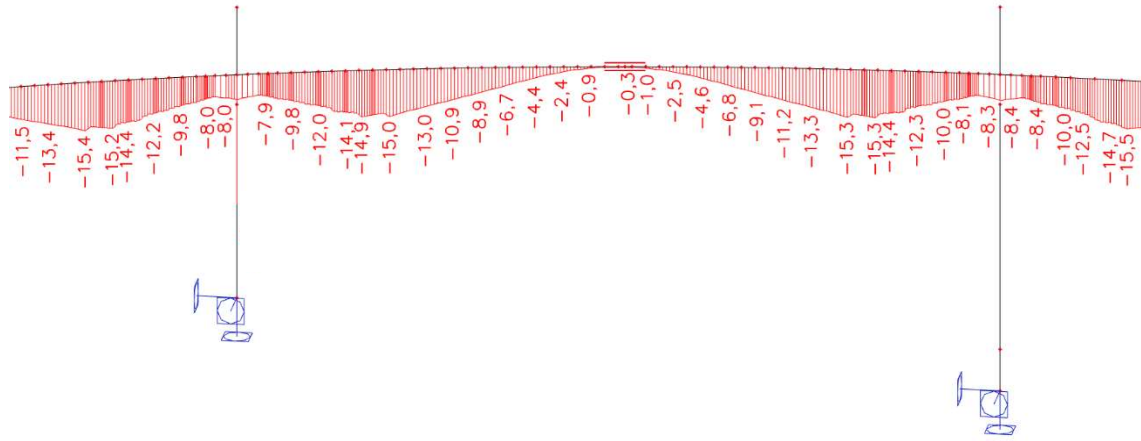
Ve 3D je konstrukce vymodelována s navrženým předpětím z předchozí kapitoly. Napětí na 3D modelu od charakteristické kombinace vypadají následovně



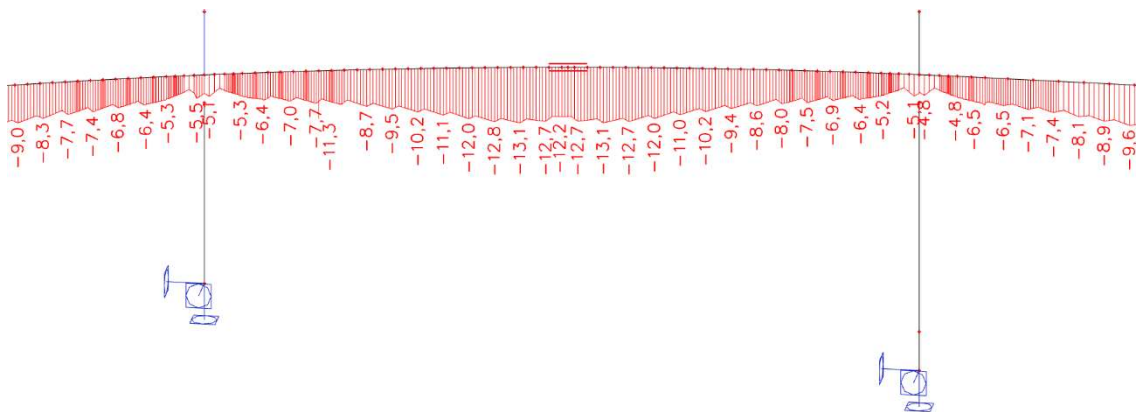
Obr. 9.78: Průběh napětí ve spodních vláknech konstrukce



Obr. 9.79: Průběh napětí v horních vláknech konstrukce



Obr. 9.80 : Průběh napětí ve spodních vláknech středového pole.



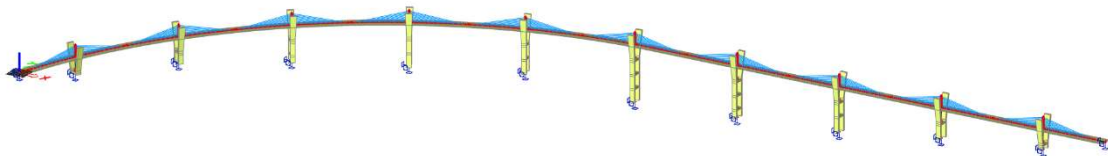
Obr. 9.81: Průběh napětí v horních vláknech středového pole

Napětí ve středovém poli je téměř totožné s napětím z modelu 2D jak v horních, tak ve spodních vláknech.

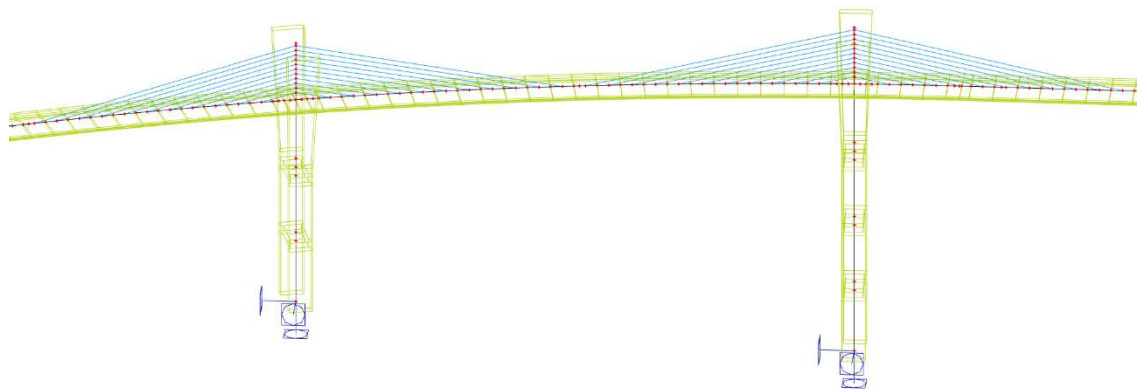
9.3.2 3D model Návrhu 3

9.3.2.1 Stručný popis modelu

Konstrukce mostu je ve 3D modelovacím prostoru vymodelována také celá. Oproti modelu 1 je navržené předpětí použito po celé konstrukci. Analýza je také zaměřena na prostřední pole. Vzhledem k tomu, že se jedná o prutový prvek je dvojice kabelů nahrazena jedním kabelem o dvojnásobné ploše ve střednici prvků.



