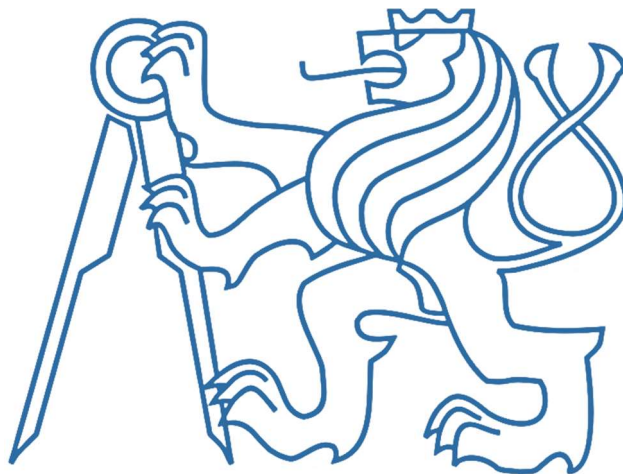


České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh přemostění řeky Loučné a
biokoridoru na dálnici D35

Design of the bridge over river Loučná and
biocorridor

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Vypracoval: Bc. Adam Kyp
Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.
Rok: 2024



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kyp

Jméno: Adam

Osobní číslo: 484484

Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh přemostění řeky Loučné a biokoridoru na dálnici D35

Název diplomové práce anglicky: Design of the bridge over river Loučná and biocorridor

Pokyny pro vypracování:

- zpracování variant přemostění řeky Loučné a biokoridoru s ohledem na místní podmínky
- předběžný návrh mostu v definitivním stavu
- návrh a posouzení postupu výstavby, včetně předběžného návrhu provizorních konstrukcí

Seznam doporučené literatury:

Soubor technických norem

Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád

Datum zadání diplomové práce: 5. 10. 2023

Termín odevzdání diplomové práce: 8. 7. 2024

Údaj uveďte v souladu

k. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

5.10.2023

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. a použil jsem k tomu pouze zdroje uvedené na konci práce.

V Praze dne:

.....

Jméno a Příjmení

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu mé diplomové práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za odbornou pomoc a poskytnuté konzultace k vypracování této práce. Také bych rád poděkoval za rady a pomoc všem kolegům z firmy AFRY CZ, kteří mi věnovali svůj čas. A nakonec bych rád poděkoval rodině za skvělé zázemí a podporu po celou dobu studia.

Abstrakt

Cílem diplomové práce je návrh přemostění řeky Loučné a biokoridoru v rámci akce „D35 Džbánov – Litomyšl“. V první části jsou popsány navrhované varianty přemostění. Pro návrh přemostění byla vybrána varianta extradosed mostu. Navržený most je třípolový s teoretickým rozpětím 40+70+40 m. V úvodní části jsou popsány okrajové podmínky návrhu.

V následující části je popsán postup při předběžném návrhu hlavních nosných trámů a extradosed kabelů. Zatížení na konstrukci je uvažováno po uvedení do provozu.

Další částí práce je návrh konstrukce, respektující postup výstavby. Krajiní pole jsou konstruována na pevné skruži. Pro střední pole byla zvolena metoda letmé betonáže z důvodu přemostování biokoridoru. Výpočet je řešen pomocí časově závislé analýzy (TDA) a zjednodušeně rozdělen podle stavebních fází. Výsledkem je finální návrh podélného předpětí a předpětí v extradosed kabelech. Dále je součástí práce posouzení hlavních nosných trámů na MSP a MSÚ.

Rovněž je zde popsán postup při návrhu betonové desky mostovky a prefabrikovaných příčníků. Betonová deska je posouzena na MSÚ, pro prefabrikované příčníky je navrženo a posouzeno dodatečné předpětí na MSP.

Z fázovaného výpočetního modelu byly stanoveny silové účinky pro návrh a posouzení spodní stavby, která se skládá ze dvou trojic pilířů vetknutých do mostovky a ze dvou masivních opěr, na které je mostovka uložena na ložiskách. V rámci návrhu spodní stavby je navrženo a posouzeno i její založení.

Na závěr jsou navrženy ložiska na opěrách a mostní závěry.

Součástí práce je rovněž výkresová dokumentace mostu vycházející z provedených výpočtů a modelů.

Klíčová slova

Beton, předpjatý beton, most, extradosed most, dálniční most, pilotové zakládání

Abstract

The aim of this master thesis is the design of the bridge over the Loučná river and a biocorridor within the project "D35 Džbánov – Litomyšl". The first part describes the case study of the bridge. The selected design is the extradosed bridge. The proposed bridge is a three-span bridge with a theoretical span of 40+70+40 m. In the introductory section, the design boundary conditions are described.

The following section describes the preliminary design phase of the main girders and extradosed cables. The loads on the structure are considered after its commissioning.

The next part of the thesis is the design of the structure, considering the construction procedure. The edge spans are constructed on a rigid frame. For the middle field, the fly-over concrete method was chosen, due to the bridging of the bio-corridor. The calculation is made using the TDA method and was divided in accordance to construction phases. The result is the final design of longitudinal prestressing and prestressing in extradosed cables. Furthermore, the assessment of the main beam girders to the Ultimate Limit State and Serviceability Limit State are included.

The design procedures for the concrete bridge deck slab and precast crossbeams are described too. The concrete slab is assessed to the Ultimate Limit State, additional prestressing for prefabricated crossbars is designed and assessed for both the ultimate limit state and Serviceability Limit State.

From the complex computational model including construction sequence, the load effects have been derived out for the design and assessment of the substructure, which consists of two piers woven into the bridge deck and two massive abutments on which the bridge deck is carried on bearings. As part of the design of the substructure, its foundation is also designed and assessed.

Finally, the bearings on the abutments and bridge joints were designed.

The thesis also includes basic drawings of the bridge based on the performed calculations and models.

Keywords

Concrete, prestressed concrete, bridge, extradosed bridge, highway bridge, pile foundation

Obsah

Obsah	1
1. Úvod.....	6
1.1 Specifika extradosed mostů.....	8
1.1.1 Rozpětí polí.....	8
1.1.2 Mostovka.....	8
1.1.3 Pylon	9
1.1.4 Kotvení extradosed kabelů v pylonu.....	9
1.1.5 Omezení napětí v extradosed kabelech v MSP	10
1.1.6 Roznos zatížení mezi mostovkou a extradosed lany.....	10
1.1.7 Uspořádání extradosed kabelů	11
1.2 Letmo betonované konstrukce.....	12
2. Varianty řešeného přemostění.....	16
2.1 Vysouvaná konstrukce	16
2.2 Letmo betonovaná konstrukce.....	18
2.3 Oblouková konstrukce se spodní mostovkou.....	20
2.4 Extradosed konstrukce	22
2.5 Zavěšená konstrukce	24
2.6 Zhodnocení jednotlivých variant.....	26
3. Základní údaje o umístění konstrukce	27
3.1 Popis lokality.....	27
3.2 Geotechnické podmínky.....	28
3.3 Geotechnické charakteristiky základových púd	30
3.4 Hydrologické poměry.....	31
4. Popis navrhované konstrukce.....	32
4.1 Základní údaje	32
4.2 Návrh konstrukčního řešení.....	33
4.3 Posouzení specifík extradosed mostu.....	34
4.4 Popis prvků konstrukce	36
4.4.1 Mostovka.....	36
4.4.2 Extradosed kabely	36
4.4.3 Spodní stavba	37

4.4.4	Založení.....	37
4.4.5	Terénní úpravy	37
4.4.6	Mostní svršek	38
4.4.7	Odvodnění	38
4.4.8	Kanalizace	38
5.	Materiálové charakteristiky.....	39
5.1	Beton	39
5.2	Betonářská výztuž	41
5.3	Předpínací výztuž	41
5.4	Krycí vrstvy	41
5.4.1	Krycí vrstva hlavních nosných trámů	42
5.4.2	Krycí vrstva desky mostovky.....	42
5.4.3	Krycí vrstva prefabrikovaných nosníků.....	42
5.4.4	Krycí vrstva opěr.....	43
5.4.5	Krycí vrstva pilířů	43
5.4.6	Krycí vrstva pilot.....	43
6.	Zatížení pro roštový model	44
6.1	Stálá zatížení.....	44
6.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	44
6.1.2	Ostatní stálé zatížení	44
6.2	Proměnná zatížení	45
6.2.1	Zatížení dopravou.....	45
6.2.2	Zatížení chodci	45
6.2.3	Zatížení teplotou.....	46
6.3	Montážní zatížení	47
6.3.1	Betonářský vozík a čerstvým betonem	47
6.4	Sednutí podpor	48
7.	Kombinace	49
8.	Předběžný návrh konstrukce v podélném směru.....	51
8.1	Statický model.....	51
8.2	Postup stanovení předběžné podoby konstrukce.....	53
8.2.1	Varianta 1	53
8.2.2	Varianta 2	54

8.2.3	Předběžné posouzení návrhu.....	55
9.	Postup výstavby	58
9.1	1. etapa.....	58
9.2	2. etapa.....	58
9.3	3. etapa.....	58
9.4	4. etapa.....	58
9.5	5. etapa.....	58
9.6	6. etapa.....	59
9.7	7. etapa.....	59
10.	Fázovaný návrh konstrukce v podélném směru.....	60
10.1	Statický model	60
10.2	Časově závislé charakteristiky betonu.....	62
10.2.1	Reologické vlastnosti betonu	62
10.2.2	Časový vývoj pevnosti betonu v tlaku	63
10.3	Fáze výstavby použité v modelu.....	63
10.3.1	1. fáze – krajní pole.....	63
10.3.2	2. fáze – první dva takty LB.....	64
10.3.3	3. fáze – druhé dva takty LB	64
10.3.4	4. fáze – třetí dva takty LB.....	65
10.3.5	5. fáze – zmonolitnění	65
10.3.6	6. fáze – uvedení do provozu	66
10.3.7	7. fáze – konec životnosti.....	66
10.4	Postup stanovení konečné podoby konstrukce	66
10.4.1	Varianta 1	66
10.4.2	Varianta 2	67
10.4.3	Finální návrh konstrukce.....	68
10.5	Konečná podoba konstrukce.....	71
10.5.1	Navržená podélná předpínací výztuž	71
10.5.2	Výsledné ztráty napětí v podélné předpínací výztuži	71
10.5.3	Výsledné nadvýšení konstrukce.....	73
10.5.4	Extradosed kabely	76
11.	Posouzení MSP	77
11.1	Omezení napětí	77

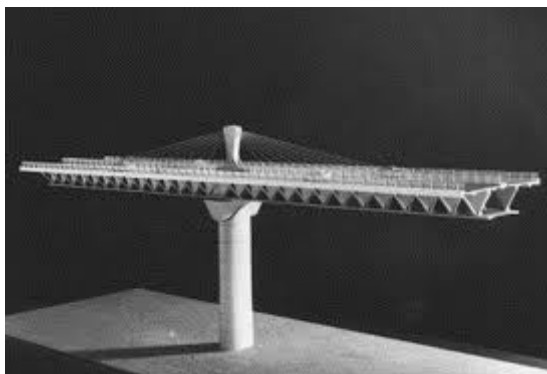
11.1.1	Omezení napětí v betonu.....	77
11.1.2	Omezení napětí v oceli.....	78
11.1.3	Posouzení hlavních nosných trámů.....	79
11.1.4	Posouzení extradosed kabelů	102
11.2	Omezení trhlin	105
11.3	Ověření hlavních napětí.....	105
11.3.1	Krajní trám	106
11.3.2	Střední trám.....	106
11.4	Omezení průhybů.....	106
12.	Posouzení MSÚ.....	108
12.1	Návrhové vnitřní síly	108
12.2	Posouzení kombinace M + N.....	108
12.2.1	Pracovní diagramy materiálů	109
12.2.2	Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky	110
12.2.3	Počáteční přetvoření průřezu a poloha neutrálné osy	112
12.2.4	Stanovení momentu únosnosti a posouzení	120
12.3	Návrh a posouzení smykové výztuže.....	122
12.3.1	Krajní trám	122
12.3.2	Střední trám.....	124
13.	Návrh železobetonové desky.....	127
13.1	Statický model	127
13.2	Vnitřní síly na desce	129
13.2.1	Model v poli	129
13.2.2	Model v místě kotvení závěsů.....	129
13.3	Návrh výztuže v poli.....	130
13.4	Návrh výztuže nad podporou.....	131
14.	Návrh prefabrikovaného příčnicku	132
14.1	Statický model	132
14.2	Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky	134
14.3	Návrh a posouzení předpětí příčnicku.....	135
14.3.1	Omezení napětí.....	135
14.3.2	Ohybové momenty	136
14.3.3	Průřezové charakteristiky.....	136

14.3.4	Návrh předpínací síly	137
14.3.5	Posouzení MSP	137
14.4	Návrh ohybové výztuže	140
15.	Návrh spodní stavby.....	142
15.1	Návrh a posouzení pilotových základů pilířů	142
15.1.1	Založení krajních pilířů P2.....	142
15.1.2	Založení středního pilíře P2	146
15.1.3	Založení krajních pilířů P3.....	149
15.1.4	Založení středního pilíře P3	151
15.2	Posouzení pilíře na kombinaci M + N	153
15.2.1	Návrhové vnitřní síly.....	153
15.2.2	Návrh a posouzení vyztužení pilířů.....	153
15.3	Návrh a posouzení pilotových základů opěr.....	157
15.3.1	Stanovení přitížení za opěrou od dopravy.....	158
15.3.2	Založení opěry O1	158
15.3.3	Založení opěry O4.....	162
16.	Návrh ložisek a mostních závěrů	165
16.1	Návrh ložisek	165
16.2	Návrh mostních závěrů	166
	Závěr	168
	Seznam příloh.....	169
	Seznam použitých norem	170
	Seznam použité literatury.....	171
	Seznam obrázků	173
	Seznam tabulek	180

1. Úvod

Extradosed mosty jsou považovány svým statickým působením spíše za trémové předpjaté mosty. Částečně svým chováním, ale zejména vzhledem jsou podobné i zavěšeným mostům. Z hlediska specifik se u extradosed konstrukcí jedná o kombinaci obou konstrukčních řešení. Tato specifika se podle různých zdrojů mohou lišit, záleží na přístupu projektanta.

Extradosed mosty jsou relativně novým typem konstrukce mostů. Jejich vývoj započal v 80. letech minulého století. Za autora pojmu „extradosed“ je považován Jacques Mathiavat, který v roce 1988 představil koncept viaduktu Arrêt-Darré. Konstrukce ale realizována nebyla. Jeho myšlenkou byla vyvést předpínací kabely ven z průřezu a vést je nad podporami skrze pylon, co by deviátor. Větší excentricita výsledné předpínací síly by pomohla redukovat záporné momenty vznikající nad podporou.



Obrázek 1: Model viaduktu Arrêt-Darré [18]

Ovšem za první realizovanou konstrukcí, která svým charakterem připomíná extradosed most, je považován most Ganter ve Švýcarsku z roku 1980. Autorem je Christian Menn. Konstrukce je označována jako cable-panel most. Hlavním rozdílem je vedení předpínacích kabelů betonovými panely nad podporou, tudíž předpínací výztuž není brána jako externí. U extradosed konstrukcí jsou kabely „odhalené“ stejně jako u zavěšených mostů.

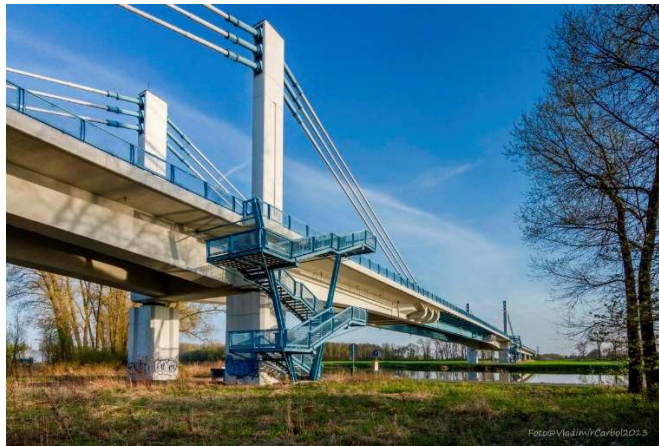


Obrázek 2: Pohled na most Ganter [19]



Obrázek 3: Detail provedení v oblasti podpor mostu Ganter [19]

V porovnání s trémovými konstrukcemi jsou extradosed mosty výhodnější v několika ohledech. Díky efektivnějšímu vedení předpětí může být extradosed konstrukce subtilnější. Most může dosahovat větších rozpětí. Roli hraje i estetika extradosed mostu v porovnání s běžnými trémovými mosty. Velkou nevýhodou jsou ale náročnější požadavky na údržbu extradosed mostu.



Obrázek 4: Extradosed most přes Labe u Nymburka [19]



Obrázek 5: Most Akatonbo v Japonsku [19]

Oproti zavěšeným konstrukcím je výhodou zejména jednodušší výstavba a nižší cena, zejména díky nízkým pylonům a možnosti použití sedlového prostupu kabelů místo navrhování kotevnicích oblastí v pylonu. Díky vyšší tuhosti mostovky není extradosed konstrukce tolik citlivá na dynamické účinky zatížení a je méně náchylná na únavu díky menším rozkmitům napětí v externích kabelech. Ovšem zavěšené mosty mohou dosáhnout výrazně větších rozpětí.

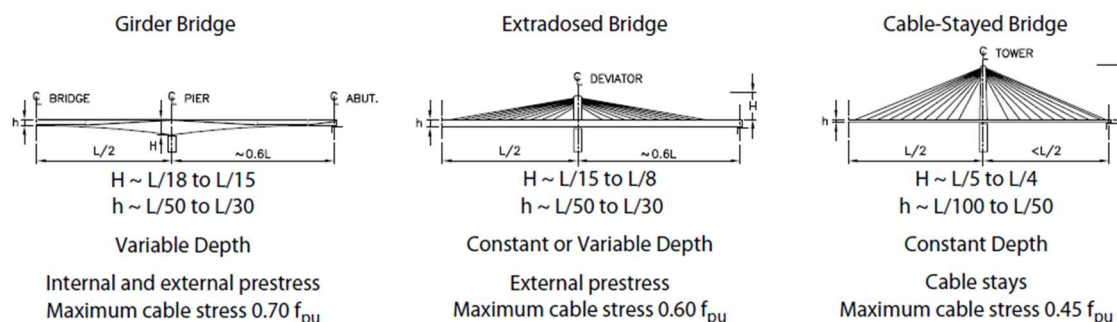
1.1 Specifika extradosed mostů

1.1.1 Rozpětí polí

Obecně jsou extradosed konstrukce navrhovány pro podobná rozpětí jako trémové mosty. Doporučená hodnota rozpětí pro hlavní pole je 100 až 200 m, ovšem mnoho konstrukcí bylo navrženo i nad rámec tohoto rozsahu [12]. Poměr rozpětí hlavního pole a krajních polí L_i/L je jedním ze specifíků, které zdroje uvádí rozdílně. Zdroj [13] uvádí, že dle Kasogy je pro vyrovnání ohybových momentů vhodný poměr L_i/L v rozpětí 0,6 až 0,8, stejný poměr se udává pro trémové mosty. Tentýž zdroj kvůli snížení ohybových momentů a deformací v krajních polích konstrukce upravuje nejvyšší hodnotu poměru na 0,6. Nejnižší hodnota je omezena hodnotou 0,4 vzhledem k riziku nadzvedávání krajních polí.