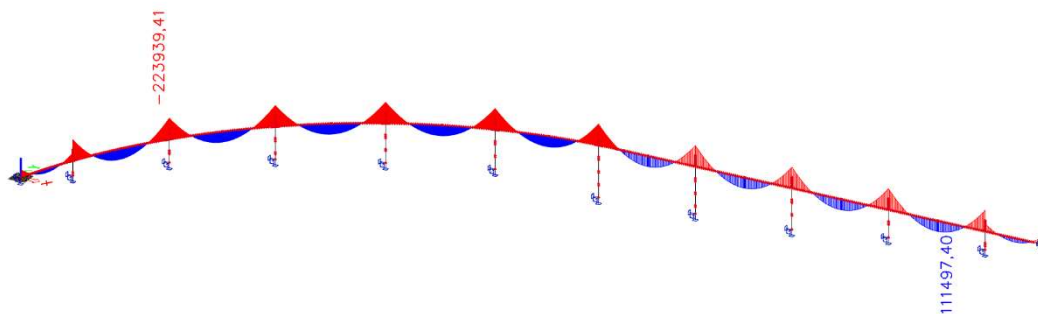
Obr. 9.82: Model celé konstrukce



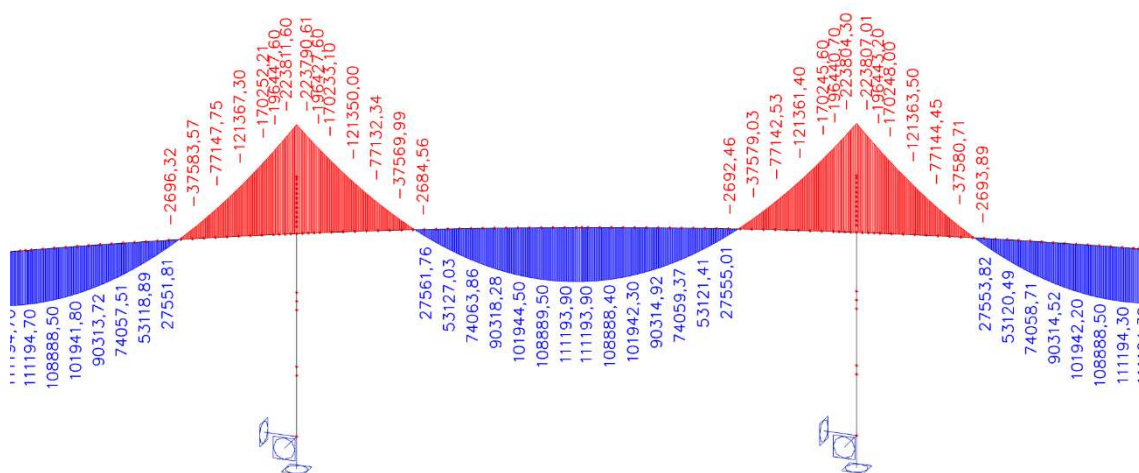
Obr. 9.83: Prostřední pole modelu

9.3.2.2 Kontrola aprávnosti výpočtu

Kontrola modelu pomocí průběhu ohybového momentu.



Obr. 9.84: Průběh ohybového momentu na celé konstrukce

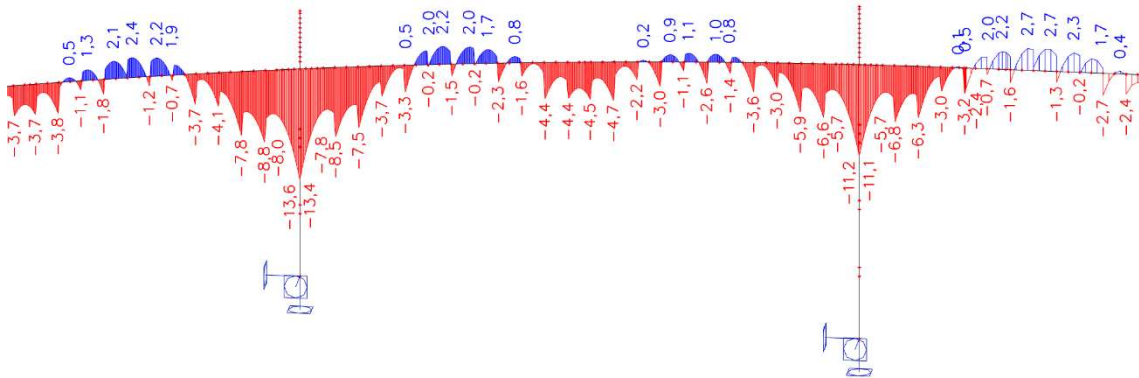


Obr. 9.85: Průběh ohybového momentu na středním poli konstrukce

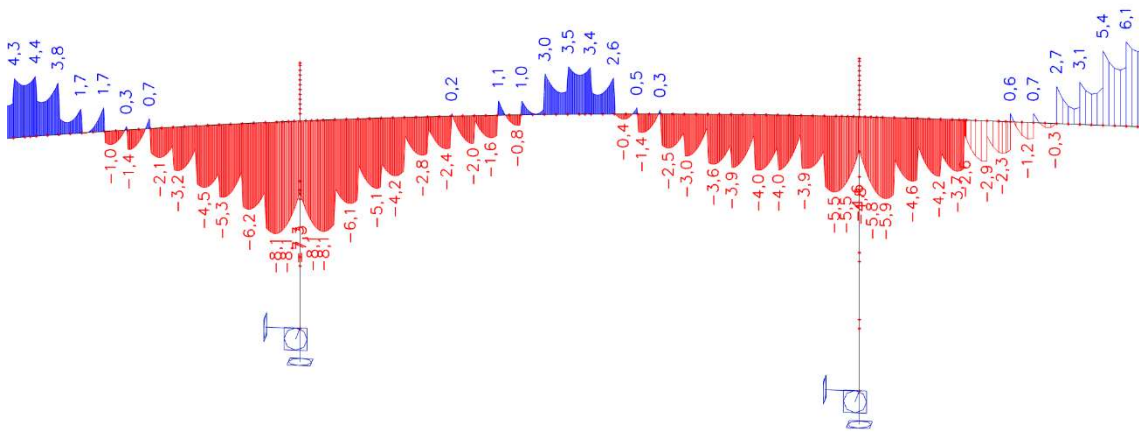
Ohybové momenty na Obr. 9.85 jsou porovnány s ohybovými momenty z 2D modelu návrhu 3. Odchylka momentu ve středovém poli dosahuje cca 1%. Lze tedy říci, že model funguje správně.

9.3.2.3 Porovnání s modelem ve 2D

Jako u předchozího návrhu je ve 3D modelu vymodelováno předpětí navržené ve 2D. Napětí od navrženého předpětí vypadá následovně.



Obr. 9.86: Napětí ve spodních vláknech



Obr. 9.87: Napětí v horních vláknech

Je patrné, že napětí svým průběhem v žádném případě neodpovídá výslednému napětí ve 2D modelu. Důvodem je nejspíše extrémní štíhlost konstrukce, tím pádem i její citlivost na jakoukoliv změnu a vliv směrového oblouku je očividně významný. Dalším možným vysvětlením je že modelu ve 3D je na koncích bráněno v posunu, jelikož je bez mostních závěrů. Tento fakt ve 2D modelu není zohledněn, tudíž nejspíše také přispěl ke změně napětí na průřezu.

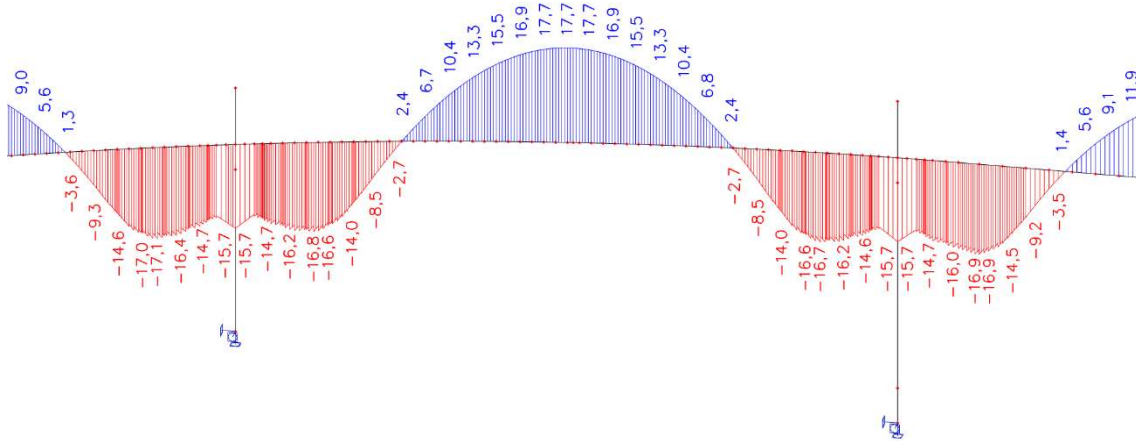
9.3.3 Porovnání konstrukcí

Porovnání konstrukcí je provedeno pomocí vybraných zatěžovacích stavů a jejich účinkem na konstrukci.