1.1.2 Mostovka

Konstrukční výška hlavních nosníků je obdobná jako u trémových mostů. Liší se zejména přístupem k návrhu konstrukce. Pokud budeme navrhovat externí kabely pouze jako přídatné v místech největších záporných momentů, lze předpokládat, že konstrukce bude podobně masivní jako běžný trémový most. Druhou možností je přisuzovat externím kabelům částečně funkci pružných podpor, obdobně jako u zavěšených mostů, což umožní redukovat konstrukční výšku trámu.



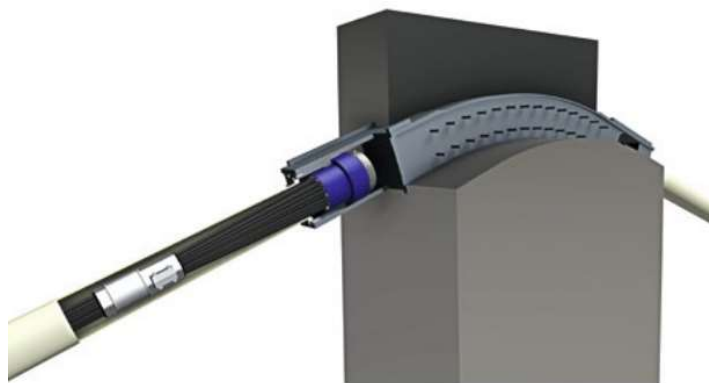
Obrázek 6: Porovnání empirických vztahů mezi trémovým, extradosed a zavěšeným mostem [14]

1.1.3 Pylon

Pylon extradosed konstrukce lze spíše považovat za deviátor, jelikož extradosed kabely mohou být chápány jako přídatné externí předpínací kabely, které ve větší míře redukuje vzniklé záporné momenty nad podporou. Díky tomu jsou pylony nižší než u zavěšených konstrukcí, externí kabely zde přenáší hlavně vodorovnou sílu, jelikož mají nízký sklon. Oproti tomu lana u zavěšených konstrukcí zachycují hlavně svislé účinky zatížení, lze je tedy staticky považovat za pružné podpory ve svislém směru.

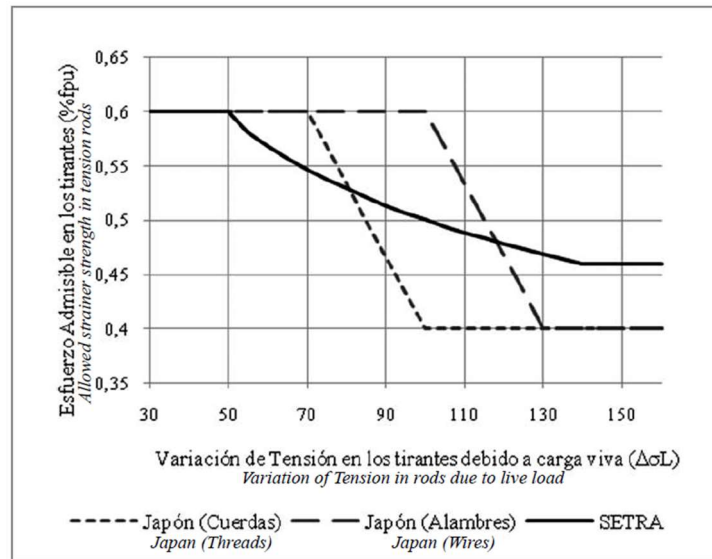
1.1.4 Kotvení extradosed kabelů v pylonu

Stejně jako u zavěšených konstrukcí, existují u extradosed konstrukcí dva typy kotvení kabelu na pylon. První variantou je kotvení kabelů přímo v pylonu, kde je třeba řešit tahy vzniklé v kotevní oblasti. Jedno z konstrukčních řešení uvažuje prostup kabelů skrze pylon a jejich ukotvení na vnější hraně pylonu. Další možností je příčné předepnutí pylonu nebo jeho vyztužení ocelovými plechy. Druhá varianta, pro extradosed konstrukce více typická, je prostup kabelů sedlem. Kabely sedlem prochází bez přerušení, díky nízkým pylonům je možné použít větší poloměry zakřivení sedla. Pylon je tak namáhán zejména tlakem. Pro poloměr zakřivení sedla jsou doporučena různá omezení vzhledem k vznikajícímu tření a ohybovému namáhání. Zdroj [14] odkazuje na řadu omezení týkající se právě sedlového prostupu. Dle francouzských doporučení SETRA 2001 je poloměr zakřivení sedla omezen na minimální hodnotu 125x vnější průměr lana, což pro lana tl. 15,7 mm vychází na 2 m. Švýcarská doporučení fib 2005 udávají minimální poloměr jako 400x průměr samotného drátu v laně, pro lana tl. 15,7 mm tedy vychází 2,1 m. Americký Post-Tensioning Institute přímo uvádí minimální hodnoty poloměrů: 3 m pro jednotlivé lano nebo 4 m pro svazek lan. Japonská Prestressed Concrete Engineering Association uvádí jako podmínku pro použití sedlového kotvení omezení rozkmitu napětí v extradosed kabelech na hodnotu 50 MPa. Při použití sedlového kotvení je také podmínkou možnost výměny kabelů v průběhu životnosti konstrukce.



Obrázek 7: Schéma sedlového kotvení [20]

1.1.5 Omezení napětí v extradosed kabelech v MSP



Obrázek 8: Graf porovnávající přístupy k omezení napětí v extradosed kabelech [13]

Z grafu vyplývá, že maximální přípustné napětí v kabelu při posouzení MSP je závislé na rozkmitu napětí v kabelu od proměnného zatížení $\Delta\sigma_L$.

V grafu jsou znázorněny tři různá doporučení omezení napětí v extradosed kabelech. První dvě doporučení jsou od japonské Prestressed Concrete Engineering Association a liší se podle toho, jestli se systém předpětí skládá z lan nebo z předem spletených kabelů. Průběh křivek je lineární. Třetí doporučení je od francouzské SETRY. Křivka střední části grafu má matematický přepis:

$$f_s = 0,46 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0,25} \cdot f_u$$

1.1.6 Roznos zatížení mezi mostovkou a extradosed lany

Roznos je udáván jako poměr mezi zatížením neseným zavěšenými kabely a celkovým svislým zatížením, označuje se β . Poměr se stanovuje zvláště pro stálé a proměnné zatížení. Poměr je dán následujícím vztahem [14]:

$$\beta = \frac{\text{Load carried by stay cables}}{\text{Total vertical load}}$$

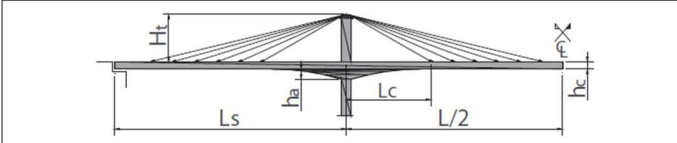
Hodnota je dalším ukazatelem rozdílu mezi extradosed a zavěšeným mostem. Při návrhu zavěšených mostů je snahou dosáhnout co největší hodnoty poměru β pro proměnná zatížení, respektive přenést co nejvíce proměnného svislého zatížení do závěsů, jelikož závěsy mají plnit funkci svislých pružných podpor. Pro extradosed konstrukce je maximální poměr pro proměnné zatížení udáván $\beta = 0,3$, což odpovídá rozkmitu napětí v kabelech do 50 MPa.

Pro stálé zatížení se poměr β odvíjí od postupu výstavby. Například při použití letmé betonáže u zavěšených mostů přebírají závěsy veškeré stálé zatížení, tudíž hodnota poměru se blíží 1,0. U extradosed mostů je β trochu nižší vzhledem ke konečnému statickému působení konstrukce.

1.1.7 Uspořádání extradosed kabelů

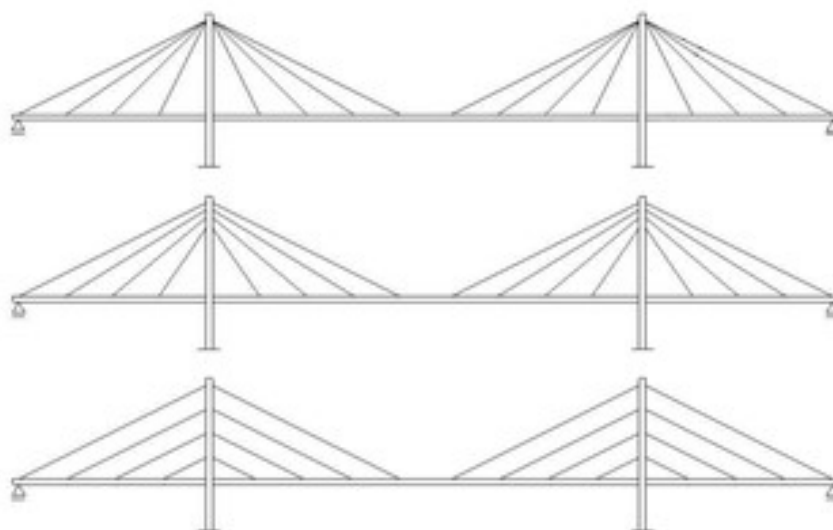
Konstrukční uspořádání závěsů pro kotevní oblasti na mostovce je převzato z [34], kde jsou uvedeny empirické vztahy od různých autorů.

Tabulka 1: Návrhové parametry pro extradosed mosty [34]



Autor	ha/L	hc/L	ht/L	Lc/L	Ls/L
Mathivat	1/35-1/30	1/35-1/30	1/15	0.1	-
Komiya	1/35	1/55	1/12-1/8-	0.14-0.24	-
Chio	1/30	1/45	1/10	0.18-0.25	≤0.6
Dos Santos	1/33	1/33	1/10	-	0.6-0.65
Puente estudiado	1/40	1/40	1/10	0.215	0.6

Stejně jako u zavěšených konstrukcí lze rozlišovat uspořádání externích kabelů třemi způsoby. Výhody a nevýhody jsou stejné jako u zavěšených konstrukcí. Harfové uspořádání je vhodné z hlediska estetického, kdy jsou závěsy rovnoběžné, přitom ovšem dochází k značnému namáhání pylonu, jelikož přenesené zatížení v závěsech závisí na jeho ohybu. Staticky je nejvhodnější uspořádání vějířovité, kdy závěsy svírají s mostovkou největší úhel, a tudíž přenesou nejvíce svislého zatížení. Vějířovité uspořádání je ale velmi náročné na provedení, jelikož se všechny závěsy setkávají na pylonu v jednom bodě. Nejvhodnější uspořádání je polovějířovité, jelikož umožňuje snadnější kotvení (prostup) v horní části pylonu. [29]



Obrázek 9: Uspořádání závěsů: vějířovité, polovějířovité a harfové

1.2 Letmo betonované konstrukce

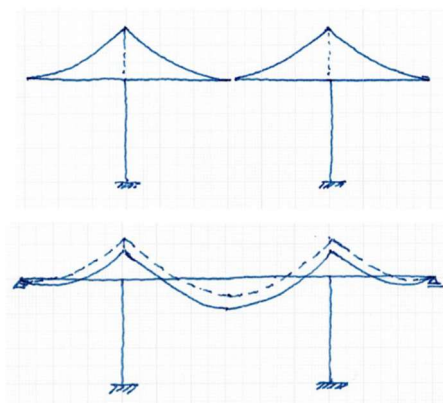
Metoda výstavby pomocí letmé betonáže byla použita již ve 30. letech minulého století. Hlavní výhodou této metody je nezávislost na topografii terénu, kterou konstrukce překonává. Používána je pro střední až velká rozpětí (70 – 250 m). Průřez bývá obvykle komorový s proměnnou konstrukční výškou. Z estetického hlediska se osvědčil plochý parabolický náběh tvaru $y = a \cdot x^{1,6}$. [29] V dnešní době je nejběžnější použití letmé betonáže pro vícepolové konstrukce, kdy je na spodní stavbě (běžné je použití dvojice rámových stojek) zbudován zárodek, poté jsou na obě strany symetricky budovány jednotlivé lamely.



Obrázek 10: Schéma letmé betonáže [21]

Starší budované konstrukce mívaly rozdílné konečné statické schéma od většiny novodobých mostů zbudovaných touto metodou. Dnes je většina takto realizovaných mostů na konci konzol zmonolitněna vybetonováním uzavírací spáry a předepnutím kabelů spojitosti. Některé starší mosty byly na koncích konzol spojeny pouze posuvným kloubem a zůstávaly tak v konzolovém stavu i po dokončení výstavby. Obě řešení mají své výhody i úskalí. Konstrukce s kloubově spojenými konzolami může v průběhu životnosti vykazovat značné deformace vlivem reologických jevů v betonu, převážně jeho dotvarování. U rámového spojení se pak tyto jevy projeví nárůstem namáhání konstrukce. Celá konstrukce se totiž skládá z lamel různého stáří, dotvarování betonu je zde nezanedbatelným jevem.

Pro zohlednění časově závislých vlastností betonu je nutné použít ve výpočetním modelu časově závislou analýzu (TDA). Díky ní jsme schopni ověřit nejen účinky dotvarování a smršťování konstrukce, ale například i ztráty předpětí v jednotlivých kabelech. To je důležité zejména pro stanovení nadvýšení konstrukce v průběhu výstavby. Užití TDA je velmi důležité i z toho hlediska, že konstrukce změní své statické schéma. Konzoly jsou propojeny v rám, tudíž vlivem dotvarování dochází k redistribuci namáhání.



Obrázek 11: Redistribuce ohybových momentů [35]

Pro rámové spojení mostovky je velmi výhodné dnes běžně užívané zbudování dvojice rámových stojek. Ty jsou dostatečně subtilní, aby nebylo bráněno vodorovným posunům vyvolaných objemovými změnami. Tím je redukováno dodatečné namáhání konstrukce v konečném stavu. Konstrukce však může být v místě podpory uložena na ložiskách, v takovém případě jsou pro provedení letmé betonáže budovány provizorní podpory zárodku bránící překlopení.



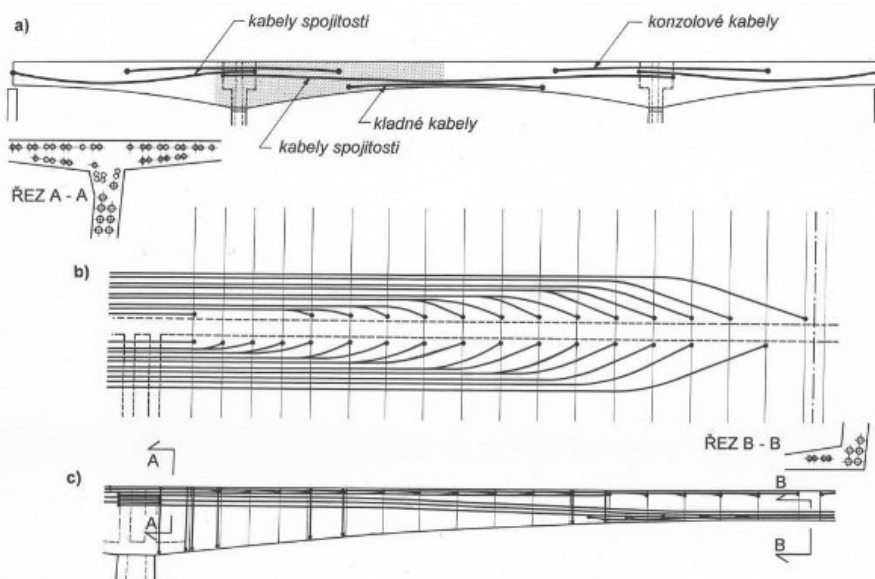
Obrázek 12: Provizorní podpory zárodku [26]

Vlastní výstavba je rozdělená do taktů, v rámci jednoho taktu dojde k vybetonování jedné lamely a postupně jsou tak budovány konzoly směrem od podpěry do středu konstrukce. V jednom taktu proběhne osazení a přikotvení betonářského vozíku, po provedených přípravách proběhne betonáž lamely a po dosažení požadované pevnosti betonu dojde k předepnutí lamely vahadlovým kabelem, čímž se připne ke zbytku zbudované konstrukce. Betonářský vozík je pak přesunut do nové polohy pro realizování dalšího taktu.



Obrázek 13: Betonážní vozíky a rámové stojky [27]

V letmo betonovaných konstrukcích rozlišujeme tři druhy předpínacích kabelů. Vahadlové kabely jsou navrhovány pro připínání jednotlivých lamel ke zbytku konstrukce, tudíž jsou navrhovány pro vyrovnání konzolových momentů a vedou u horního povrchu průřezu. Po zmonolitnění konstrukce jsou předepnuty kabely spojitosti, které mají vyrovnat stálé zatížení působící na konstrukci v jejím finálním statickém stavu. Do konstrukce pak bývají umístěny kladné předpínací kabely, ty se nachází u spodního povrchu v poli a jsou navrženy pro vyrovnání nahodilých zatížení.

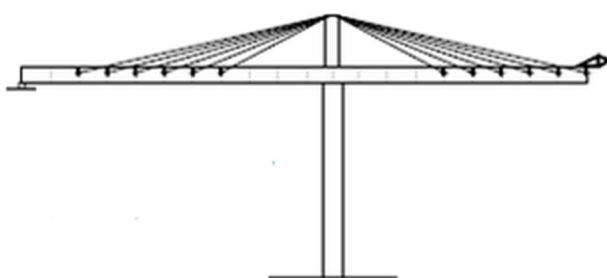


Obrázek 14: Schéma vedení předpínacích kabelů [28]

V méně častých případech jsou lamely letmé betonáže vyvěšovány pomocí závěsů, to je typické pro betonáž oblouků obloukových mostů přes nepřístupný terén. Závěsy jsou v tomto případě použity jako provizorní. V opačném případě, například u zavěšených nebo právě extradosed konstrukcí, jsou použity trvalé závěsy. Pokud je nějakým způsobem omezený přístup k podporám, může být provedena jednostranná letmá betonáž, kdy je přístup na konzoly umožněn přes vybudovanou konstrukci.