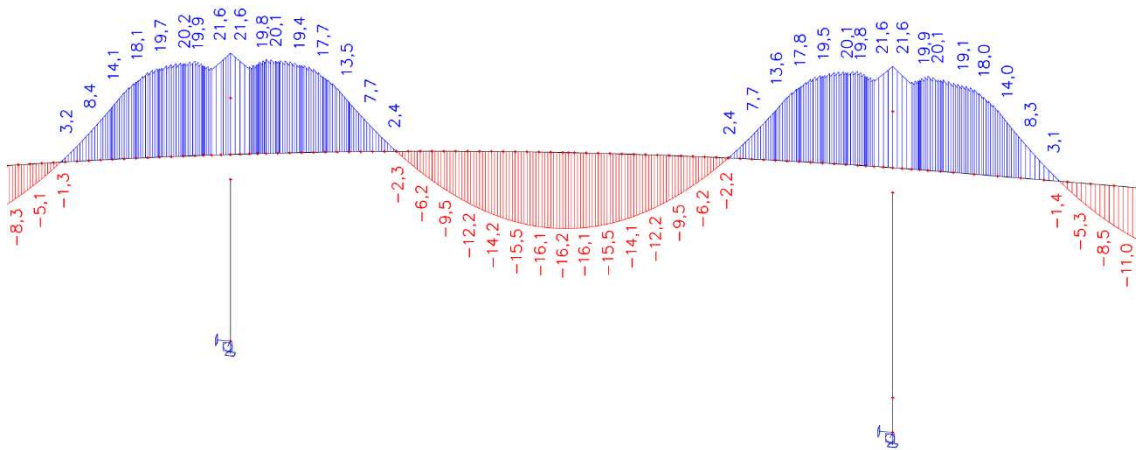
9.3.3.1 Napětí vlivem vlastní tíhy

Prvním porovnávaným parametrem je chování konstrukce při zatížení vlastní tíhou.

9.3.3.1.1 Návrh 1

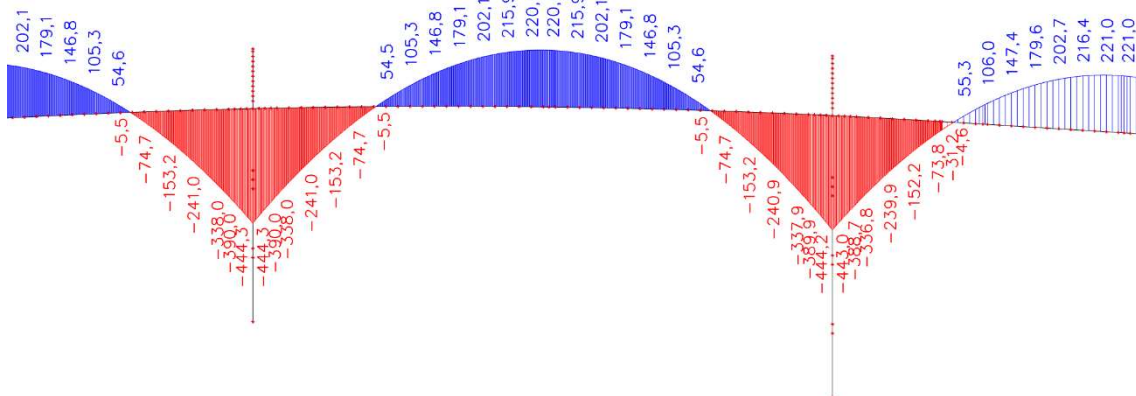


Obr. 9.88: Napětí ve spodních vláknech

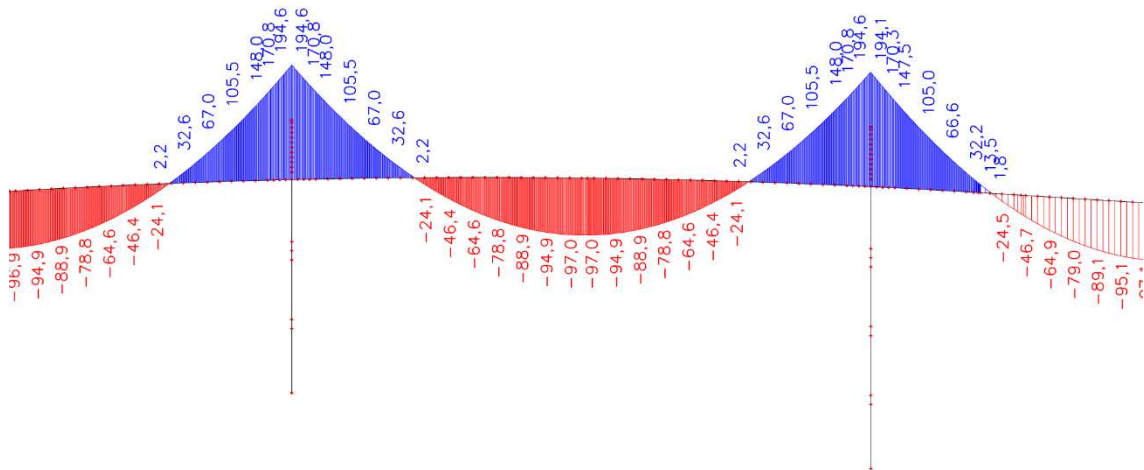


Obr. 9.89: Napětí v horních vláknech

9.3.3.1.2 Návrh 3



Obr. 9.90: Napětí na spodních vláknech



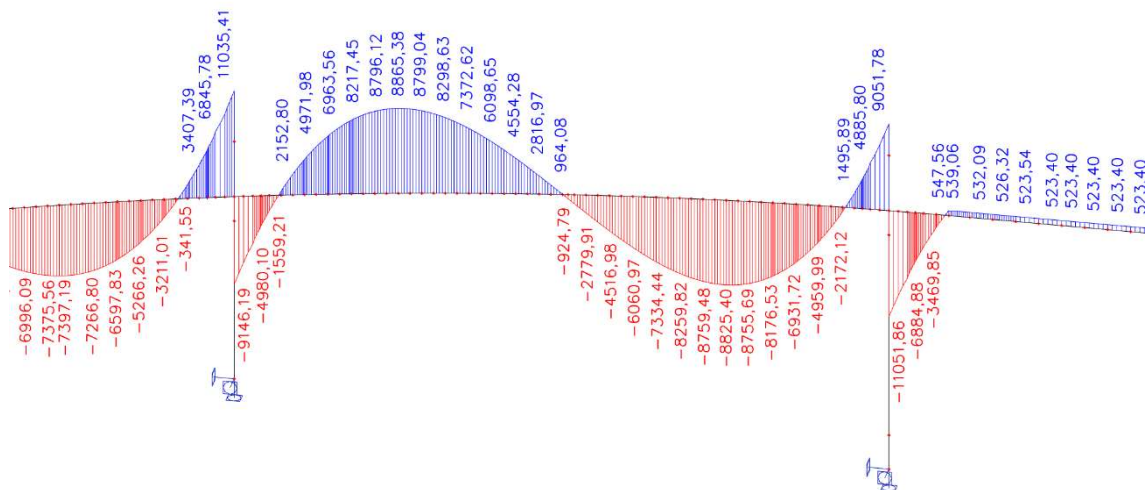
Obr. 9.91: Napětí na horních vláknech

Jak je vidět z uvedených napětí, jejich hodnoty u jednotlivých návrhů jsou diametrálně odlišné a extrémní štíhlost konstrukce má na napětí zásadní vliv.

9.3.3.2 Kroucení vlivem vlastní tíhy

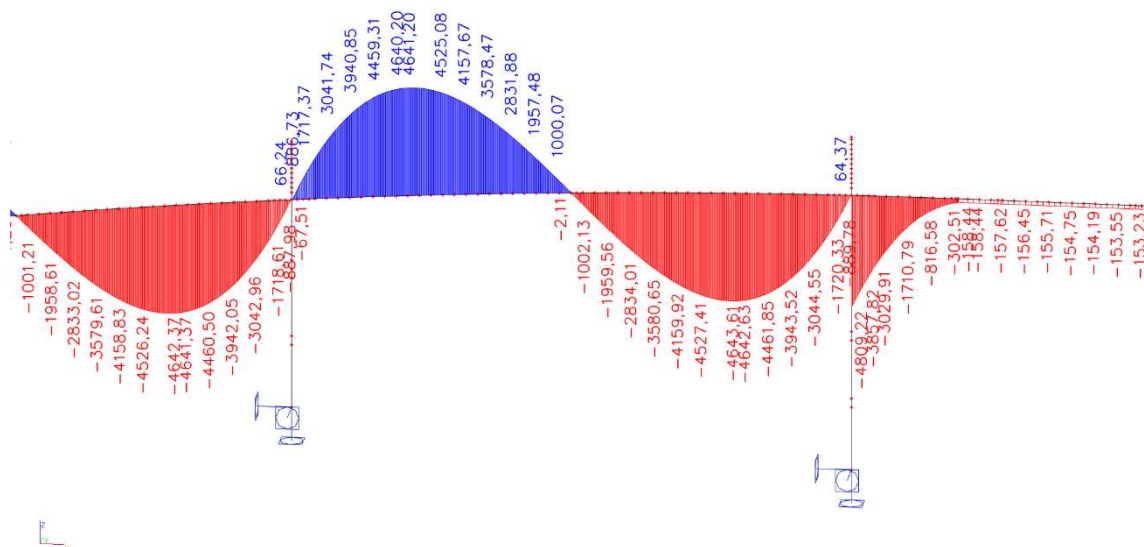
Vzhledem k tomu, že se konstrukce nachází ve směrovém oblouku hraje významnou roli kroucení. Vzhledem k tomu, že v rámci betonových předmětů na bakalářském studiu nebylo kroucení betonu probíráno, jsou uvedeny pouze vnitřní síly bez podrobnějšího komentáře.

9.3.3.2.1 Návrh 1



Obr. 9.92: Kroucí moment

9.3.3.2 Návrh 3



Obr. 9.93: Kroutící moment

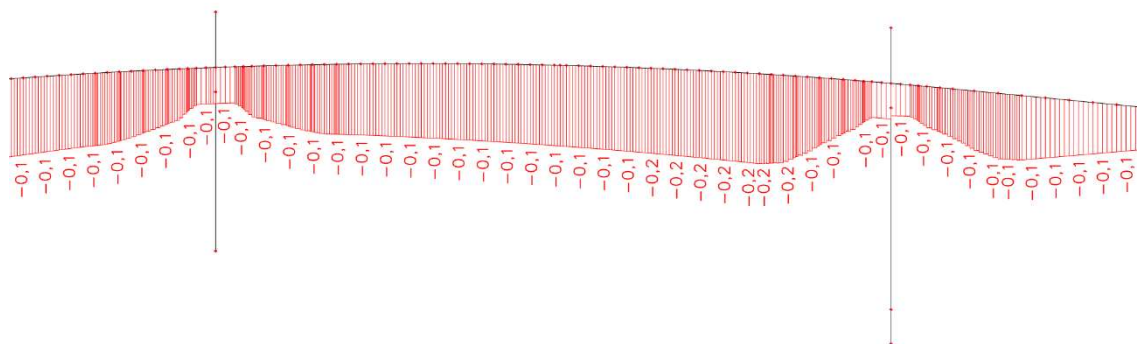
Vzhledem k větší vlastní tíze konstrukce návrhu 1 je logické, že je větší kroutící moment od vlastní tíhy. Vzhledem k tomu, že komorový průřez je pro přenesení kroutících momentů ideální průřez, dokáže si konstrukce s kroucením poradit.

9.3.3.3 Napětí vlivem teploty

Návrh 1 je konstrukce s ložisky i mostními závěry, na rozdíl od návrhu 3. Vliv teploty na jednotlivé konstrukce by tak měl být diametrálně odlišný.

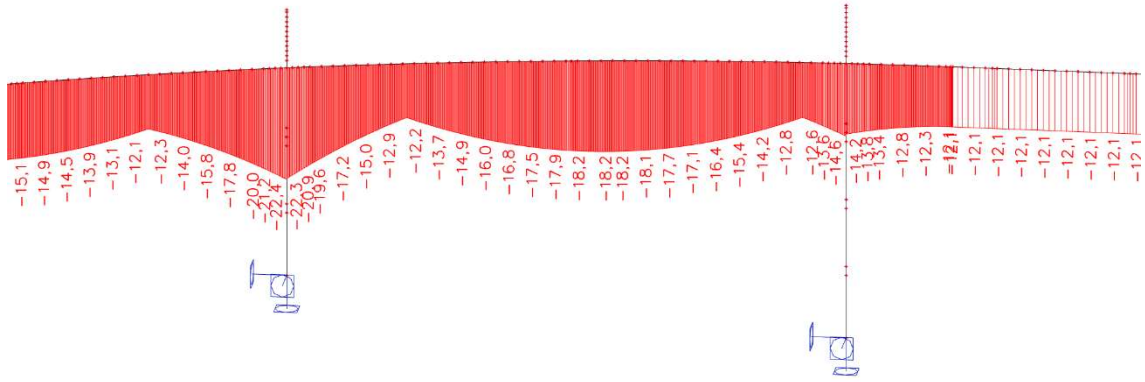
Vzhledem k tomu, že je konstrukce zatížena pouze rovnoměrným oteplením, jsou napětí na spodních i horních vláknech víceméně totožná, proto zde jsou uvedena napětí pouze na spodních vláknech.