Obrázek 15: Letmá betonáž oblouku [25]



Obrázek 16: Schéma výstavby extradosed mostu [34]

Vlivem smršťování horní desky převážně komorového průřezu může docházet k falešnému nadvýšení konstrukce, protože se deska s malou tloušťkou při vystavení slunci smršťuje rychleji než zbytek konstrukce. Jestliže bude konstrukce zmonolitněna dříve, než bude smršťování spodní části průřezu ve stejné fázi jako u části vrchní, může následkem toho dojít k významnému přídavnému namáhání konstrukce. Celkově je tedy nutné konstrukci v průběhu výstavby geodeticky monitorovat a podle výsledků monitoringu případně navrhnout nové nadvýšení pro nově budované lamely.

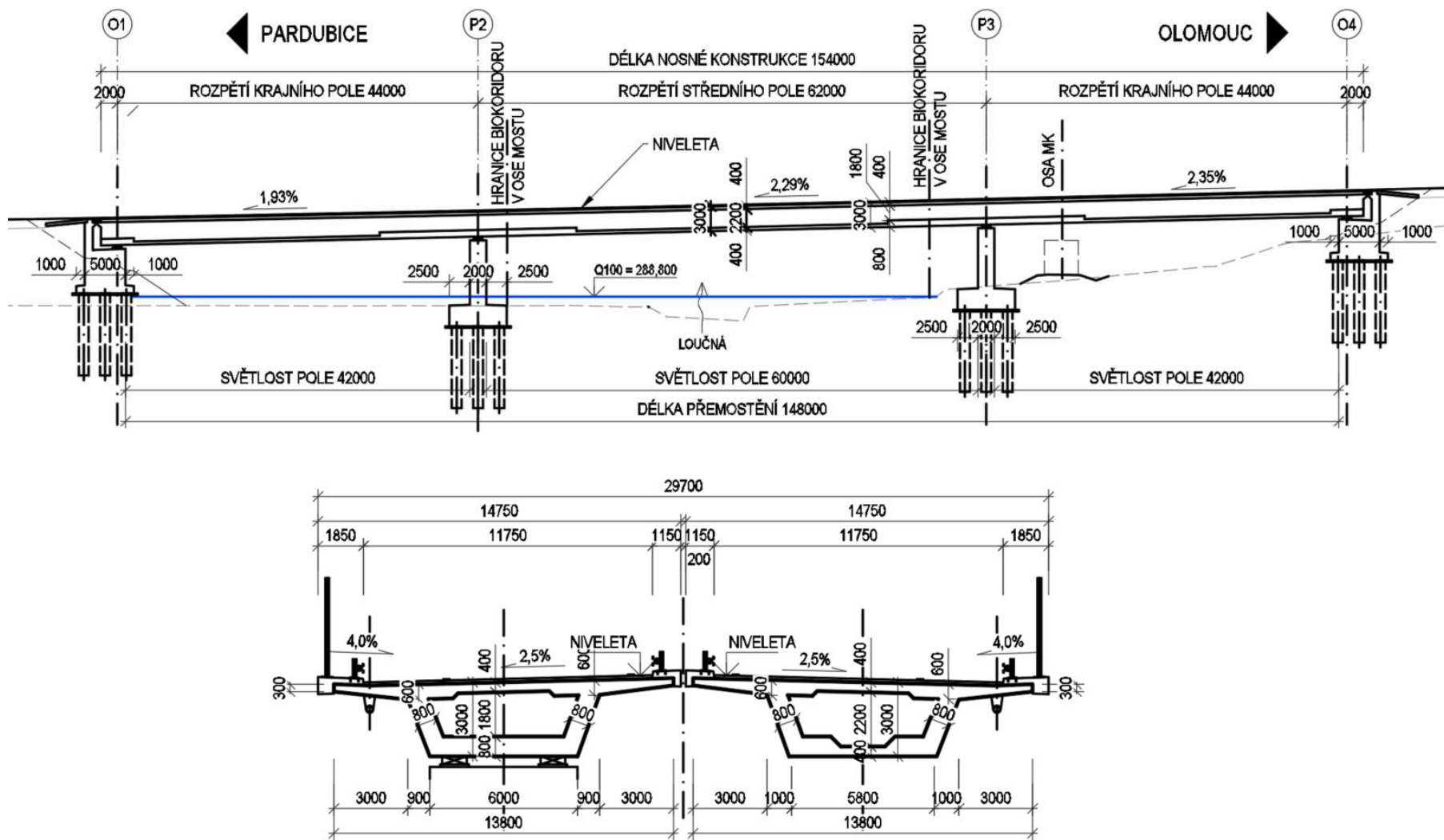
2. Varianty řešeného přemostění

Níže uvedené navržené varianty jsou ovlivněny zejména požadavkem co nejméně zasahovat výstavbou do biokoridoru přemost'ované řeky Loučné.

2.1 Vysouvaná konstrukce

Navrženy jsou dva mosty, pro každý směr jízdy jeden. Navržená vysouvaná konstrukce má komorový průřez s konstrukční výškou 3,0 m. Most je třípolový o rozpětí 44,00 + 62,00 + 44,00 m. Předpokládaný směr výsuvu je od opěry O1 k opěře O4. Výsuv bude probíhat za pomoci hydraulických lisů.

Výhodou je způsob výstavby vzhledem k požadavku co nejméně zasahovat do prostoru biokoridoru. Nevýhodou je komplikace při realizaci výsuvu, jelikož výškové vedení trasy dálnice, které konstrukce musí respektovat, tvoří v levém poli údolnicový oblouk.

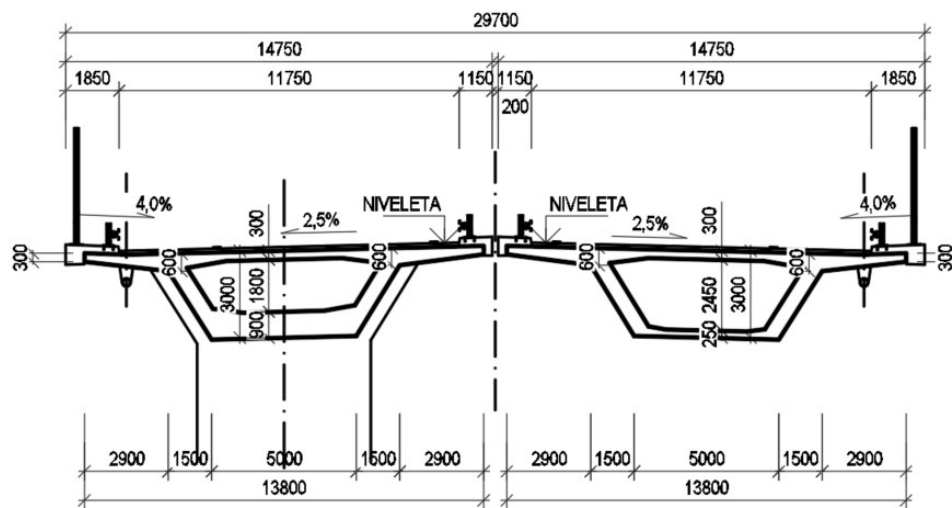
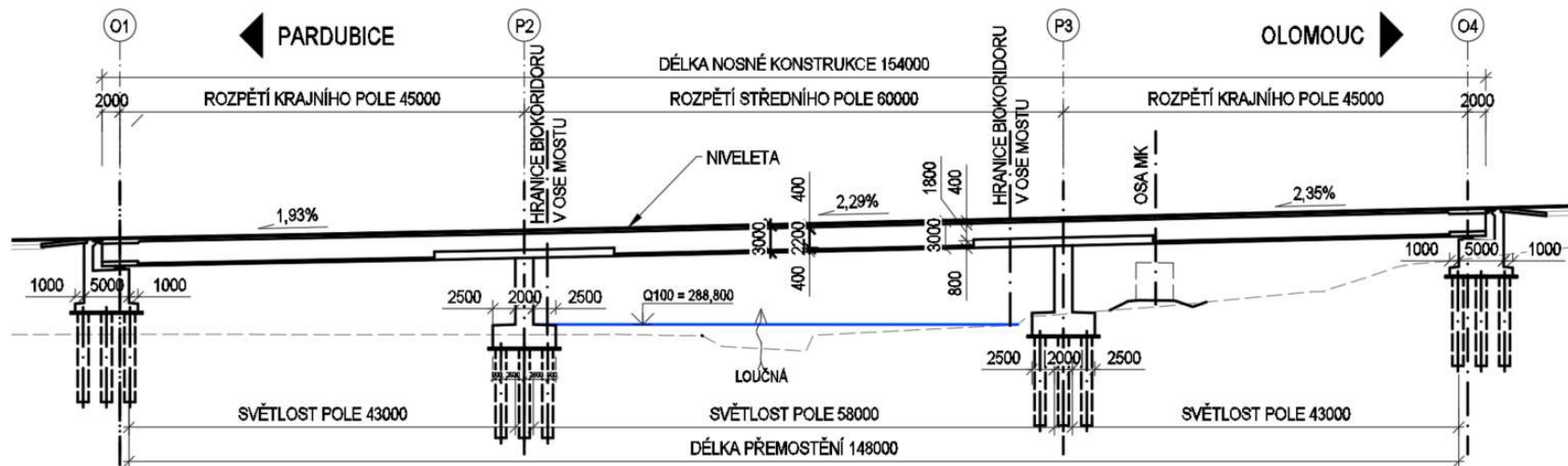


Obrázek 17: Vysouvaná komorová konstrukce

2.2 Letmo betonovaná konstrukce

Navrženy jsou dva mosty, pro každý směr jízdy jeden. Oboustranně letmo betonovaná konstrukce je navržena jako komorový průřez s konstrukční výškou 3,0 m. Most je třípolový o rozpětí 45,00 + 60,00 + 45,00 m.

Nevýhodou je samotný postup výstavby, kdy zárodky letmé betonáže budou zbudovány na pilířích P2 a P3. To komplikuje možnost přístupu stavební techniky k pilíři P2 přes lokální biokoridor a řeku Loučnou. Při výstavbě spodní stavby u všech navržených variant konstrukce bude třeba zásahu tohoto prostoru, ovšem v této variantě by byl prostor narušován po celou dobu výstavby. Oboustranná letmá betonáž je spíše typická pro delší rozpětí.



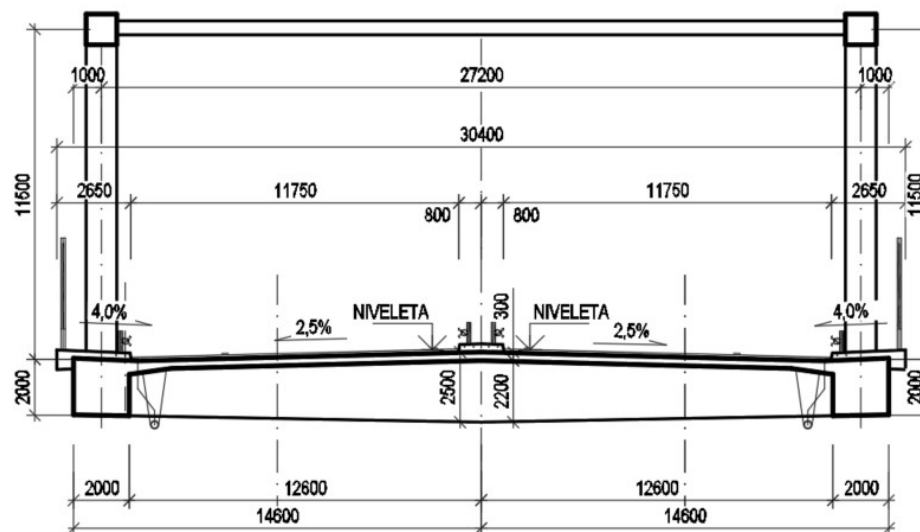
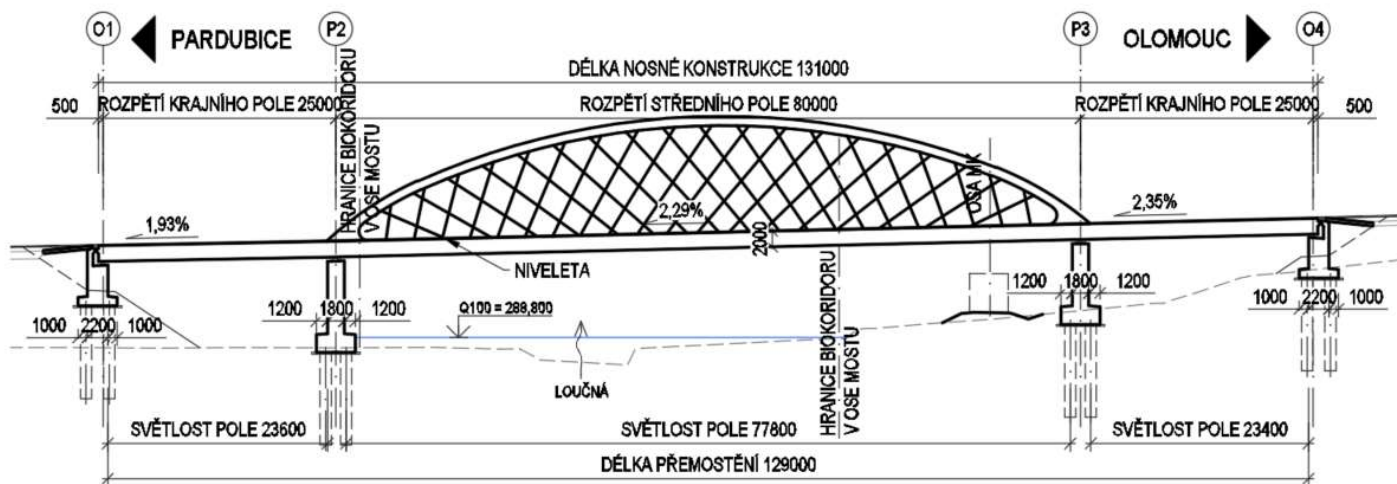
Obrázek 18: Letmo betonovaná konstrukce

2.3 Oblouková konstrukce se spodní mostovkou

Použití obloukové konstrukce umožňuje zvětšit rozpětí středního pole a zároveň navrhnout subtilnější mostovku. Oblouk je navržen jako síťový. Mostovka je tvořena dvěma hlavními nosnými trámy spojenými příčníky a podporovanými dvěma ocelovými oblouky ve středním poli, celkově je mostovka navržena jako spojitý nosník. Navržená konstrukční výška je 1,70 m, teoretické vzepětí oblouku 14,0 m a rozpětí polí 25,00 + 80,00 + 25,00 m.

Výhodou je subtilnější konstrukce. Díky velkému rozpětí středního pole je méně narušován prostor pod mostem. Konstrukce působí estetičtěji než koncept trémového mostu.

Nevýhodou je postup výstavby, který by pravděpodobně vyžadoval zásah do biokoridoru při budování pevné skruže mostovky středního pole. Umístění konstrukce muselo být změněno tak, aby střední pole podporované oblouky nemuselo být zkonstruováno v údolnicovém oblouku.

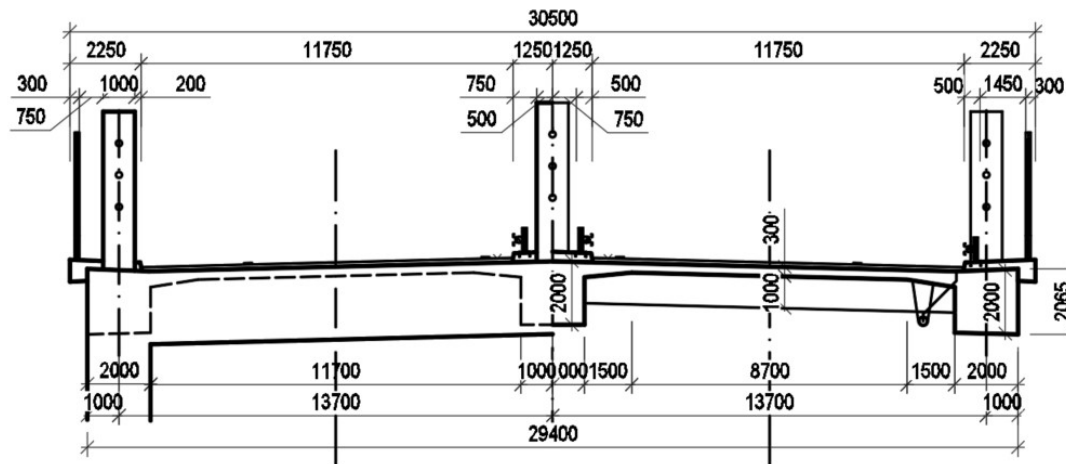
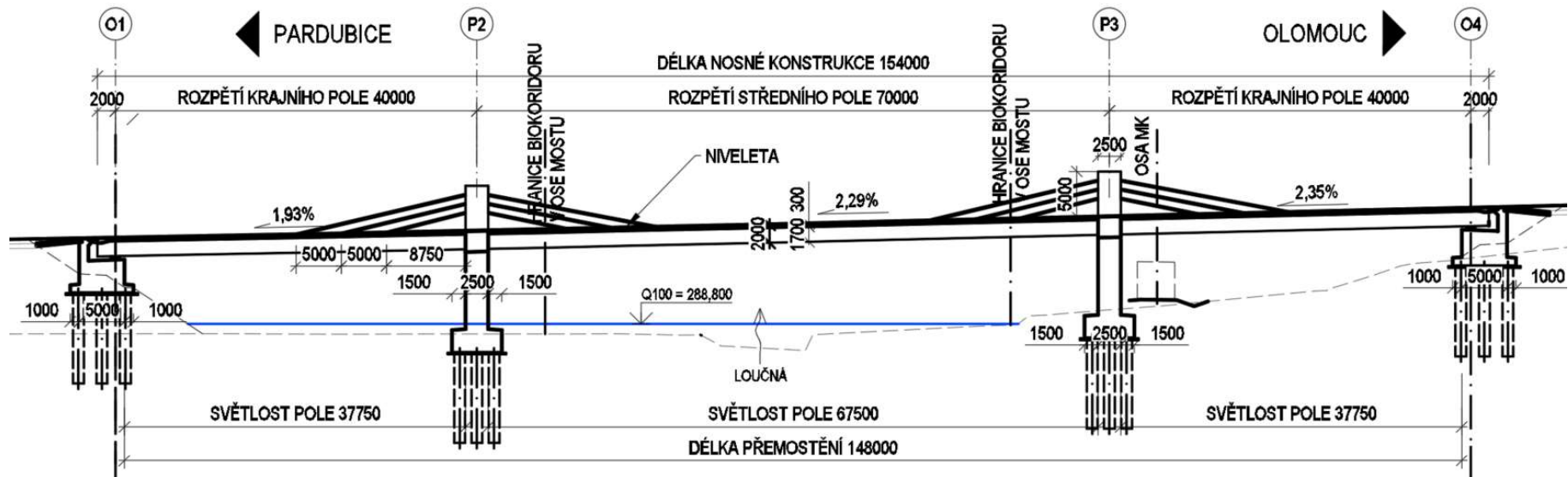


Obrázek 19: Obloukový most se spodní mostovkou

2.4 Extradosed konstrukce

Návrh extradosed konstrukce umožňuje využití jednostranné letmé betonáže středního pole díky vyvěšování lamel externími kabely. Přístup na betonované lamely tak bude zřízen po již zhotovené konstrukci. Konstrukce je navržena subtilnější než u běžného trémového mostu. Mostovku tvoří tři trámy, každý ztužený rovinou závěsů. Konstrukční výška je 2,0 m, výška pylonu 5,0 m a rozpětí polí je 40,00 + 70,00 + 40,00 m.

Výhodou je postup výstavby, kdy letmo betonované lamely mohou být vyvěšovány na extradosed kabely. Mostovka může být subtilnější než u trémového mostu díky ztužení rovinami eaxtradosed kabelů. Celkově konstrukce působí estetičtěji než koncept trémového mostu.



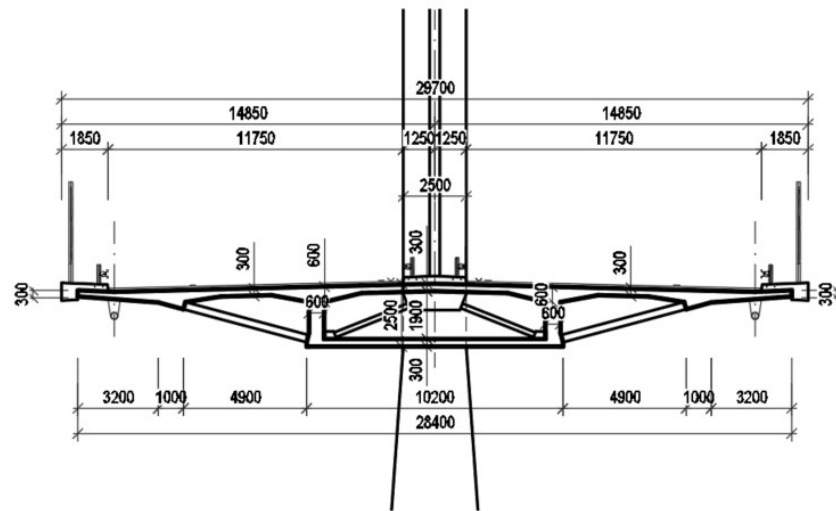
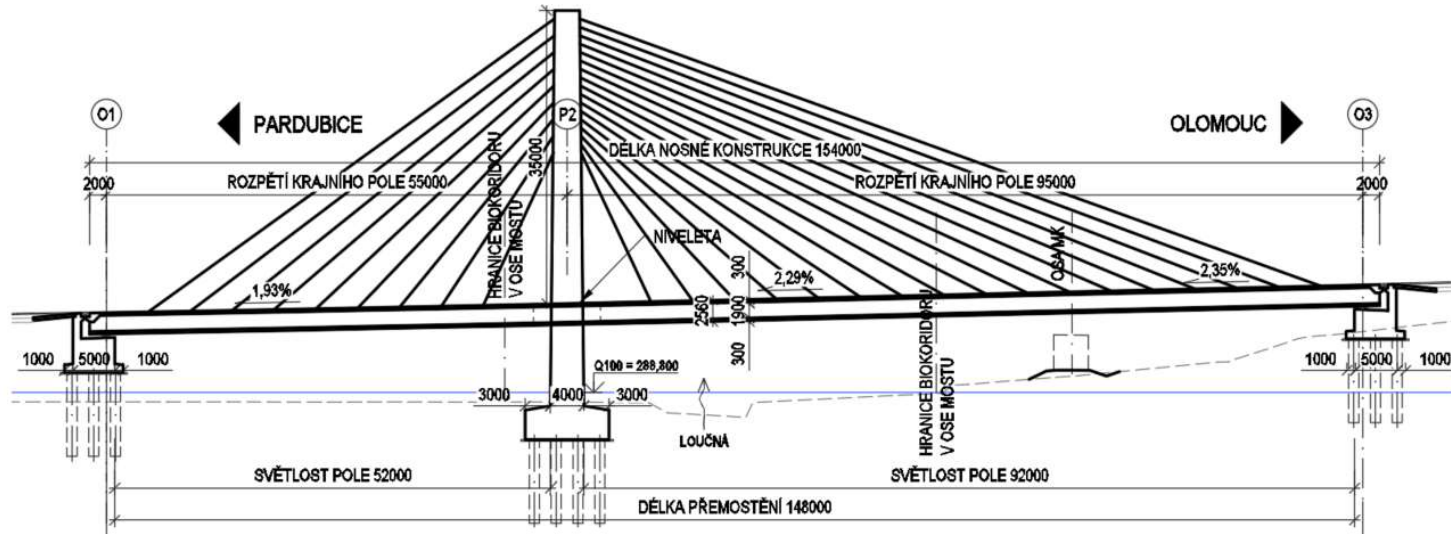
Obrázek 20: Extradosed konstrukce

2.5 Zavěšená konstrukce

Most je navržen dvoupolový s rozdílnými délkami polí. Rozpětí polí jsou 55,00 + 95,00 m. Závěsy jsou navrženy v jedné rovině s asymetrickým uspořádáním. Průřez je komorový s konstrukční výškou 2,5 m.

Výhodou je postup výstavby, který umožňuje překlenout biokoridor letmou betonáží nebo montáží pomocí vyvěšování lamel. Zavěšené konstrukce jsou esteticky velmi zajímavé.

Nevýhodou pro dané celkové rozpětí 150 m je poloha pilíře, který se bude nacházet celý v přemostovaném biokoridoru. Lze rovněž předpokládat velké namáhání pilíře P2 a tím i vyšší náročnost provedení jeho založení, které v rámci realizace může biokoridor ještě více narušit. Vzhledem k navržené jedné rovině závěsů bude mostovka citlivější na torzní zatížení. Rovněž by bylo třeba vyřešit složitý detail prostupu mostovky pylonem.



Obrázek 21: Zavěšená komorová konstrukce

2.6 Zhodnocení jednotlivých variant

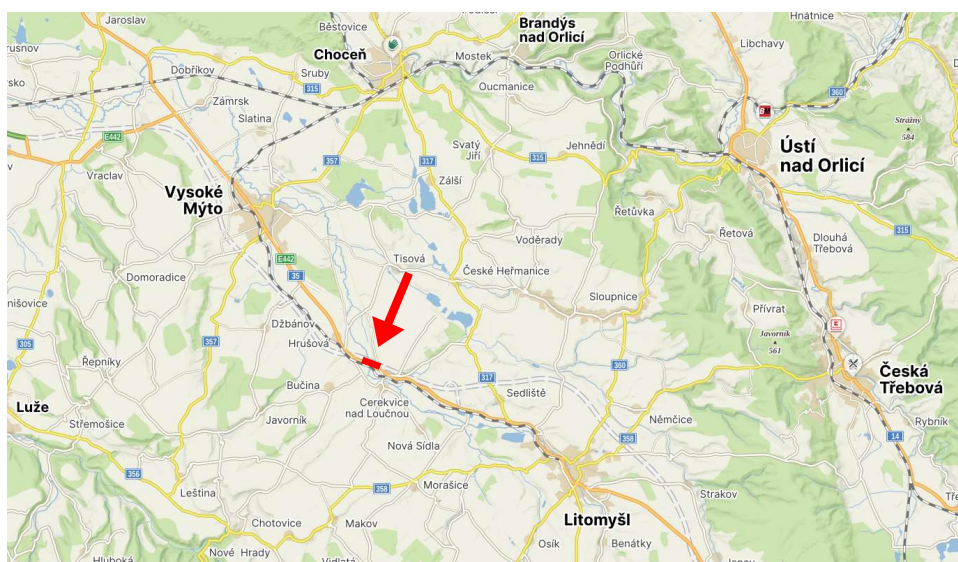
Po porovnání všech navržených variant a uvážení jejich výhod a nevýhod byla pro zpracování této diplomové práce vybrána 4. varianta – extradosed most. Hlavní výhodou této varianty je navržený postup výstavby, kdy bude provedena jednostranná letmá betonáž a lamely budou vyvěšovány pomocí extradosed kabelů. Na rozdíl od zavěšené konstrukce spodní stavba extradosed mostu nezasahuje do přemostovaného biokoridoru. Konstrukce bude mít subtilnější mostovku než trámové řešení, z architektonického i konstrukčního hlediska působí varianta nejzajímavěji.

3. Základní údaje o umístění konstrukce

Podkladem pro návrh konstrukce je dokumentace D35 Džbánov – Litomyšl, část SO 06–206 Most na D35 přes řeku Loučnou, km 48,340 [32]. Stupeň projektové dokumentace je DSP. Dokumentace byla vypracována firmou AFRY CZ s.r.o.

Hlavními stavebními a souvisejícími objekty, na které navazuje konstrukční řešení navržené v této práci, jsou SO 06-101 Dálnice D35, km 44,711 – 55,500, SO 06-120 Přeložka místní komunikace v km 48,360, SO 06-302 Dálniční kanalizace D35 v km 46,600 – 49,558, SO 06-763 PHS v km 48,330 vlevo (most SO 206) a SO 06-767 PHS v km 48,330 vpravo (most SO 206).

Pro realizaci návrhu a posouzení byl zvolen most typu extradosed. Most je situován v extravilánu. Most převádí trasu dálnice D35, jejíž je součástí, přes koryto řeky Loučné a přeložku místní komunikace SO 06-120. Prostorové umístění mostu vychází z navrženého směrového a výškového řešení dálnice. Šířkové uspořádání mostu je dáno kategorií převáděné komunikace D35 – D 26,0/130 (dle nové ČSN 73 6101 [8]). Most převádí přes údolí středovou dálniční kanalizace.

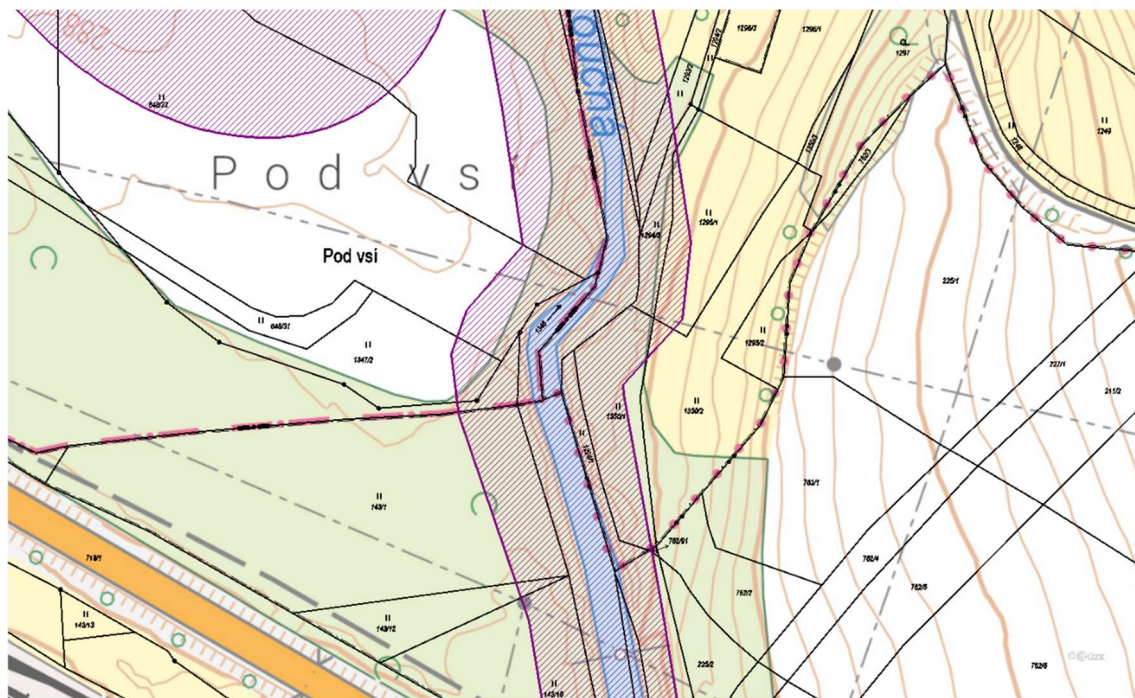


Obrázek 22: Umístění navrhované konstrukce [11]

3.1 Popis lokality

V údolí řeky Loučné se nachází lokální biokoridor a biocentrum, jejichž poloha je vázána na koryto řeky. Jednou z hlavních okrajových podmínek návrhu konstrukce je dosáhnout v těchto lokalitách co nejmenších stavebních zásahů. To ovlivnilo zejména navržený postup výstavby. Zvolený konstrukční systém umožnil budovat střední pole, překračující tyto oblasti, metodou jednostranné letmé betonáže. Přesná hranice biokoridoru a biocentra není z podkladů [32] známa. Z výkresové dokumentace jsou patrné pouze hranice biocentra na levém a pravém okraji mostu s tím, že navržená konstrukce z této dokumentace do vymezené oblasti biocentra zasahuje.

Pro přibližné stanovení hranic biokoridoru byl využit geografický informační systém Pardubického kraje [17]. Z tohoto zdroje jsou patrné hranice regionálního biokoridoru s identifikačním číslem 846 a názvem Aronka – Nedošínský háj. Přibližná hranice je zakreslena v příloze 1 – Půdorys. Do této lokality stavba nezasahuje.



Obrázek 23: Hranice regionálního biokoridoru [17]

Těleso dálnice je z jedné strany vedeno na náspu. Vzhledem k charakteru založení konstrukce mostu je nutné provést konsolidační přednásyp tak, aby rozdíl sedání mostu a tělesa dálnice za opěrou O1 byl co nejmenší. Stavební práce v tomto místě mohou být započaty až po ukončení konsolidace a ustáleného sedání násypu.

3.2 Geotechnické podmínky

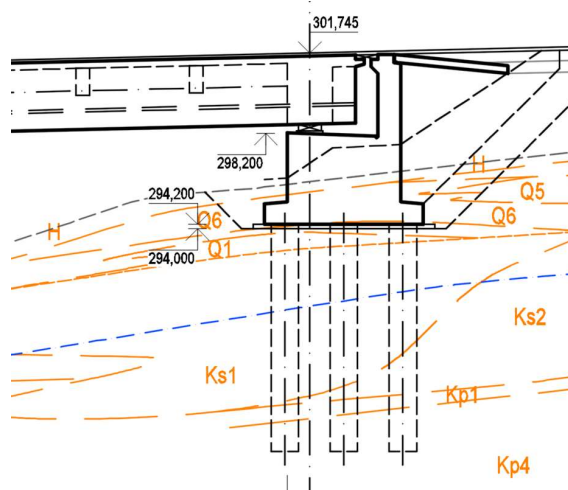
Výsledky provedeného geotechnického průzkumu jsou převzaty z projektové dokumentace DSP [32]. V místech spodní stavby navržené konstrukce byly provedeny sondy, díky kterým bylo možné stanovit geotechnické typy a hladinu spodní vody. Z těchto údajů byl vytvořen geotechnický profil, který sloužil jako podklad pro návrh a posouzení založení spodní stavby konstrukce.

Geotechnické typy použité ve výpočtu zahrnují následující zeminy a horniny:

- H – hlína až písčítá hlína (ornice)
- Q3 – jílovité zeminy se střední plasticitou
- Q5 – šterkovité a hlinitošterkovité sedimenty
- Ks4 – mírně zvětralé slínovce, prachovité vápence třídy R2
- Q6 – hlinitý šterk
- Q1 – šterkovité jíly tuhé konzistence
- Ks2 – silně zvětralé slínovce

- Kp4 – navětralé pískovce třídy R2

Z geotechnického průzkumu dále vyplývá stupeň agresivity prostředí XA1. Dále je z důvodu mělké hladiny podzemní vody doporučeno nezakládat stavbu plošně.



Obrázek 24: Příklad geotechnického profilu v místě opěry O4

3.3 Geotechnické charakteristiky základových pŮd

Tabulka 2: Charakteristiky geotechnických typů použité při návrhu založení

Geo. Typ		S4 (násyp)	H	Q3	Q5	Ks4	Q6	Q1	Ks2	Kp4
Objemová tíha	γ [kN/m ³]	18	17	20	19.7	23.5	19.5	19.3	21.5	23.3
Úhel vnitřního tření	ϕ_{ef} [°]	29	0	26	34	42	31	29	20	80
Soudržnost zeminy	c_{ef} [kPa]	5	0	10	0	48	4	12	24	46
Modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	-	-	4.5	80	-	40	12	15	-
Edometrický modul	E_{oed} [MPa]	13.5	10.5	-	-	102	-	-	-	1600
Poissonovo číslo	ν [-]	-	-	0.4	0.25	-	0.3	0.35	0.33	-
Obj. tíha sat. zeminy	γ_{sat} [kN/m ³]	18	17	21	20.5	23.5	20	20	22	23.3
Typ zeminy:	-	soudržná	soudržná	soudržná	nesoudržná	soudržná	soudržná	soudržná	soudržná	soudržná
Modul horiz. stlačitelnosti	n_h [MN/m ³]	-	-	-	4.5	-	-	-	-	-

3.4 Hydrologické poměry

Hydrologické údaje povrchových vod řeky Loučné byly převzaty z projektové dokumentace DSP [32]. V jedné z příloh této dokumentace je podklad od Českého hydrometeorologického ústavu, pobočky Hradec Králové, kde je uvedena tabulka N-letých průtoků QN.

Tabulka 3: Hydrologické údaje povrchových bod [32]

n-letý	průtok [m ³ .s ⁻¹]	n-letý	průtok [m ³ .s ⁻¹]
1	8,83	20	41,20
2	14,10	50	56,20
5	23,10	100	69,30
10	31,50		

Pro návrhovou výšku hladiny při 100letém průtoku Q100 byla stanovena hodnota 288,80 m.n.m.