9.3.3.3.1 Návrh 1



Obr. 9.94: Napětí ve spodních vláknech

9.3.3.3.2 Návrh 3



Obr. 9.95: Napětí ve spodních vláknech

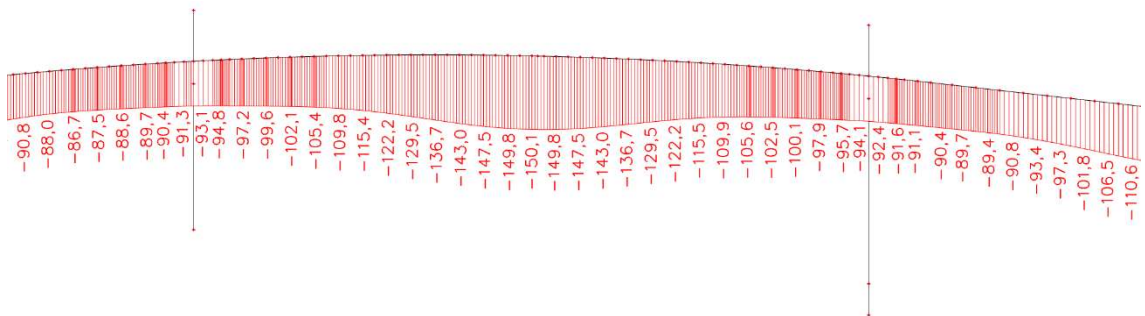
Z uvedených napětí je vidět, že předpoklad byl správný, zatímco napětí na konstrukci návrhu 1 je napětí téměř nulové, protože se konstrukce může roztahovat, napětí na konstrukci návrhu 3 dosahuje významných hodnot.

9.3.3.4 Deformace konstrukce

Porovnávají jsou deformace ve svislém směru. Nejprve na konstrukci zatíženou stálým zatížením a předpětím, následně pak vlivem charakteristické kombinace.

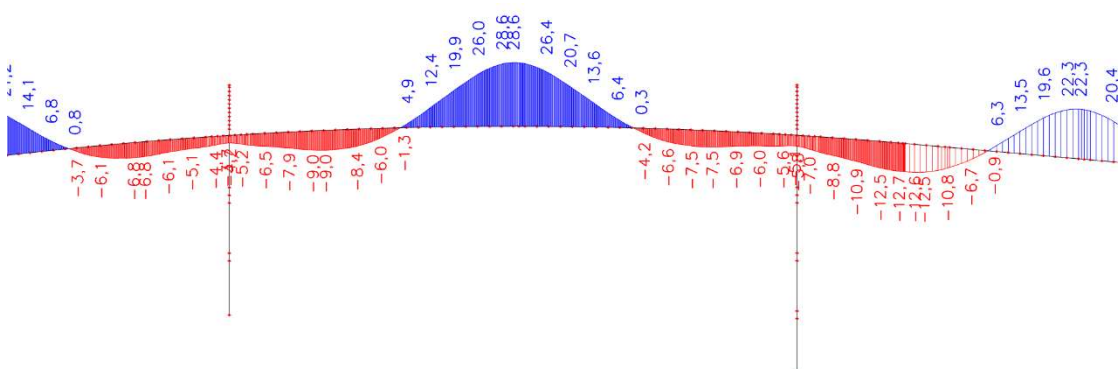
9.3.3.4.1 Stálé zatížení + předpětí

Návrh 1



Obr. 9.96: Deformace konstrukce ve svislém směru

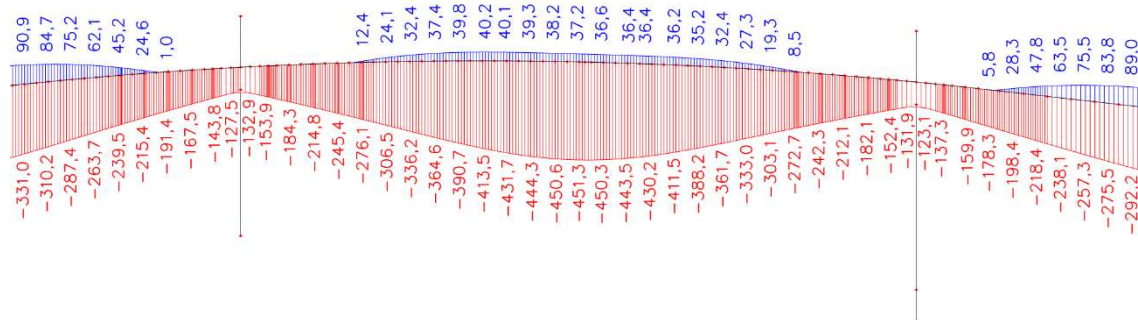
Návrh 3



Obr. 9.97: Deformace konstrukce ve svislém směru

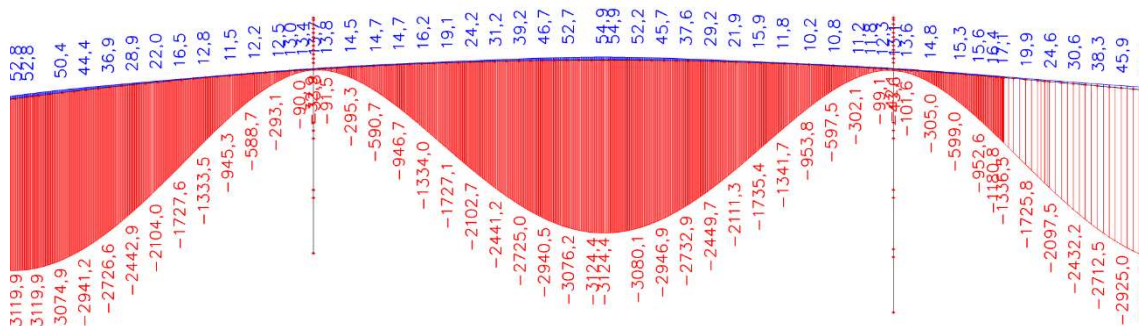
9.3.3.4.2 Charakteristická kombinace zatížení

Návrh 1



Obr. 9.98: Deformace konstrukce ve svislém směru

Návrh 3



Obr. 9.99: Deformace konstrukce ve svislém směru

9.3.4 Vyhodnocení 3D analýzy

Analýza konstrukce ve 3D potvrdila, že chování obou typů konstrukcí jsou diametrálně odlišné. Bylo zjištěno, že vliv půdorysného zakřivení konstrukce na návrh 1 nemá výrazný vliv. Napětí i vnitřní síly na této konstrukci víceméně odpovídají hodnotám získaných z 2D modelu. Vlivem zakřivení sice vzniká kroučící moment, ale komorový nosník dokáže vliv kroucení přenést. Konstrukce sice dosahuje vyšších hodnot průhybu, ale za daných opatření, např. posílení předpětí, se dají průhyby eliminovat. Konstrukce je tedy pro dané přemostění použitelná.

Výrazně odlišné výsledky jsou získány analýzou návrhu 3. Po vymodelování konstrukce ve 3D se výrazně změnil průběh napětí po konstrukci, oproti modelu ve 2D. Dále vlivem velké štíhlosti na konstrukci vznikají extrémní deformace, pro které se stává konstrukce nepoužitelnou.

Zvolenou variantou se stává návrh 1.

Nutné je znovu zdůraznit, že pro podrobnou analýzu ve 3D je použití prutového prvku velmi omezené a výsledky je třeba brát s rezervou. Pro podrobnou analýzu by měl být použit model deskostěnový, nebo roštový.