4. Popis navrhované konstrukce

4.1 Základní údaje

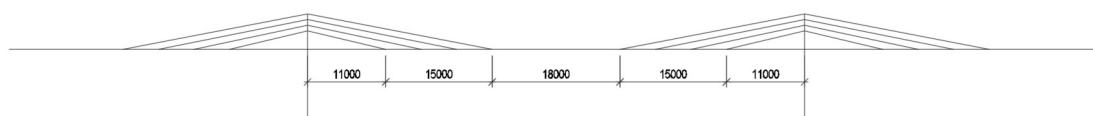
Druh mostu:	Dálniční most
Převáděná komunikace:	D35
Kategorie komunikace:	D 26,0/130 (dle nové ČSN 73 6101 [8])
Přemost'ované překážky:	řeka Loučná, přeložka místní komunikace, biokoridor, biocentrum
Počet polí:	tři pole
Druh konstrukce:	extradosed trámový most
Životnost:	100 let
Uspořádání:	neomezená volná výška
Směrové uspořádání:	most v přímé
Výškové uspořádání:	výškové vedení trasy v prvních dvou polích tvoří údolnicový oblouk $R = 15\,000$ m, trasa stoupá v podélném sklonu 2,0 % až 2,3 %. Ve třetím poli niveleta přechází v konstantní stoupání 2,35 %.
Staničení začátku úpravy, podpěr, a konce úpravy:	začátek úpravy km 48,238 795 opěra O1 km 48,252 000 pilíř P2 km 48,292 000 pilíř P3 km 48,362 000 opěra O4 km 48,402 000 konec úpravy km 48,416 076
Úhel křížení:	s vodotečí 66,99° s přeložkou MK 79,28°
Staničení přemost'ované překážky:	s vodotečí km 48,323 825 s přeložkou MK km 48,367 288
Teoretické rozpětí mostu:	40,00 m; 70,00 m; 40,00 m
Kolmá světlost mostního otvoru:	38,50 m; 69,00 m; 38,50 m
Délka nosné konstrukce:	154,00 m
Délka mostu:	171,50 m
Šikmost mostu:	kolmý
Šířka mostu:	31,10 m
Volná šířka mostu:	v obou směrech 11,75 m
Výška mostu:	14,19 m (nad dnem řeky)
Volná výška pod mostem:	1. pole nad hladinou Q100: min. 6,65 m nad terénem: min. 7,78 m

2. pole	nad hladinou Q100:	min. 7,29 m
	nad terénem:	min. 8.47 m
3. pole	nad přeložkou MK:	min. 6,27 m
	nad terénem:	min. 5,75 m

Stavební výška:	3,135 m
Konstrukční výška:	3,0 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	4527,60 m ²
Dotčená katastrální území:	Hrušová [648752] Cerkevnice nad Loučnou [617491] Pekla [617504]

4.2 Návrh konstrukčního řešení

Volba konstrukčního systému mostu byla ovlivněna snahou výstavbou konstrukce co nejméně narušit přemostovaný biokoridor. Konstrukční typ mostu je extradosed, který staticky působí jako spojitý nosník o třech polích. Délka jednotlivých polí je 40,00 + 70,00 + 40,00 m. Mostovku v podélném směru tvoří tři předpjaté betonové trámy o výšce 3,00 m ztužené extradosed kabely. V příčném směru jsou trámy propojeny prefabrikovanými předpjatými příčníky, které jsou spřaženy se železobetonovou deskou o tloušťce 0,3 m. Příčníky jsou usazeny po 5 m. Extradosed kabely mají polovějrovité uspořádání. Extradosed kabely jsou kotveny do trámů v rozestupech po 5 m dle schématu [25]. V nízkých pylonech umístěných nad pilíři je uvažován prostup extradosed kabelů sedly. Z každé strany pylonu vychází čtyři závěsy, celkem je tedy navrženo 48 extradosed kabelů.

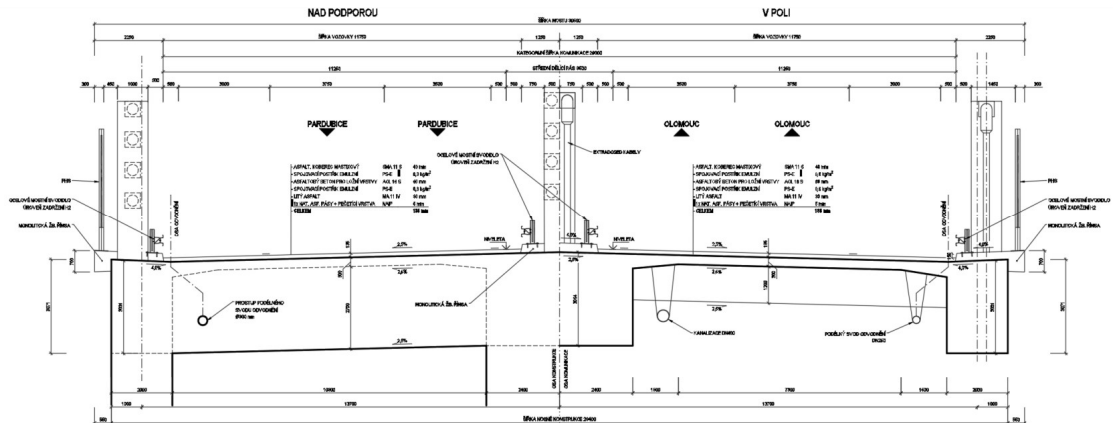


Obrázek 25: Schéma uspořádání extradosed kabelů na mostovce

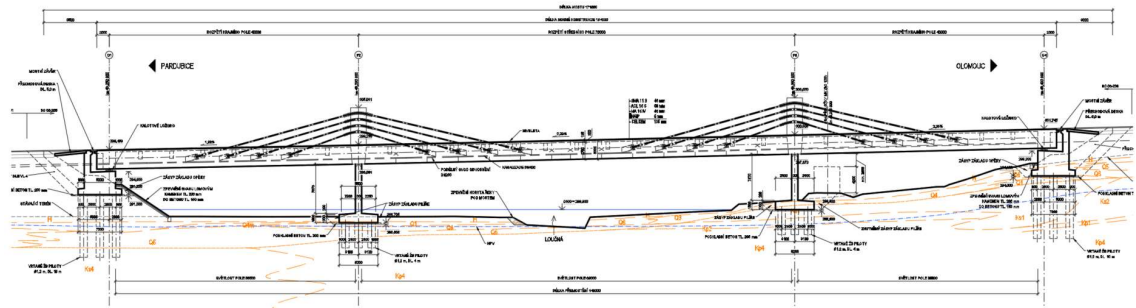
Spodní stavbu mostu tvoří dvě masivní železobetonové opěry a dvě trojice pilířů. Prvky spodní stavby jsou založeny na velkopřůměrových pilotách o průměru 1,2 m. Vzhledem ke geologickému podloží a způsobu založení spodní stavby, kdy je posouzením prokázáno minimální rozdílné sedání, má každý pilíř samostatný základ. Pilíře jsou vetknuty do hlavních nosných trámů. Na opěrách je konstrukce uložena na kalotová ložiska. Na obou koncích mostovky jsou navrženy mostní závěry.

Šířkové uspořádání na mostě je v souladu s dokumentací pro stavební povolení [32], které odpovídá požadavkům Ředitelství silnic a dálnic pro dálniční úsek D35 Džbánov –

Litomyšl [30]. Most převádí dva protisměrné pásy dálnice s volnou šířkou jednoho pásu 11,75 m. Pásky rozděljuje střední římsa.



Obrázek 26: Příčný řez navrhované konstrukce



Obrázek 27: Podélný řez navrhované konstrukce

4.3 Posouzení specifík extradosed mostu

Dle [14] platí pro empirický poměr pro výšku pylonu a délku rozpětí:

$$\frac{L}{H} = (8 \div 15)$$

Pro navrženou konstrukci, která má nejdelší pole s rozpětím 70 m a pylony vysoké 5 m, vychází hodnota tohoto poměru 14. Sklon extradosed kabelů pak vychází od 14,2° do 18,7°, což také odpovídá standartu extradosed konstrukcí.

Přístup k návrhu hlavních nosných trámů dle specifík extradosed mostů se ukázal jako nefunkční, bylo třeba docílit větší ohybové tuhosti konstrukce, tudíž i větší výšky hlavních nosníků, než udává empirický poměr dle [14]:

$$\frac{L}{h} = (30 \div 50)$$

Největší rozpětí konstrukce má hodnotu 70 m, podle výše uvedeného vztahu by konstrukční výška nosníků měla být maximálně 2,12 m. Poměr použitý v návrhu konstrukce je 23,33, což odpovídá konstrukční výšce 3 m. V tomto ohledu je návrh obdobný jako pro trémový most. Ovšem toto specifikum není oproti výšce pylonu natolik podstatné.

Poměr polí je zvolen dle [13]:

$$\frac{L_i}{L} = (0,4 \div 0,6)$$

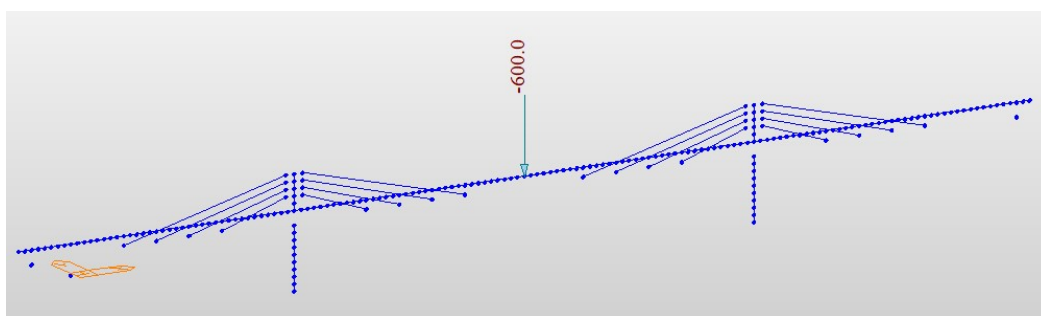
Krajní pole mají rozpětí 40 m a střední 70 m, což odpovídá poměru 0,57. Rozpětí polí ovlivnil zejména přemostovaný objekt přeložky místní komunikace, jelikož se v jeho blízkosti nachází podpora P3.

Vzdálenost oblasti mostovky podporované extradosed kabely od podpory L_c je navržena dle empirických vztahů uvedených v tabulce 1, kapitola 1.1.7. S uvážením postupu výstavby tato vzdálenost byla navržena dle autora Komiya [34].

$$\frac{L_c}{L} = (0,14 \div 0,24)$$

Pro navrženou konstrukci vychází tato hodnota 0,16.

Poměr roznosu zatížení mezi mostovkou a extradosed kabely je určen zjednodušeně na rovinném výpočetním modelu reprezentující střední trám a příslušnou rovinu závěsů. Poměr β byl stanoven pruhem 1 ze zatěžovacího modelu LM1 a je určen zvlášť pro TS a UDL. Osamělé břemeno $Q_1 = 600 \text{ kN}$ působí ve středu konstrukce. Spojité zatížení $q_{1,\text{lin}} = 27 \text{ kN/m}$ bylo aplikováno pouze v prostředním poli. Velikost zatížení přeneseného závěsy byla zjišťována v patě pylonu.



Obrázek 28: Stanovení poměru β

Výsledný poměr β pro TS:

$$\beta_{TS} = \frac{136 \text{ kN}}{600 \text{ kN}} = 0,23$$

Výsledný poměr β pro UDL:

$$\beta_{UDL} = \frac{256 \text{ kN}}{27 \cdot 70 \text{ kN}} = 0,14$$

Vzhledem k nízkým hodnotám poměru β lze uvažovat rozkmit hodnot napětí v extradosed kabelech nižší než 50 MPa. Pro omezení napětí v extradosed kabelech je tedy uvažována hodnota $0,6 \cdot f_u$.

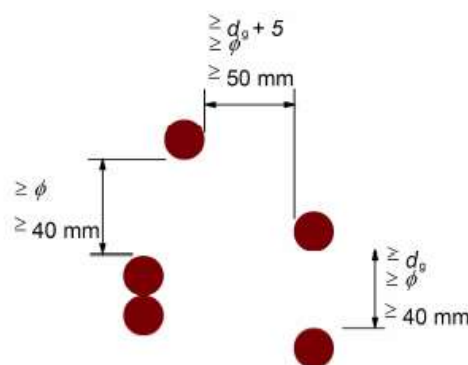
4.4 Popis prvků konstrukce

4.4.1 Mostovka

Mostovku tvoří tři hlavní nosné trámy z předpjatého železobetonu. Výška všech trámů je 3 m, krajní trámy jsou 2 m široké, střední je široký 4,8 m. Trámy jsou zesíleny extradosed kabely v místech podepření pilíři. Pevnostní třída betonu je C40/50, použitá betonářská ocel je B500B a ocel předpínacích lan je Y1860S7 – 15,7 mm. Pro vyztužení a provedení předpětí ve zbytku konstrukce jsou použity stejné materiály. Příčný roznos mezi trámy zajišťují prefabrikované nosníky, které jsou z předpjatého betonu pevnostní třídy C45/55. Trámy jsou 1,2 m vysoké a 0,6 m široké. V místech nad podporami jsou trámy propojeny železobetonovými příčníky z betonu C40/50, vysokými 3 m s proměnnou šířkou průřezu. Veškeré trámové prvky jsou spřaženy železobetonovou deskou tloušťky 300 mm.

Na opěrách jsou usazeny kalotová ložiska Tetron SB výrobce Freyssinet. Na koncích mostovky jsou osazeny mostní závěry s tichou úpravou a se zvýšenou odolností proti vlhkosti a rozmrazovacím přípravkům CIPEC Wd+ od výrobce Freyssinet.

Rozmístění předpínacích kabelů a extradosed kabelů bylo v rámci návrhu provedeno dle konstrukčních zásad ČSN EN 1992-1-1 [1] a dle vypočtené krycí vrstvy předpínací výztuže (viz 5.4.1).

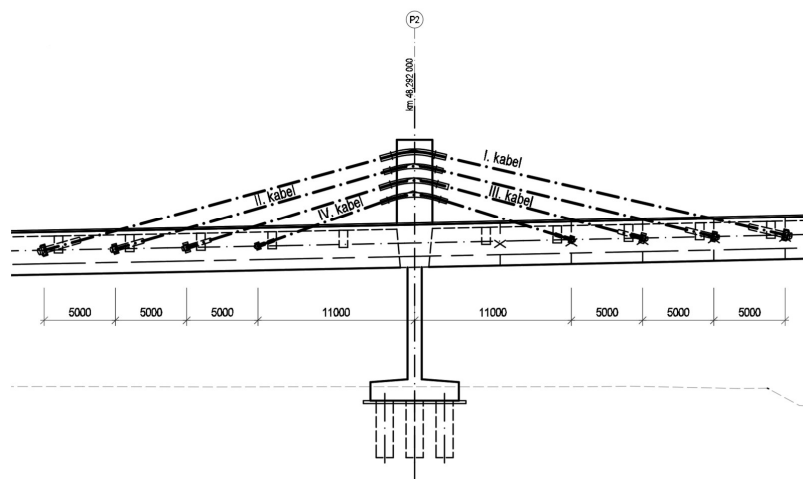


Obrázek 29: Obr. 8.15 – Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [1]

4.4.2 Extradosed kabely

Extradosed výztuž je provedena z předpínacích lan Y1860 S7 – 15,7 mm. Předpínací systém je navržen od výrobce VSL. Kabely mají polovějířovitě uspořádání, na mostovce jsou kotveny s rozestupy po 5 m dle schématu pro extradosed mostní konstrukce. Pylonem, respektive deviatorem, prochází kabely přes sedla, která jsou výškově uspořádána po 1 m. Vzhledem k požadavku na možnost nahrazení kabelů v průběhu životnosti konstrukce jsou kotvy v trámech vyvedeny na hranu průřezu. Počet lan v kabelech se liší v závislosti na požadavku omezení napětí v kabelech na 60 % hodnoty meze pevnosti předpínací ocele.

Střední rovina závěsu je tvořena dvojicemi kabelů z důvodu rovnoměrného přenesení předpínací síly do průřezu. Kotevní oblasti kabelů se nachází na obou krajích středního trámu. Krajní roviny závěsů jsou kotveny na vnější hranu trámu.



Obrázek 30: Navržené uspořádání závěsů

4.4.3 Spodní stavba

Opěry jsou navrženy jako masivní ze železobetonu C35/45. Opěry jsou opatřeny rovnoběžnými zavěšenými křídly o tloušťce 800 mm. Založení opěr je provedeno pomocí pilotového základu.

Pilíře jsou ze železobetonu C40/50. Šířku mají stejnou jako podpíraný hlavní nosný trám a výšku 1 m. Každý z pilířů má svůj vlastní pilotový základ. Celkem pilíře tvoří dvě trojice.

4.4.4 Založení

Prvky spodní stavby jsou založené na velkopřůměrových pilotách o průměru 1,2 m. Piloty jsou ze železobetonu C30/37. Přesto, že únosné skalní podloží je relativně nízko pod terémem, je voleno pilotové založení kvůli požadavku na co nejmenší stavební zásah do okolí přemostovaného biokoridoru. Délka pilot pro založení pilířů pak vychází pouze 4 m. Piloty pro opěry jsou dlouhé 10 m. Piloty budou prováděny pod ochranou ocelových výpažnic.

4.4.5 Terénní úpravy

Vedle opěr budou na svahovém kuželu zřízena revizní schodiště šířky 750 mm. Schodiště je sestaveno s prefabrikovaných dílců, které jsou uloženy do podkladního betonu.

Svahové kužele budou pod mostem a podél křídel zpevněny lomovým kamenem tl. 200 mm uloženým do podkladního betonu tl. 150 mm. Zpevnění bude zakončeno betonovým prahem a ohraničeno betonovými obrubníky.

V korytě řeky Loučné bude v blízkosti pilířů P1 zřízeno balvanité opevnění a pilíř bude obsypán těžkým kamenným zásypem, jelikož řeka meandruje. Mohlo by tak dojít k odkrytí základů podpory konstrukce.