10 Závěr

V úvodní části se bakalářská práce zabývá alternativním návrhem půdorysně komplikovaného řešení překročení údolí řeky Saale, které se nachází na obchvatu Bad Kösen, na silnici B87 ve Spolkové republice Německo, v jižní části republiky Sasko-Anhaltsko. Po vypracování několika variant ve dvou fázích výběru se zvolenou variantou stala konstrukce extradosed.

Velice přínosnou prací bylo vypracovávání rešerše na mosty extradosed, kde bylo specifikováno, jak daný konstrukční systém funguje, byly popsány konstrukční prvky, zásady navrhování, empirické vztahy a přiblíženy některé již stávající extradosed mosty.

Po vypracování rešerše byly nově nabitě poznatky aplikovány pro návrh tří konstrukcí extradosed, každá s jiným návrhovým přístupem. Tyto návrhy pak byly blíže zkoumány v parametrické studii, v rámci které byl proveden například předběžný návrh pylonů a předběžný návrh předpětí.

Po předběžném návrhu předpínací výztuže byly dva návrhy vybrány a zpracována jejich stručná analýza pomocí 3D modelů. Na základě výsledků této analýzy byla vybrána výsledná varianta, která lze využít pro takto půdorysně komplikované přemostění.

Nutné je zdůraznit, že pro podrobnou analýzu ve 3D prostoru je použití prutového prvku velmi omezené a výsledky je třeba brát s rezervou. Pro podrobnou analýzu by měl být použit model deskostěnový, nebo roštový.

11 Bibliografie

12

- [1] Poloha mostu. In: *Mapy.cz* [online]. [cit. 2023-03-20]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?moje-mapy&cat=mista-trasy&x=11.6784554&y=51.1077465&z=14>
- [2] MATHIVAT, Jacques. Recent developments in prestressed concrete bridges. *FHP Notes: Quarterly Journal of the Fédération Internationale de la Précontrainte*. 1988, (2), 15-20.
- [3] KISAŁA, Dawid. Mosty extradosed. In: *Koła Naukowe Konstrukcji Mostowych Politechniki Krakowskiej* [online]. [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://knkmpk.blogspot.com/2011/12/mosty-extradosed.html>
- [4] HEGGADE, V N. CONCEIVING OF EXTRADOSED BRIDGES. *Indian Concrete Journal*. 2021, **95**, 43-55.
- [5] DA SILVA BÁRBARA, Miguel João. *STUDY OF EXTRADOSED BRIDGES Bárbara , M . (2011)*. 2011.
- [6] HU, Jiong, Yoo KIM a Soon-Jae LEE. *Synthesis on Cost-Effectiveness of Extradosed Bridges*. 2016, . Dostupné také z: <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/38807>
- [7] VOGEL, Thomas a Kristian SCHELLENBERG. The Impact of the Sunniberg Bridge on Structural Engineering, Switzerland. *Structural Engineering International*. 2015, **25**, 381-388. Dostupné z: doi:10.2749/101686615X14355644770811
- [8] JANBERG, Nicolas. Pont sur le Ganter. In: *Structurae* [online]. 2009 [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://structurae.net/fr/medias/148195-pont-sur-le-ganter>
- [9] Barton Creek Boulevard Bridge. In: *Bridge Hunter* [online]. [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://bridgehunter.com/tx/travis/bh63037/>
- [10] BOGAERT, Philippe a Hans DE BACKER. Continuous Prestress in Launched Extradosed Bridges. *Frontiers in Built Environment*. 2019, **5**. Dostupné z: doi:10.3389/fbuil.2019.00081
- [11] BARUA, Shisir. "EFFECTS ON CABLE CONFIGURATION DUE TO CHANGE IN DIFFERENT GEOMETRIC PARAMETERS OF EXTRADOSED BRIDGES". 2014.
- [12] BENJUMEA, José, Mario RODRÍGUEZ a Gustavo CHIO CHO. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES EXTRADOSADOS DURANTE CONSTRUCCIÓN POR VOLADIZOS SUCESIVOS (STRUCTURAL BEHAVIOR OF EXTRADOSED BRIDGES DURING CANTILEVER CONSTRUCTION). *Revista EIA*. 2014, **10**, 111. Dostupné z: doi:10.24050/reia.v10i20.520
- [13] SIMA, Fernando a Adrian PELUFFO. *Puentes Extradados: Estado del Arte / Extradosed Bridges: State of the Art: Estado del Arte / Extradosed Bridges*. 2014.
- [14] Sunniberg Bridge- Klosters, Switzerland. In: *Hellotravel* [online]. 2021 [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://www.hellotravel.com/stories/most-spectacular-bridges-in-the-world>

- [15] SHI, Jingxian, Jiahong DUAN a Xun LIU. The Development and Theoretical Research Analysis of Extradosed Bridge. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2019, **218**, 012053. Dostupné z: doi:10.1088/1755-1315/218/1/012053
- [16] BENJUMEA, José, Gustavo CHIO CHO a Esperanza RONDÓN. Extradosed bridges: evolution and current trends: evolution and current trends. *Tecnura*. 2012, **16**, 173-188.
- [17] CARBOL, Vladimír. Nymburk Bypass Bridge. In: *Structurae* [online]. 2013 [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/nymburk-bypass-bridge>
- [18] CHIO CHO, Gustavo. *Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado*. Barcelona, 2000. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.
- [19] KASUGA, A. Extradosed bridges in Japan. *Structural Concrete*. 2006, **7**(3), 91-103. Dostupné z: doi:10.1680/stco.2006.7.3.91
- [20] KOMIYA, M. Characteristics and design of PC Bridges with Large Eccentric Cables. Extradosed bridge technology in Japan and the new Pearl Harbour Memorial Bridge. *US Department of Transportation, Federal Highway Administration*. Washington, DC, USA, 1999, 55-80.
- [21] Extradosed bridges: List. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/bridges/extradosed-bridges/list?sortname=asc>
- [22] MENN, C. The Ganter Bridge, Simplon / VS. *IABSE structures = Constructions AIPC = IVBH Bauwerke*. IABSE, 1979, **3**(-7), 38.
- [23] MENN, Christian a Hans RIGENDINGER. Ganterbrücke. *Schweizer Ingenieur und Architekt*. Verlags-AG der akademischen technischen Vereine, 1979, **97**(38), 733.
- [24] RAZ, Ueli. Ganterbrugga, Ganterbrücke. In: *Ueli Raz* [online]. 2013 [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://www.ueliraz.ch/2013/glishorn-2.htm>
- [25] MARKELJ, Viktor. The First Extradosed Bridge in Slovenia. *Structural Engineering International*. 2010, **20**, 462-467. Dostupné z: doi:10.2749/101686610793557645
- [26] Puh Bridge. In: *Structurae: International Database and Gallery of Structures* [online]. 2007 [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures/puh-bridge>
- [27] DRINKWATER, Luke J. *ANALYSIS OF THE SUNNIBERG BRIDGE*. 2007.
- [28] Sunniber Bridge. In: *Bridgehead* [online]. [cit. 2023-03-23]. Dostupné z: www.bridgehead.com/Database/Sunniber-Bridge
- [29] ZAPLETALOVÁ, Lenka, Vladimír PUDA, Jiří STRÁSKÝ a Gabriela ŠOUKALOVÁ. EXTRADOSED MOST PŘES NÁDRAŽÍ V BOHUMÍNĚ: EXTRADOSED BRIDGE ACROSS THE RAILWAY STATION AT BOHUMIN. *Inženýrské stavby*. JAGA, 2012, (4), 36-41.

- [30] Cable stayed bridge over the River Labe at Nymburk. In: *LUSAS: Engineering analysis + design software* [online]. Německo: Pontex Consulting Engineers, 2007 [cit. 2023-03-21]. Dostupné z: https://www.lusas.com/case/bridge/river_labe_nymburk.html
- [31] PROCHÁZKA, Jaroslav, Jiří ŠMEJKAL, Jan L. VÍTEK a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování betonových konstrukcí: Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Technická knižnice, 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [32] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed.2. 2019.
- [33] ČSN EN 1991-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1: Obecná zatížení*. 2004.
- [34] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed.2. 2018.
- [35] ČSN EN 1991-1-5. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [36] HOLAN, Jakub a Radek ŠTEFAN. InDiOn: Interakční Diagram Online. In: *InDiOn: Interakční Diagram Online* [online]. Praha, 2018 [cit. 2023-05-18]. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>
- [37] HOLAN, Jakub. *Výpočet momentu II. řádu*. Dostupné také z: <https://view.officeapps.live.com/op/view.aspx?src=https%3A%2F%2Fpeople.fsv.cvut.cz%2F~holanjak%2Fsoftware%2Fmoment2radu%2Fkrivost.xlsx&wdOrigin=BROWSELINK>

13 Seznam obrázků

Obr. 2.1: Místo stavby [1]	10
Obr. 2.2: Situace obchvatu [1]	10
Obr. 2.3: Údolí a trajektorie mostu [1]	11
Obr. 3.1: Schéma podélného řezu a půdorysu navrhovaného mostu.....	13
Obr. 4.1: Obloukový most	14
Obr. 4.2: Zavěšený most, podvarianta A	15
Obr. 4.3: Zavěšený most, podvarianta B.....	16
Obr. 4.4: Letmá betonáž	17
Obr. 4.5: Vzpínadlo	17
Obr. 4.6: Extradosed, podvarianta A.....	18
Obr. 4.7: Extradosed, podvarianta B	19
Obr. 4.8: Podélný řez, kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce.....	19
Obr. 4.9: Příčný řez, kombinace letmé betonáže a spřažené ocelobetonové konstrukce	20
Obr. 4.10: Podélný řez, varianta extradosed most.....	21
Obr. 4.11: Příčné řezy, varianta extradosed most	21
Obr. 4.12: Podélný řez, varianta spřažené ocelobetonové konstrukce	22
Obr. 4.13: Příčný řez, varianta spřažené ocelobetonové konstrukce	22
Obr. 5.1: Návrh viaduktu Arrêt-Darré [3]	23
Obr. 5.2: Most Odawara Blueway [3]	24
Obr. 5.3: Most Ganterbrücke [8]	24
Obr. 5.4: Konstruktivní typy mostů (shora) Finback, Cable-Panel a Extradosed [6]	25
Obr. 5.5: Most typu Finback – Barton Creek Boulevard Bridge, USA [9].....	25
Obr. 5.6: Složky síly v kabelech zavěšených mostů (vlevo) a extradosed mostů (vpravo) [3]	26
Obr. 5.7: Vedení kabelů v konstrukci (shora) trémové, extradosed – původní, extradosed – modifikované, zavěšené	27
Obr. 5.8: Most Sunniberg [14]	28
Obr. 5.9: 3D modely porovnávaných konstrukcí [5]	29
Obr. 5.10: Most přes Labe u města Nymburk [17]	30
Obr. 5.11: Schéma předpínacích kabelů [10]	37
Obr. 5.12: Porovnání základních empirických vztahů [5]	39
Obr. 5.13: Hlavní fáze výstavby [12]	41
Obr. 5.14: Vysouvání se svíslou výztuhou [10]	42
Obr. 5.15: Půdorys, podélné a příčné řezy mostu Ganterbrücke [22]	43
Obr. 5.16: Uložení pilíře S4 [22].....	44
Obr. 5.17: Výstavba mostu Ganterbrücke [23]	45
Obr. 5.18: Výstavba mostu Ganterbrücke [23]	45
Obr. 5.19: Dokončený most Ganterbrücke [24].....	45
Obr. 5.20: Podélný řez a půdorys mostu Puch [25].....	46

Obr. 5.21: Příčný řez mostu Puch [25].....	47
Obr. 5.22: Kotvení extradosed kabelů v pylonu [25]	47
Obr. 5.23: Výstavba mostu Puch [25]	48
Obr. 5.24: Most Puch [26].....	48
Obr. 5.25: Půdorys, podélný a příčné řezy mostu Sunniberg [27].....	49
Obr. 5.26: Příčný řez mostu Sunniberg [7].....	49
Obr. 5.27: Radiální roztahování mostu Sunniberg [27].....	50
Obr. 5.28: Výstavba mostu Sunniberg [27]	51
Obr. 5.29: Most Sunniberg [28].....	51
Obr. 5.30: Příčný a podélný řez mostu v Bohumíně [29].....	52
Obr. 5.31: 3D řez mostu v Bohumíně [29]	53
Obr. 5.32: Schéma postupu výstavby mostu v Bohumíně [29]	54
Obr. 5.33: Most v Bohumíně po dokončení [29]	54
Obr. 5.34: Podélný řez mostu u Nimurka [30]	55
Obr. 5.35: Příčné řezy mostu u Nymburka [30].....	55
Obr. 5.36: Most u Nymburka [30]	56
Obr. 5.37: Výstavba mostu u Nymburka [30].....	56
Obr. 6.1: Schéma rozpětí.....	57
Obr. 6.2: Podélné schéma	58
Obr. 6.3: Příčné schéma	59
Obr. 6.4: Podélné schéma.....	60
Obr. 6.5: Příčné schéma	60
Obr. 6.6: Schéma rozpětí	61
Obr. 6.7: Podélné schéma	62
Obr. 6.8: Příčné schéma.....	62
Obr. 7.1: Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [32].....	66
Obr. 8.1: Schéma Modelu zatížení 1 [34].....	69
Obr. 9.1: Varianty konstrukce s konzolami; nahoře příčné řezy, dole půdorys	75
Obr. 9.2: Varianty vedení předpínacích kabelů extradosed	76
Obr. 9.3: Schéma podélného řezu	77
Obr. 9.4: Schéma působení zatížení	78
Obr. 9.5: Schéma vyztužení.....	79
Obr. 9.6: Interakční diagram pylonu [36]	79
Obr. 9.7: Výpočet momentu druhého řádu [37].....	80
Obr. 9.8: Interakční diagram po zohlednění momentu II. řádu [36].....	81
Obr. 9.9: Schéma pilířů a pylonu.....	81
Obr. 9.10: Schéma příčného řezu v poli.....	82
Obr. 9.11: Schéma příčného řezu v místě podpory s pylony	82
Obr. 9.12: Podélné schéma návrhu 2	83
Obr. 9.13: Schéma příčného řezu v poli	83
Obr. 9.14: Schéma příčného řezu v místě podpory	83
Obr. 9.15: Podélné schéma.....	84
Obr. 9.16: Schéma působení zatížení.....	85