4.4.6 Mostní svršek

Na mostě jsou umístěny tři železobetonové římsy. Na nich jsou vedeny revizní chodníky s průchozí šířkou 750 mm. Kvůli umístění deviátorů na konstrukci jsou pro zachování průchozí šířky krajní římsy v jejich blízkosti rozšířeny. Vozovkové souvrství je třívrstvé tloušťky 135 mm. Vozovku rozděluje střední římsa na dva pruhy, každý pruh má šířku 11,75 m. Skladba vozovky je dle normy ČSN 73 6242 [7]: obrušná vrstva SMA 11 S 40 mm (asfaltový koberec mastixový), ložní vrstva ACL 16 S 50 mm (asfaltový beton pro ložní vrstvy), ochranná vrstva MA 16 IV 40 mm (lité asfalt) a celoplošná hydroizolace NAIP 5 mm. Osazená mostní svodidla mají úroveň zadržení H2. Na mostě jsou osazeny protihlukové stěny výšky 4,0 m po obou stranách konstrukce.

4.4.7 Odvodnění

Odvodnění povrchu vozovky je zajištěno podélným a příčným sklonem jejího povrchu. Vozovka má v každém jízdním směru jednostranný sklon 2,5 % směrem ke krajním římsám, kde se nachází odvodňovací proužky, v nichž jsou navrženy mostní odvodňovače. Odvodnění povrchu izolace bude zajištěno odvodňovacími trubičkami. Mostní odvodňovače a odvodňovací trubičky jsou zřízeny v osách odvodnění a jsou svedeny do podélných svodů odvodnění DN 250. Podélný svod je umístěn min. 300 mm pod nejnižším okrajem mostovky, prochází skrze podporové příčníky a závěrnou zídku na opěře O1, kde bude napojen na systém dálniční kanalizace.

Voda stékající po vozovce před a za mostem bude příčným sklon vozovky svedena do vpustí umístěných u zádlahy před a za mostem. Dále bude svedena do dálniční kanalizace.

Odvodnění rubu opěr je zajištěno příčnou drenáží DN 150. Drenáž je na rubu opěry vedena ve střechovitém sklonu min. 3,0 % do svahových kuželů a zaústěna do dálniční kanalizace.

4.4.8 Kanalizace

Kanalizace DN 400 je vedena v pravé části mostu v blízkosti jeho středního trámu. Kanalizace je umístěna min. 300 mm pod nejnižším okrajem mostovky, prochází skrze podporové příčníky a závěrné zídky obou opěr.

5. Materiálové charakteristiky

5.1 Beton

Beton C40/50

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 48,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 3,50 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 35,00 \text{ GPa}$
Tečnový modul pružnosti (zjednodušeně)	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 36,75 \text{ MPa}$
Objemová tíha (včetně použité výztuže)	$\gamma_k = 26 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 24,00 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,9 [6]$
Mezní poměrné stlačení betonu	$\varepsilon_{cu3} = -3,5 \text{ ‰}$
Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí	$\varepsilon_{c3} = -1,75 \text{ ‰}$

Beton C45/55

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 45,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 53,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 3,80 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 36,00 \text{ GPa}$
Tečnový modul pružnosti (zjednodušeně)	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 37,80 \text{ MPa}$
Objemová tíha (včetně použité výztuže)	$\gamma_k = 26 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 27,00 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,9 [6]$

Beton C30/37

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 38,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 33,00 \text{ GPa}$
Tečnový modul pružnosti (zjednodušeně)	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 34,65 \text{ MPa}$
Objemová tíha (včetně použité výztuže)	$\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 18 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,9 [6]$

Beton C35/45

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 43,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 3,20 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 34,00 \text{ GPa}$
Tečnový modul pružnosti (zjednodušeně)	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 35,70 \text{ MPa}$
Objemová tíha (včetně použité výztuže)	$\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 21,00 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,9 [6]$

Vlastnosti betonu C45/55 v tlaku ve stáří 14 dní (čas vnesení předpětí)

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1.2 [1]

Součinitel $\beta_{cc}(t)$ závisící na stáří betonu:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{14} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,92$$

- Koeficient závisící na druhu cementu $s = 0,2$
- Stáří betonu ve dnech $t = 14 \text{ dní}$

Průměrná pevnost betonu v tlaku ve stáří 7 dní:

$$f_{cm}(14) = \beta_{cc}(14) \cdot f_{cm} = 0,92 \cdot 53 = 48,79 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 14 dní:

$$f_{ck}(14) = f_{cm}(14) - 8 = 48,79 - 8 = 40,79 \text{ MPa}$$

Vlastnosti betonu C40/50 v průběhu životnosti konstrukce

Jelikož návrh hlavních nosných trámů byl proveden pomocí časově závislé analýzy, jsou časově závislé vlastnosti betonu řešeny programem MIDAS Civil. Podrobnější popis je v kapitole 10.2.

5.2 Betonářská výztuž

B500B

Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_y = 210 \text{ GPa}$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,15$
Návrhová mez kluzu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 435 \text{ MPa}$
Char. poměrné přetvoření při max. zatížení	$\varepsilon_{uk} = 50,0 \text{ ‰}$
Poměrné přetvoření při max. zatížení	$\varepsilon_u = 45,0 \text{ ‰}$

5.3 Předpínací výztuž

Y1860 S7 – 15,7

Charakteristická mez kluzu	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,15$
Plocha jednoho lana	$a_p = 150 \text{ mm}^2$
Charakteristická smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 1636,8 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota pevnosti	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_M} = 1423,3 \text{ MPa}$
Char. poměrné přetvoření při max. zatížení	$\varepsilon_{uk} = 22,2 \text{ ‰}$
Poměrné přetvoření při max. zatížení	$\varepsilon_u = 20,0 \text{ ‰}$

5.4 Krycí vrstvy

Podmínky prostředí pro jednotlivé prvky konstrukce jsou převzaty z projektové dokumentace DSP [32].

Krycí vrstva se stanoví dle vztahu [1]:

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

- c_{nom} je nominální krycí vrstva výztuže
- c_{min} je minimální krycí vrstva výztuže

- Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku – (doporučeno 10 mm)

Hodnota c_{min} splňující požadavky soudržnosti a podmínek prostředí musí být stanovena jako větší z hodnot:

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

- $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, pro oddělené pruty uvažovat průměr prutu, není však potřeba uvažovat hodnotu větší než 80 mm
- $c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí (dle tab. 4.3N, 4.4N a 4.5N)
- $\Delta c_{dur,y}$ přídavná bezpečnostní složka (doporučeno 0 mm)
- $\Delta c_{dur,st}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
- $\Delta c_{dur,add}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany (doporučeno 0 mm)

5.4.1 Krycí vrstva hlavních nosných trámů

Podmínky prostředí pro beton C40/50: XD1-XF2

Krycí vrstva předpínací výztuže

$$c_{min} = \max\{80; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

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

Krycí vrstva betonářské výztuže

$$c_{min} = \max\{32; 40 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

5.4.2 Krycí vrstva desky mostovky

Podmínky prostředí pro beton C40/50: XD1-XF2

Krycí vrstva betonářské výztuže

$$c_{min} = \max\{18; 35 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

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

5.4.3 Krycí vrstva prefabrikovaných nosníků

Podmínky prostředí pro beton C45/55: XD1-XF2

Krycí vrstva předpínací výztuže

$$c_{min} = \max\{80; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

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

Krycí vrstva betonářské výztuže

$$c_{min} = \max\{18; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 50 + 10 = 60 \text{ mm}$$

5.4.4 Krycí vrstva opěr

Podmínky prostředí pro beton C35/45: XD3-XF4

Krycí vrstva betonářské výztuže

$$c_{min} = \max\{32; 55 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 55 + 10 = 65 \text{ mm}$$

5.4.5 Krycí vrstva pilířů

Podmínky prostředí pro beton C40/50: XD3-XF2

Krycí vrstva betonářské výztuže

$$c_{min} = \max\{32; 55 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 55 + 10 = 65 \text{ mm}$$

5.4.6 Krycí vrstva pilot

Minimální krytí výztuže je určeno pomocí normy ČSN EN 1536 [9]. Pro piloty u průměru větší než 600 mm platí hodnota:

$$c_{min} = 60 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 60 + 10 = 70 \text{ mm}$$

K nominální krycí vrstvě je přičtena tloušťka ocelové výpažnice 40 mm, pro výpočet je tedy uvažována hodnota krycí vrstvy 110 mm.

6. Zatížení pro roštový model

6.1 Stálá zatížení

Stálá zatížení od plošných prvků na prutové prvky bylo rozpočítáno pomocí zatěžovacích ploch.

6.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Tabulka 4: Vlastní tíha prutových prvků nosné konstrukce

Název	A [m ²]	γ [kN/m ³]	f_k [kN/m]
Střední trám	6,00	26,00	156,00
Krajní trám	14,40	26,00	374,40
Prefa. příčník	0,72	26,00	18,72
Podporový příčník	6,00	25,00	150,00
Pylon	2,50	25,00	62,50
Střední pilíř	4,00	25,00	100,00
Krajní pilíř	9,60	25,00	240,00

Tabulka 5: Vlastní tíha desky

Název	t [m]	γ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]
Deska	0,3	25	7,5

6.1.2 Ostatní stálé zatížení

Tabulka 6: Ostatní stálé zatížené

Název	A [m ²]	γ [kN/m ³]	f_k [kN/m]
Krajní římsa	0,825	25,00	20,62
Střední římsa	0,74	25,00	18,38
PHS	-	-	2,00
Svodidlo	-	-	1,00

Tabulka 7: Vozovkové souvrství

Název	t [m]	γ [kN/m ³]	f_k [kN/m ²]
Vozovkové souvrství	0,135	24,00	3,24

6.2 Proměnná zatížení

6.2.1 Zatížení dopravou

Z důvodu zjednodušení je v rámci diplomové práce zatížení dopravou uvažováno pouze podle schématu LM1 dle ČSN EN 1991-2 [3]. Vzhledem k celkové šířce průjezdního prostoru 23,5 m jsou uvažovány 3 pruhy o šířce 3 m a zbývající plocha o šířce 14,5 m.

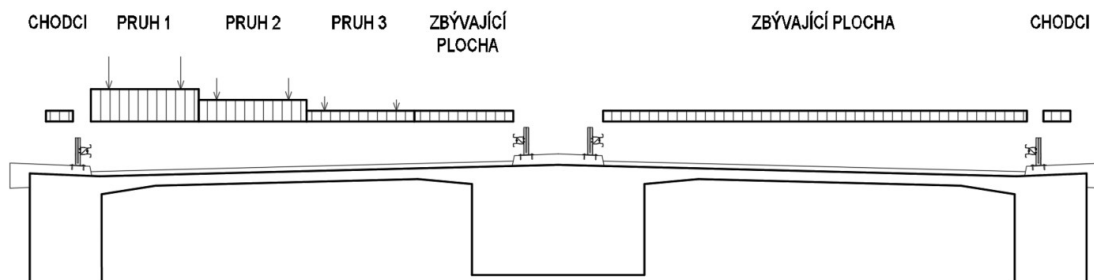
Tabulka 8: Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé

	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	Plošné zat. UDL [kN/m ²]	b [m]	Q_{ik} [kN]	α_{Qi} [-]	Zatížení TS [kN]
Pruh 1	9	1	9	3,00	300	1	2x300
Pruh 2	2,5	2,4	6	3,00	200	1	2x200
Pruh 3	2,5	1,2	3	3,00	100	1	2x100
Zbývající plocha	2,5	1,2	3	14,50	-	-	-

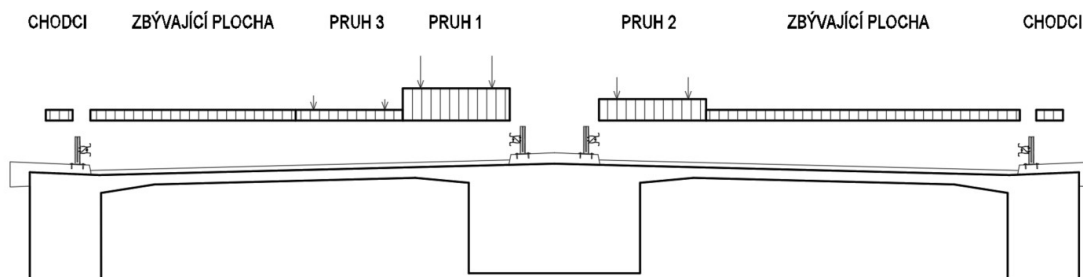
Rozmístění pruhů je uvažováno ve dvou variantách pro dosažení co největších zatěžovacích účinků na střední trám nebo na krajní trám. Příznivé účinky nejsou uvažovány.

6.2.2 Zatížení chodci

Zatížení chodníku dle ČSN EN 1991-2 [3] je spojitě rovnoměrné zatížení 5 kN/m². Jelikož je uvažována sestava zatížení gr1a, je brána kombinací hodnota zatížení na chodníku (dle tab. 4.4a [3]), doporučená hodnota je $q_{f,k} = 3\text{kN/m}^2$.



Obrázek 31: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců – krajní trám



Obrázek 32: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců – střední trám

6.2.3 Zatížení teplotou

Dle ČSN EN 1991-1-5 [4] je nejméně příznivý účinek zatížení teplotou určen následujícími vztahy:

Kombinace zatížení (6.3)

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$$

Kombinace zatížení (6.4)

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,hea} + \Delta T_{N,exp}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$$

Doporučené hodnoty součinitelů: $\omega_N = 0,35$; $\omega_M = 0,75$

Prvky nosné konstrukce jsou rozděleny do tří typů. Pro navrhovanou konstrukci platí: 1. typ – ocelová nosná konstrukce (závěsy), 2. typ – ocelobetonová nosná konstrukce (nevyskytuje se), 3. typ betonová nosná konstrukce.

Tabulka 9: Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

Maximální teplota vzduchu ve stínu (dle mapy)	$T_{max} = 37,0 \text{ °C}$
Minimální teplota vzduchu ve stínu (dle mapy)	$T_{min} = -29,0 \text{ °C}$
Výchozí teplota	$T_0 = 10,0 \text{ °C}$
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu (typ 1)	$T_{e,max,1} = 50,0 \text{ °C}$
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu (typ 1)	$T_{e,min,1} = -32,0 \text{ °C}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení (typ 1)	$T_{n,exp,1} = \mathbf{40,0 \text{ °C}}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení (typ 1)	$T_{n,con,1} = \mathbf{-42,0 \text{ °C}}$
Max. rovnoměrná složka teploty mostu (typ 2)	$T_{e,max,2} = 41,5 \text{ °C}$
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu (typ 2)	$T_{e,min,2} = -24,5 \text{ °C}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení (typ 2)	$T_{n,exp,2} = \mathbf{31,5 \text{ °C}}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení (typ 2)	$T_{n,con,2} = \mathbf{-34,5 \text{ °C}}$
Max. rovnoměrná složka teploty mostu (typ 3)	$T_{e,max,3} = 38,5 \text{ °C}$
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu (typ 3)	$T_{e,min,3} = -21,0 \text{ °C}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení (typ 3)	$T_{n,exp,3} = \mathbf{28,5 \text{ °C}}$
Max. rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení (typ 3)	$T_{n,con,3} = \mathbf{-31,0 \text{ °C}}$

Zatížení rozdílovou složkou teploty bylo uvažováno dle postupu 1 [4] jako svislá lineární složka.

Tabulka 10: Zatížení rozdílovou složkou teploty

1. typ	
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 18 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 13 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$k_{sur} = 0.7 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$k_{sur} = 1.2 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 12.6 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 15.6 \text{ } ^\circ\text{C}$
2. typ	
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 18 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$k_{sur} = 1 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$k_{sur} = 1 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 18 \text{ } ^\circ\text{C}$
3. typ	
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$k_{sur} = 0.56 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$k_{sur} = 1 \text{ } ^\circ\text{C}$
Horní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,heat} = 8.4 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dolní povrch teplejší:	$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$

6.3 Montážní zatížení

6.3.1 Betonářský vozík a čerstvým betonem

Na konci konzol je uvažováno zatížení od betonářského vozíku o hmotnosti 80 t a zároveň zatížení od čerstvého betonu odpovídající betonované lamely o délce 5 m. Poloha těžiště betonářského vozíku byla odhadnutá ve vzdálenosti 2 m od konce konzoly. Pro výpočet byla použita výsledná svislá síla a moment působící na konci poslední vybetonované lamely.

Tabulka 11: Zatížení od betonářského vozíku a čerstvého betonu

	A [m ²]	γ [kN/m ³]	f_k [kN/m]	F [kN]	M [kNm]
Podélník Střední	14.40	26.00	374.40	1872.00	3744.00
Podélník Krajní	6.00	26.00	156.00	780.00	1560.00
Betonářský vozík	-	-	-	800.00	-

6.4 Sednutí podpor

Pro předběžný návrh konstrukce byla uvažována hodnota sedání jednotlivých podpor 5 mm. Po provedení návrhu a posouzení založení byla hodnota redukována na 1 mm. Do softwaru byly zadány kombinace stavů, kdy může poklesnout jedna nebo více podpor zároveň, software pak sám určí nejnepříznivější kombinaci těchto poklesů pro posuzování dané části konstrukce.

7. Kombinace

Pro posouzení mezního stavu únosnosti byly použity kombinace dle ČSN EN 1990 [5] ze vztahů 6.10a a 6.10b. Hodnoty součinitelů jsou určeny dle tabulek A2.1 a A2.4 [5].

Kombinace zatížení 6.10a

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

Kombinace zatížení 6.10b

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

- $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
- P reprezentativní hodnota zatížení předpětí
- $Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
- $Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
- γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí
- $\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
- $\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- ξ_i redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G
- $\psi_{0,1}$ součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
- $\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

Mezní stav použitelnosti byl posuzován na základě vztahů 6.14b – charakteristická kombinace, 6.15b častá kombinace a 6.16b kvazi-stálá kombinace, dle ČSN EN 1990 [5].

Kombinace zatížení 6.14b – Charakteristická kombinace

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

Kombinace zatížení (6.15b) – Častá kombinace

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

Kombinace zatížení (6.16b) – Kvazi-stálá kombinace

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

- $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
- P reprezentativní hodnota zatížení předpětí
- $Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
- $Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\psi_{1,1}$ součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
- $\psi_{2,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

Tabulka 12: Použité hodnoty součinitelů kombinací

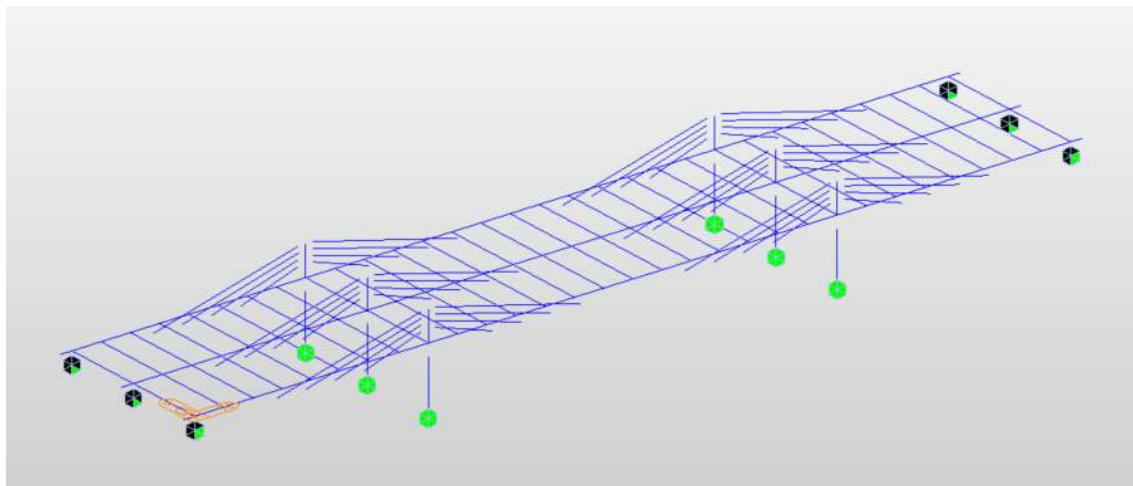
	Kombinace	Vl. Tíha	Ost. Stálé	Předpětí	UDL	TS	Chodci	Teplota
MSÚ	6.10a	1,35	1,35	1.00	$1,35 \cdot 0,4 = 0,54$	$1,35 \cdot 0,75 = 1,01$	$1,35 \cdot 0,4 = 0,54$	$1,5 \cdot 0,6 = 0,9$
	6.10b	$1,35 \cdot 0,85 = 1,15$	$1,35 \cdot 0,85 = 1,15$	1.00	1,35	1,35	1,35	$1,5 \cdot 0,6 = 0,9$
MSP	Char. 6.14b	1.00	1.00	1.00	1,00	1,00	1,00	0,60
	Čas. 6.15b	1.00	1.00	1.00	0,40	0,75	0,40	0,50
	Kvaz. 6.16b	1.00	1.00	1.00	0,00	0,00	0,00	0,50

8. Předběžný návrh konstrukce v podélném směru

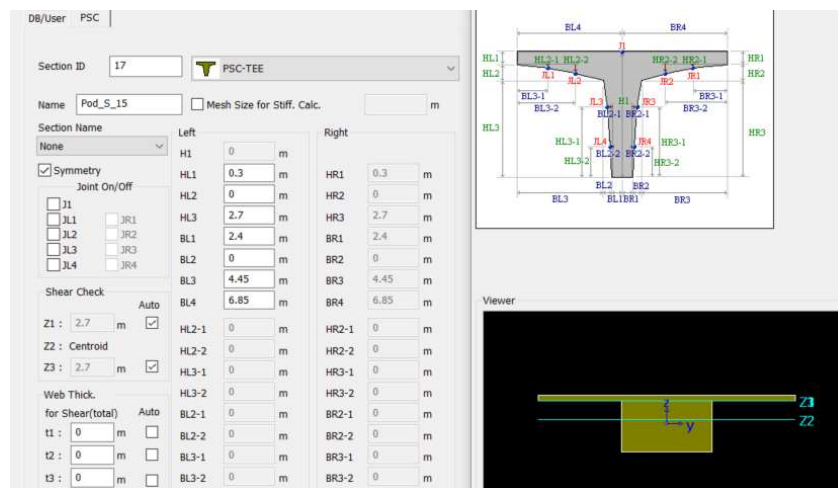
8.1 Statický model

Všechny statické modely pro stanovení účinků zatížení na konstrukci v podélném směru byly tvořeny v softwaru Midas Civil. Úplně první variantou statického modelu byl rovinný model, který reprezentoval střední trám konstrukce a příslušné zatížení. Aplikované poznatky a úpravy byly poté použity při tvorbě modelu zobrazující celou konstrukci v prostoru. Pro finální návrh a posouzení konstrukce byl použit prostorový model s využitím časově závislé analýzy, který je více popsán v kapitole 10.1.

Prostorový model pro předběžný návrh konstrukce byl vytvořen pro posouzení hlavních nosných trámů, pro získání hodnot vneseného předpětí do extradosed kabelů a pro návrh podélného předpětí. Model je tvořen hlavními nosníky, extradosed kabely, pilíři a pylony. Skutečné výškové vedení trámů bylo zanedbáno, konstrukce je modelována jako vodorovná. Příčný roznos zatížení zajišťují příčníky, na které je přenášeno zatížení od dopravy. Dvojice kabelů ve střední rovině extradosed kabelů jsou nahrazeny jedním kabelem s dvojnásobnou plochou průřezu. Podpory na koncích trámů tvoří posuvné klouby reprezentující jejich uložení na ložiskách. V patě pilířů je pak použito vetknutí reprezentující pilotové základy.

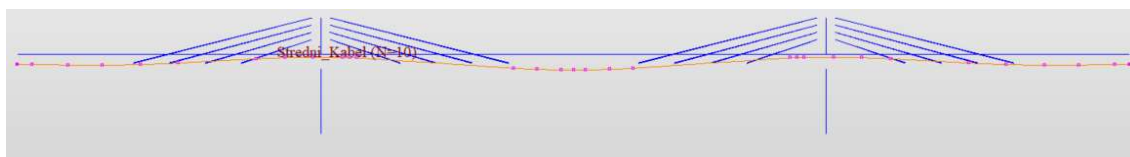


Obrázek 33: Roštový výpočetní model pro návrh podélného směru



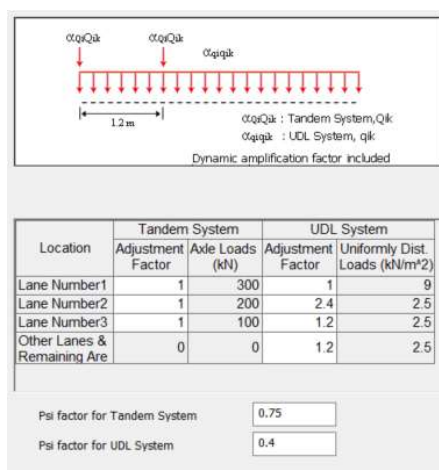
Obrázek 34: Ukázka použitého průřezu pro výpočet

Ve výpočetním softwaru Midas Civil je konstrukce modelována jako síť uzlů a elementů, na které je aplikována metoda konečných prvků, proto je konstrukci nutné rovnou tvořit diskretizovanou. Při modelování této konstrukce byla uvažována délka jednoho elementu 1 m. Extradosed kabely jsou modelovány jako elementy, které přenáší pouze osové síly. Pro předběžný návrh jsou uvažovány pouze kabely spojitosti v jednotlivých trámech.



Obrázek 35: Ukázka zadaného kabelu spojitosti

Stálá a proměnná zatížení byla na konstrukci aplikována dle kapitoly 6. Jednotlivé pruhy zatížení od dopravy byly na konstrukci umístěny ve dvou variantách. Pro první variantu byly pruhy rozmístěny tak, aby byl co nejvíce zatížen střední trám. V druhé variantě je nejvíce zatěžován krajní trám. Do softwaru je zadáno rozmístění pruhů pro dopravu, pruhů pro chodce a zbývající plochy. Při provádění výpočtu software se do každého zadaného dopravního pruhu střídavě umístí všechny tři zatěžovací pruhy modelu LM1. Při výsledném určování účinků zatížení od dopravy na konstrukci software neuvažuje příznivé stavy. Sedání podpor bylo zjednodušeně uvažováno 5 mm. Do softwaru byly zadány kombinace stavů, kdy může poklesnout jedna nebo více podpor zároveň, software pak sám určí nejnepříznivější kombinaci těchto poklesů pro posuzování dané části konstrukce.

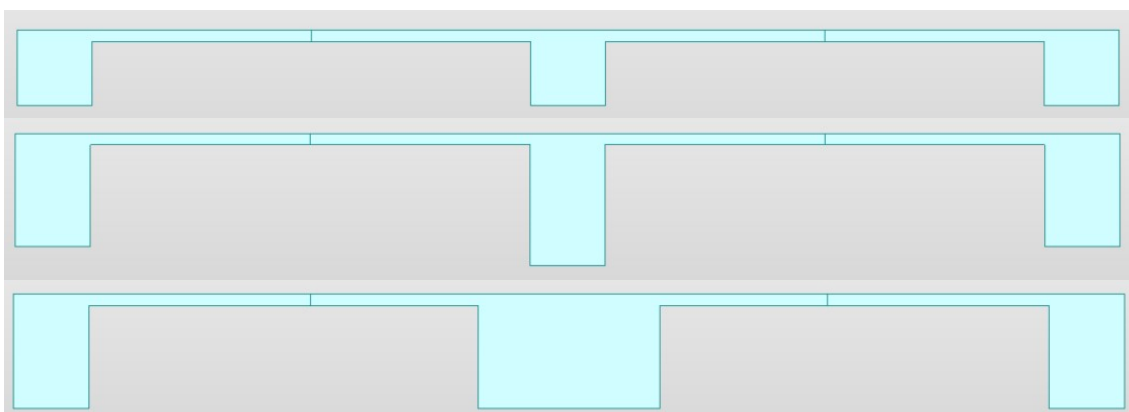


Obrázek 36: Ukázka zadání modelu LM1 ve výpočetním programu

8.2 Postup stanovení předběžné podoby konstrukce

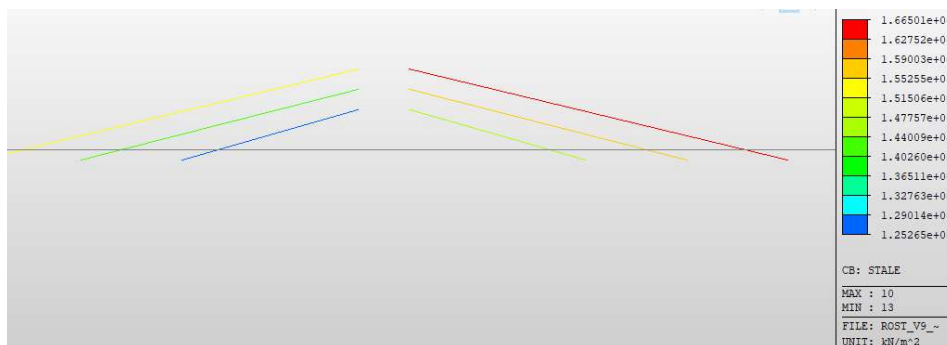
8.2.1 Varianta 1

První varianta příčného řezu trámů vycházela z hlediska její ohybové tuhosti značně poddimenzovaná. Ve sledovaném řezu ve středu konstrukce vznikaly značné průhyby, tudíž i tahová napětí, které nebylo možné zachytit kombinací předpínací výztuže a extradosed kabelů. Bylo tedy nutné zvýšit výšku trámů. Několika pokusnými výpočty, které byly provedeny na rovinném modelu konstrukce pro každý trám samostatně, byly vybrány výšky hlavních trámů takové, aby bylo možné konstrukci předepnout v jejím středu dle podmínky dekomprese při časté kombinaci zatížení a zároveň aby výška nebyla zbytečně velká. Změny poté byly aplikovány na roštový model a po několika úpravách byly stanoveny konečné podoby trámů. Konečná hodnota výšky krajních trámů je navržena 3,0 m. Pro střední trám byla navržena šířka 4,8 m tak, aby jeho požadovaná ohybová tuhost zjištěná pokusnými výpočty přibližně odpovídala výšce 3,0 m, tím došlo k sjednocení výšky průřezu.

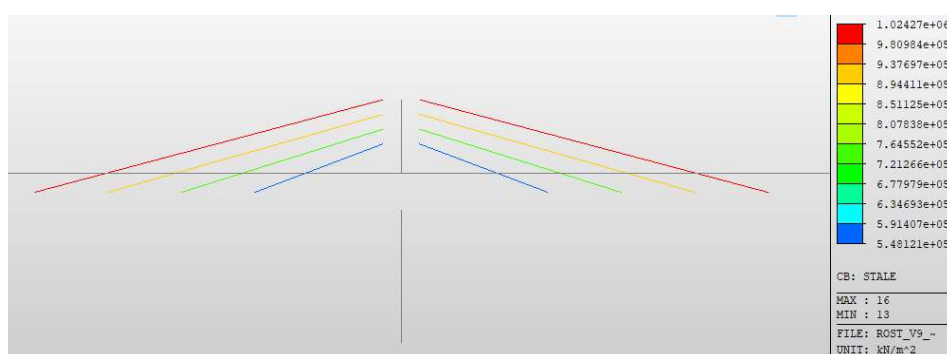


Obrázek 37: Změna průřezu hlavních nosných trámů v průběhu návrhu

Při snaze vyrovnat deformace vzniklé od stálého zatížení vznikaly v extradosed kabelech značně veliké hodnoty normálového napětí, proto bylo nutné přidat i čtvrtý závěs. Tato změna také dává větší smysl z hlediska realizace mostu.



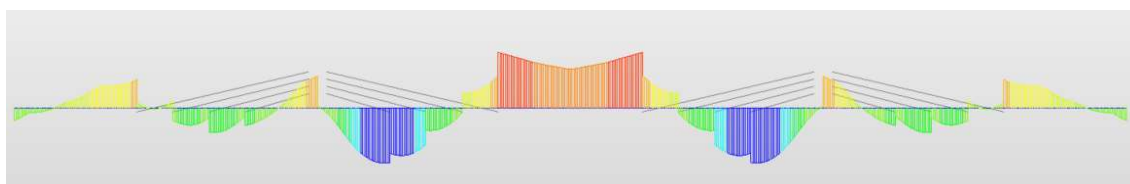
Obrázek 38: Původní návrh extradosed kabelů



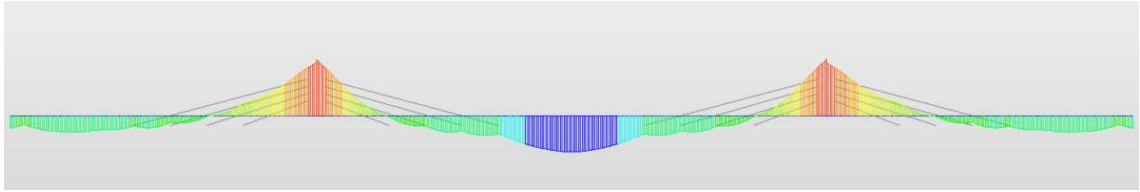
Obrázek 39: Přidání 4. extradosed kabelu

8.2.2 Varianta 2

Dalším řešeným problémem byly výrazné kladné ohybové momenty v místech mezi podporou a místy kotvení extradosed kabelů. Myšlenka vést podélné předpětí dle takového průběhu ohybových momentů se ukázala jako chybná. Daleko příznivější výsledné vnitřní síly v trámech vznikaly, pokud byly závěsy kotveny v úrovni těžiště trámu. To umožnilo i přirozené vedení předpínací výztuže. V pozdějším návrhu tvaru konstrukce bylo zjištěno, že z konstrukčního hlediska, kdy je požadována vyměnitelnost extradosed kabelů, musí být přístupné kotvy kabelů. Ty jsou vyváděny z průřezu ven na boční okraje trámů, ve vyšších polohách průřezů by původní řešení bylo nerealizovatelné. Tato varianta předběžného návrhu provedeným zjednodušeným posouzením vyhověla.



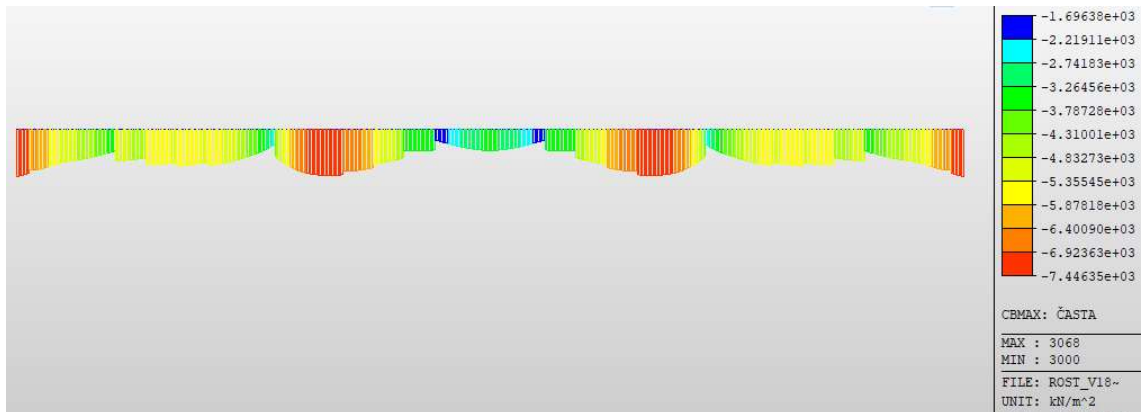
Obrázek 40: Průběh M_y od stálého zat. – závěsy kotveny nad těžištěm



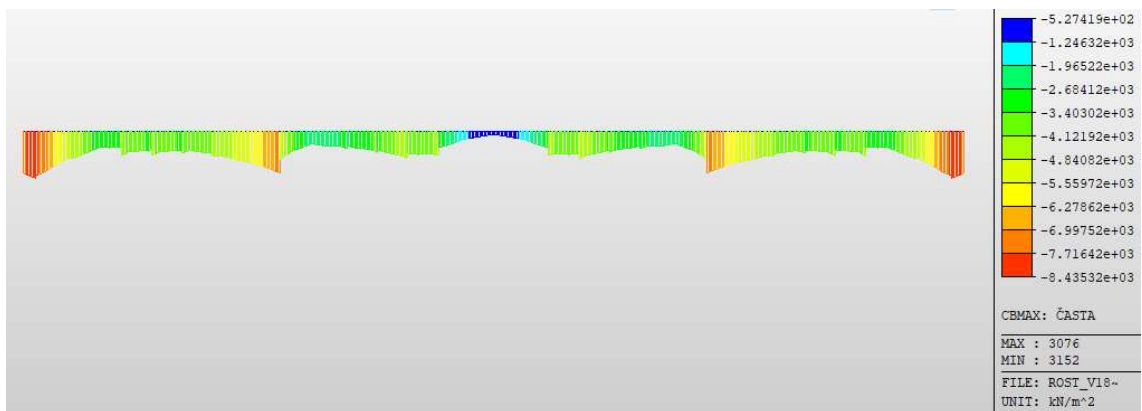
Obrázek 41: Průběh M_y od stálého zat. – závěsy kotveny v těžišti