Obr. 9.17: Schéma vyztužení	86
Obr. 9.18: Interakční diagram pylonu [36].....	86
Obr. 9.19: Výpočet momentu druhého řádu [37]	87
Obr. 9.20: Interakční diagram [36].....	88
Obr. 9.21: Schéma pilíře – pohled shora.....	88
Obr. 9.22 Schéma příčného řezu v poli.....	88
Obr. 9.23: Schéma příčného řezu v místě podpory	89
Obr. 9.24: 2D model návrhu 1	90
Obr. 9.25: Detail prostředního pole návrhu 1	91
Obr. 9.26: Průběh ohybového momentu	91
Obr. 9.27: Průběh ohybového momentu	91
Obr. 9.28: Ohybový moment na modelu celé konstrukce	92
Obr. 9.29: Ohybový moment ve středovém poli konstrukce.....	92
Obr. 9.30: Napětí spodních vláken prvotního návrhu předpětí.....	93
Obr. 9.31: Napětí horních vláken prvotního návrhu předpětí	93
Obr. 9.32: Napětí spodních vláken	94
Obr. 9.33: Napětí horních vláken	94
Obr. 9.34: Napětí spodních vláken	95
Obr. 9.35: Napětí horních vláken	95
Obr. 9.36: Napětí ve spodních vláknech.....	95
Obr. 9.37: Napětí v horních vláknech	95
Obr. 9.38: Napětí ve spodních vláknech.....	96
Obr. 9.39: Napětí v horních vláknech.....	96
Obr. 9.40: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 1.....	97
Obr. 9.41: 2D model návrhu 2	98
Obr. 9.42: Detail prostředního pole návrhu 2.....	98
Obr. 9.43: Průběh ohybového momentu	98
Obr. 9.44: Ohybový moment na konstrukci.....	99
Obr. 9.45: Napětí ve spodních vláknech	99
Obr. 9.46: Napětí v horních vláknech.....	100
Obr. 9.47: Napětí ve spodních vláknech	100
Obr. 9.48: Napětí v horních vláknech.....	100
Obr. 9.49: Schéma upravené konstrukce	101
Obr. 9.50: Napětí ve spodních vláknech.....	101
Obr. 9.51: Napětí v horních vláknech	101
Obr. 9.52: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 2.....	102
Obr. 9.53: 2D model návrhu 3	103
Obr. 9.54: Detail prostředního pole návrhu 3.....	103
Obr. 9.55: Průběh ohybového momentu	103
Obr. 9.56: Ohybový moment od vlastní tíhy.....	104
Obr. 9.57: Napětí ve spodních vláknech	104
Obr. 9.58: Napětí v horních vláknech.....	105
Obr. 9.59: Napětí ve spodních vláknech.....	105

Obr. 9.60: Napětí v horních vláknech.....	105
Obr. 9.61: Napětí na spodních vláknech	106
Obr. 9.62: Napětí na horních vláknech.....	106
Obr. 9.63: Podélné schéma po úpravě	107
Obr. 9.64: Napětí na spodních vláknech.....	107
Obr. 9.65: Napětí na horních vláknech.....	107
Obr. 9.66: Napětí ve spodních vláknech.....	108
Obr. 9.67: Napětí v horních vláknech	108
Obr. 9.68: Napětí ve spodních vláknech.....	108
Obr. 9.69: Napětí v horních vláknech.....	109
Obr. 9.70: Schéma předběžného návrhu předpětí modelu 3	110
Obr. 9.71: Varianty modelu prutů pro ložiska	111
Obr. 9.72: Extrémní napětí ve vzpěrách	112
Obr. 9.73: Detail uložení nosné konstrukce na pilíř	112
Obr. 9.74: Celý model konstrukce	113
Obr. 9.75: Prostřední pole modelu	113
Obr. 9.76: Průběh ohybového momentu na celé konstrukci	113
Obr. 9.77: Průběh ohybového momentu	114
Obr. 9.78: Průběh napětí ve spodních vláknech konstrukce	114
Obr. 9.79: Průběh napětí v horních vláknech konstrukce	114
Obr. 9.80 : Průběh napětí ve spodních vláknech středového pole.....	115
Obr. 9.81: Průběh napětí v horních vláknech středového pole.....	115
Obr. 9.82: Model celé konstrukce	115
Obr. 9.83: Prostřední pole modelu.....	116
Obr. 9.84: Průběh ohybového momentu na celé konstrukce	116
Obr. 9.85: Průběh ohybového momentu na středním poli konstrukce.....	116
Obr. 9.86: Napětí ve spodních vláknech.....	117
Obr. 9.87: Napětí v horních vláknech	117
Obr. 9.88: Napětí ve spodních vláknech.....	118
Obr. 9.89: Napětí v horních vláknech.....	118
Obr. 9.90: Napětí na spodních vláknech	118
Obr. 9.91: Napětí na horních vláknech	119
Obr. 9.92: Kroutící moment	119
Obr. 9.93: Kroutící moment	120
Obr. 9.94: Napětí ve spodních vláknech.....	120
Obr. 9.95: Napětí ve spodních vláknech.....	121
Obr. 9.96: Deformace konstrukce ve svislém směru.....	121
Obr. 9.97: Deformace konstrukce ve svislém směru	121
Obr. 9.98: Deformace konstrukce ve svislém směru.....	122
Obr. 9.99: Deformace konstrukce ve svislém směru.....	122

14 Seznam tabulek

Tab. 5.1: Porovnání základních charakteristik [6]	28
Tab. 5.2: Průřezy nosníků a jejich charakteristiky (převzato [4])	32
Tab. 5.3: Typy pilířů a jejich charakteristiky (převzato [4])	33
Tab. 5.4: Typy pylonů a jejich charakteristiky (převzato [4])	34
Tab. 5.5: Typy spojení pylon, nosník, pilíř a jejich charakteristiky (převzato [4])	35
Tab. 5.6: Druhy kotvení kabelů v pylonech a jejich charakteristiky (převzato [4])	36
Tab. 5.7: Typy uspořádání extradosed kabelů a jejich charakteristiky (převzato [4])	38
Tab. 5.8: Kabely s různým počtem rovin a jejich charakteristiky (převzato [4])	38
Tab. 5.9: Empirické vztahy vybraných autorů (převzato [12])	39
Tab. 5.10: Navržené rozměry vybraných postavených mostů (na základě informací z [21])	40
Tab. 5.11: Rychlost výstavby trámového a extradosed mostu (převzato) [12]	41
Tab. 7.1: Materiálové charakteristiky betonu	64
Tab. 7.2: Hodnoty průměrné válcové pevnosti v tlaku	64
Tab. 7.3: Charakteristiky předpínací výztuže	65
Tab. 7.4: Výpočet krycí vrstvy betonu předpínací výztuže	66
Tab. 7.5: Charakteristiky betonářské výztuže	67
Tab. 7.6: Krycí vrstva výztuže	67
Tab. 8.1: Ostatní stálé zatížení	68
Tab. 8.2: Hodnoty Modelu zatížení 1 pro skupinu PK 1.....	70
Tab. 8.3: Hodnoty LM1 pro navrhovaný most	70
Tab. 8.4: Stanovení odstředivých sil.....	71
Tab. 8.5: Hodnoty zatížení teplotou	72
Tab. 8.6: Stanovení sestav zatížení dopravou [34]	73
Tab. 8.7: Kombinace pro MSP	73
Tab. 8.8: Souhrn koeficientů pro Charakteristické kombinace.....	74
Tab. 9.1: Ověření štíhlosti	80
Tab. 9.2: Ověření štíhlosti.....	87