8.2.3 Předběžné posouzení návrhu

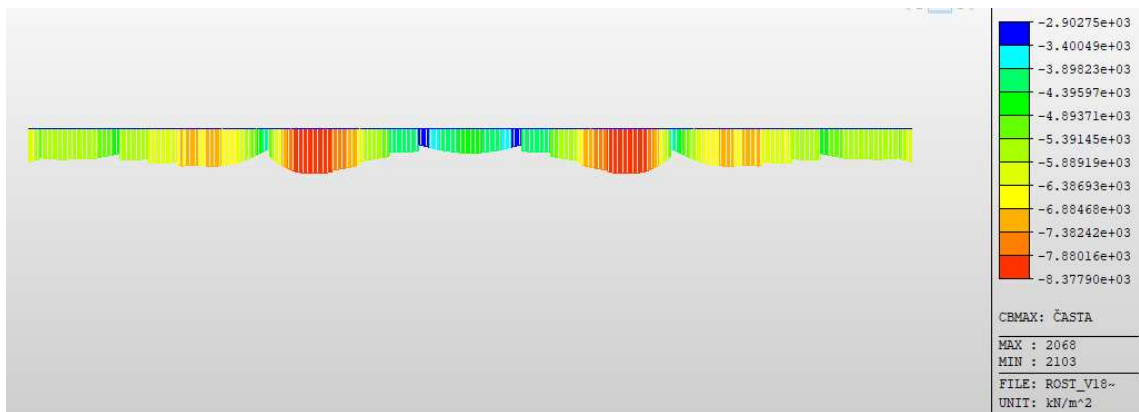
8.2.3.1 Ověření dekomprese při časté kombinaci zatížení



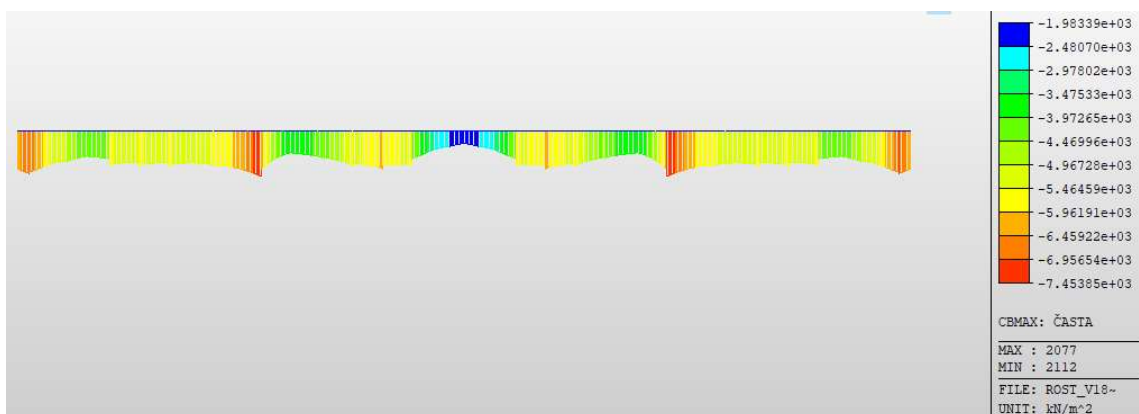
Obrázek 42: σ_n při časté kombinaci zatížení – horní vlákna, krajní trám



Obrázek 43: σ_n při časté kombinaci zatížení – dolní vlákna, krajní trám

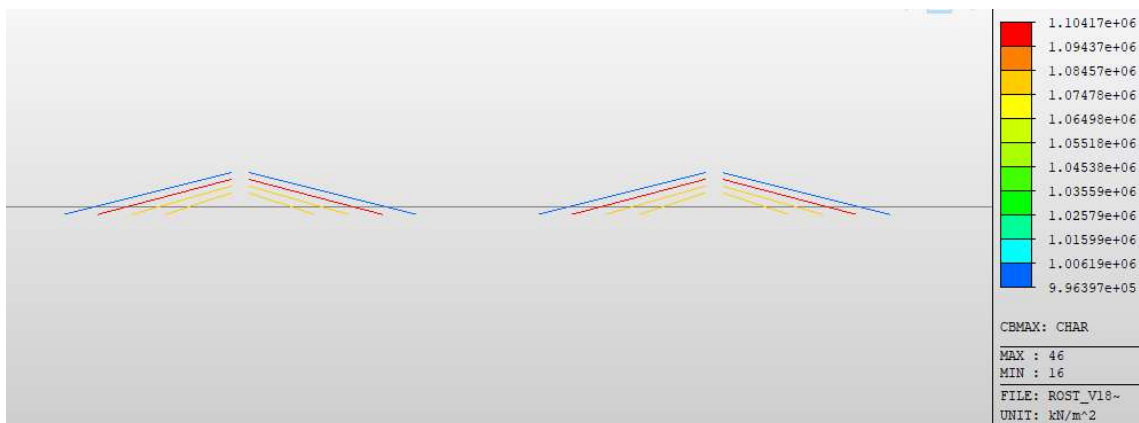


Obrázek 44: σ_n při časté kombinaci zatížení – horní vlákna, střední trám

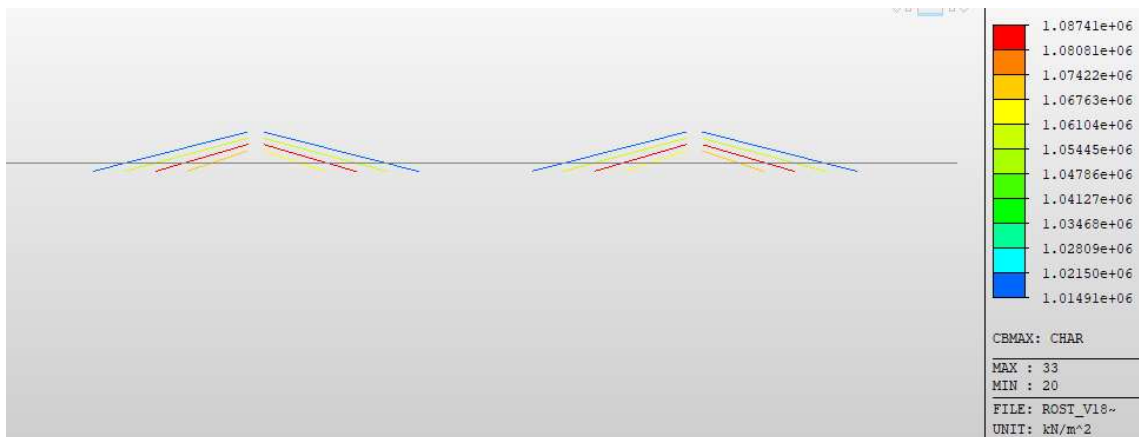


Obrázek 45: σ_n při časté kombinaci zatížení – dolní vlákna, střední trám

8.2.3.2 Ověření normálových napětí v extradosed kabelech



Obrázek 46: Napětí v extradosed kabelech při char. kombinaci – krajní trám



Obrázek 47: Napětí v extradosed kabelech při char. kombinaci – střední trám

9. Postup výstavby

Schéma postupu výstavby je zpracováno v příloze 8 – Schéma postupu výstavby.

9.1 1. etapa

V první fázi budou provedeny přípravné fáze. Dopravní opatření jsou řešena v rámci celého stavebního úseku D35 Džbánov – Litomyšl. Bude provedeno vytyčení obvodu staveniště. Budou vykáčeny dřeviny a poté dojde k sejmutí ornice, která bude odvezena na deponii. Vzhledem k tomu, že navazující dálniční objekt bude zbudován na vysokém násypu, bude proveden konsolidační přednásyp v místě umístění opěry.

9.2 2. etapa

Po ukončení konsolidace bude přednásyp v místě opěr odtěžen a budou zhotoveny plošiny pro vrtání pilot. Následovat bude vrtání a betonáž pilot.

9.3 3. etapa

Bude provedeno pažení a výkopy na úroveň základové spáry. Po odbourání hlav pilot bude proveden podkladní beton. Budou vybetonovány základy spodní stavby. Poté budou vybetonovány dříky a úložné prahy opěr a pilířů. Na opěrách budou vybetonovány křídla.

9.4 4. etapa

Budou zasypány základy spodní stavby. Na opěry budou osazena ložiska. Bude zhotoveno založení pro pevnou skruž krajních polí. Bude postavena pevná skruž, zbudováno bednění, vyvázána výztuž, osazení prefabrikovaných příčníků a provedená betonáž krajních polí a pylonů.

9.5 5. etapa

Dále bude následovat realizace lamel středního pole. Lamely budou prováděny v tomto opakovaném taktu: přestavění betonážního vozíku a jeho zakotvení, osazení bednění, vázání výztuže, betonáž lamely a provedení předpětí po 3 dnech od vybetonování. Pro jeden takt je uvažovaná doba provedení 6 dní. V průběhu výstavby konzol bude konstrukce geodeticky sledována a na základě výsledků z měření a předepsaného nadvýšení bude nastaven betonážní vozík. Předpětí první provedené lamely bude provedeno tak, aby krajní pole mohla být odbedněna a odstraněna pevná skruž (nutné řešení pro provedení výpočtu, popsáno v kap. 10.4.3). Při provádění druhé až páté lamely budou zároveň zakotveny a předepnuty extradosed kabely.

9.6 6. etapa

Po provedení posledních letmo betonovaných lamel bude konstrukce zmonolitněna vybetonováním uzavírací spáry. Poté budou předepruty kabely spojitosti a následně zainjektovány.

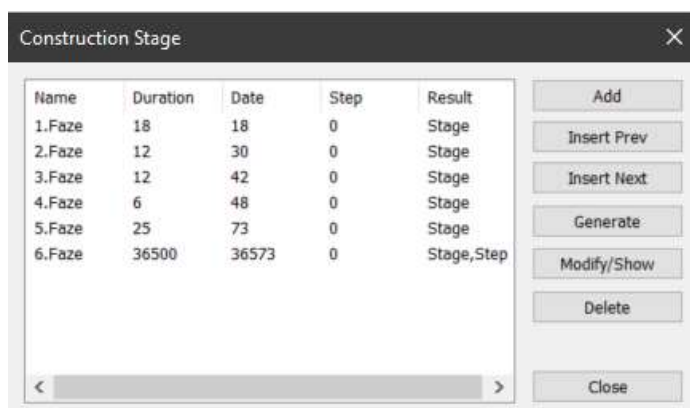
9.7 7. etapa

Budou zhotoveny závěrné zídky na opěrách a instalovány mostní závěry, následný zásyp rubu opěr a zhotovení přechodových oblastí mostu včetně přechodových desek. Poté budou následovat terénní úpravy, dlažby z lomového kamene, revizní schodiště a odvodňovací žlaby. Na konstrukci bude provedena izolace. Na mostovce budou vybetonovány římsy a uloženo vozovkové souvrství. Poté budou instalovány zádržná zařízení a PHS. Bude namontován podélný svod odvodnění a kanalizace. Před uvedením konstrukce do provozu bude provedeno vyklizení staveniště.

10. Fázovaný návrh konstrukce v podélném směru

10.1 Statický model

Převzatý výpočetní model použitý pro předběžný návrh konstrukce byl rozdělen do jednotlivých fází zohledňující postup výstavby konstrukce. Pro výpočet účinků zatížení na konstrukci byla použita časově závislá analýza (TDA), která zohledňuje materiálové charakteristiky betonu závislé na čase, a tedy i reologické vlastnosti betonu. Vzhledem ke změně statického systému v průběhu výstavby konstrukce bude mít značný vliv dotvarování betonu, tedy i redistribuce momentů ve středním poli a nad pilířovými podporami. Tyto faktory se ukázaly jako jedna z největších komplikací pro konečný návrh podélného předpětí. Pomocí TDA byly i stanoveny ztráty předpětí ovlivněné těmito faktory pro každou z určených fází. V rámci zjednodušení časově závislého modelu jsou uvažovány 2 (v druhé fázi 3) takty letmé betonáže jako jedna výpočetní fáze.



Name	Duration	Date	Step	Result
1.Faze	18	18	0	Stage
2.Faze	12	30	0	Stage
3.Faze	12	42	0	Stage
4.Faze	6	48	0	Stage
5.Faze	25	73	0	Stage
6.Faze	36500	36573	0	Stage,Step

Buttons: Add, Insert Prev, Insert Next, Generate, Modify/Show, Delete, Close

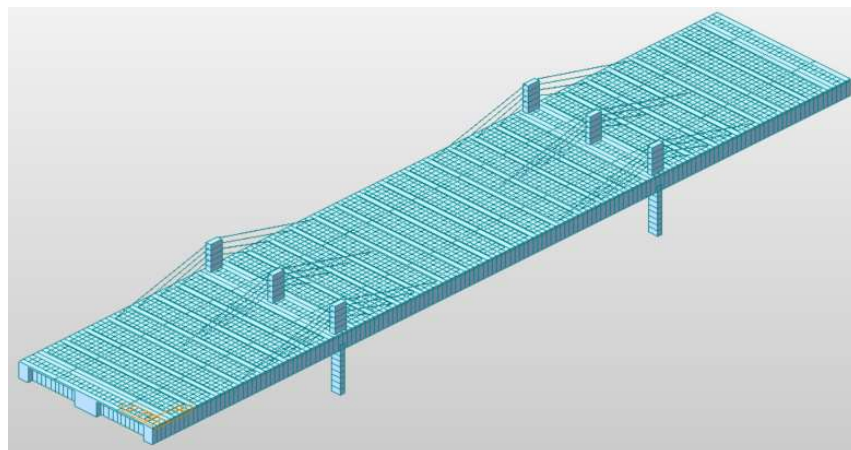
Obrázek 48: Zadávání výpočetních fází

Pro každou fázi jsou stanoveny prvky konstrukce, podpory, zatížení a předpětí (to je zadáváno do fází jako zatěžovací stav), které jsou do výpočtu přidány nebo z něho odebrány. Pro každou fázi jsou vytvořeny skupiny daných prvků (groups). Začátek každé fáze týkající se přidání betonového prvku na konstrukci je uvažován ve chvíli, kdy je betonový prvek odbedněn, respektive předepnut. Proto je každému prvku na počátku fáze přiřazeno jeho stáří, například pro lamely posledního taktu letmé betonáže je uvažováno počáteční stáří 3 dny. Jelikož jsou každé dva takty letmé betonáže zjednodušeně uvažovány v jedné fázi modelu, vstupují do té samé fáze betonové prvky se stářím 9 dní. To vnáší do výpočtu nepřesnost, jelikož v lamely staré 9 dní budou mít menší vliv reologické vlastnosti betonu. V následujícím obrázku je znázorněno zadávání zatížení pro výpočet 4. fáze. Na konstrukci začíná působit vlastní tíha předepnuté lamely, předpětí a tíha lamely následujícího taktu letmé betonáže, které v sobě zahrnuje silové účinky čerstvého betonu a betonážního vozíku. Z výpočtu je odstraněno zatížení právě předepnuté lamely, které v sobě zahrnovalo shodné silové účinky.

Activation		Deactivation	
Active Day :	First	day(s)	
Inactive Day :	First	day(s)	
Group List		Group List	
Name	Day	Name	Day
4.Faze (3.LB)	First	3F-Seg	First
4F-P	First		
4F-Seg	First		
Add Modify Delete		Add Modify Delete	

Obrázek 49: Zadávání zatížení pro výpočetní fáze.

Pro návrh předpětí v jednotlivých fázích byla daná část konstrukce spočtena v nefázovaném výpočetním modelu. Navržené předpětí bylo přeneseno do fázovaného modelu, kde vlivem časově závislých veličin bylo nutné předpětí upravit do finální podoby.



Obrázek 50: Výpočetní model

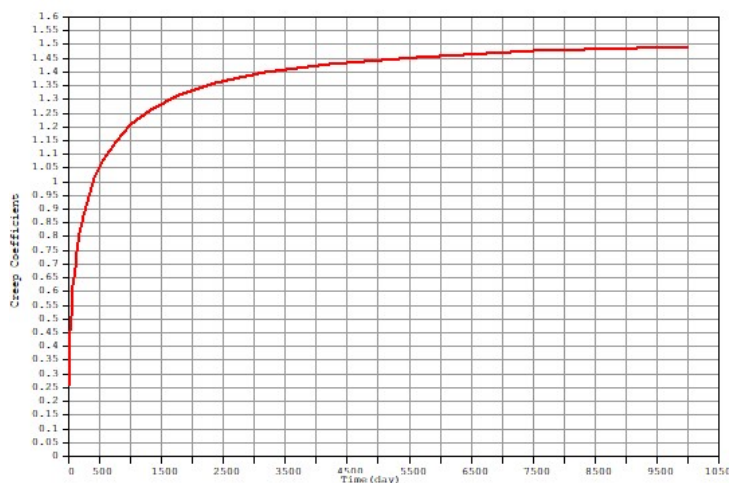
10.2 Časově závislé charakteristiky betonu

10.2.1 Reologické vlastnosti betonu

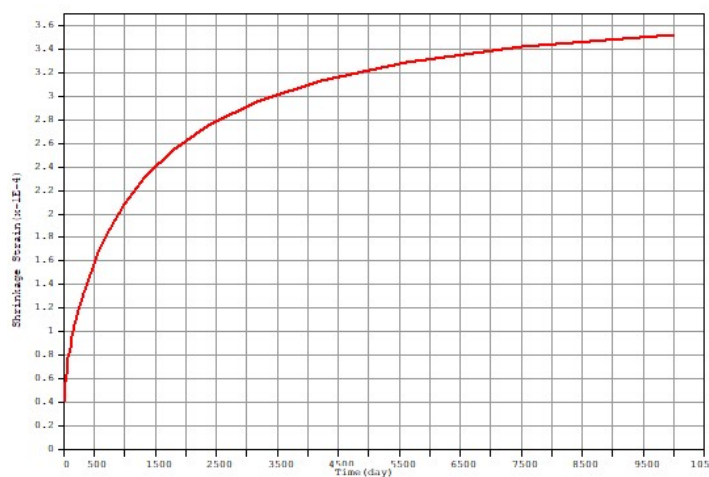
Reologické vlastnosti betonu, dotvarování a smršťování, jsou výpočtním programem uvažovány dle EN 1992-2. Do programu jsou zadávány následující hodnoty:

- Char. pevnost betonu 40 MPa (ve stáří 28 dní)
- Relativní vlhkost prostředí 70 % (optimální pro ČR)
- Náhradní výška prvku střední trám = 1,041 m; krajní trám = 0,725 m
- Třída cementu Class N – normální náběh pevnosti cementu
- Doba ošetřování betonu 3 dny

Program stanoví výsledný průběh hodnot součinitele dotvarování závislý na čase a vývoj přetvoření od smršťování v čase.



Obrázek 51: Průběh součinitele dotvarování v čase



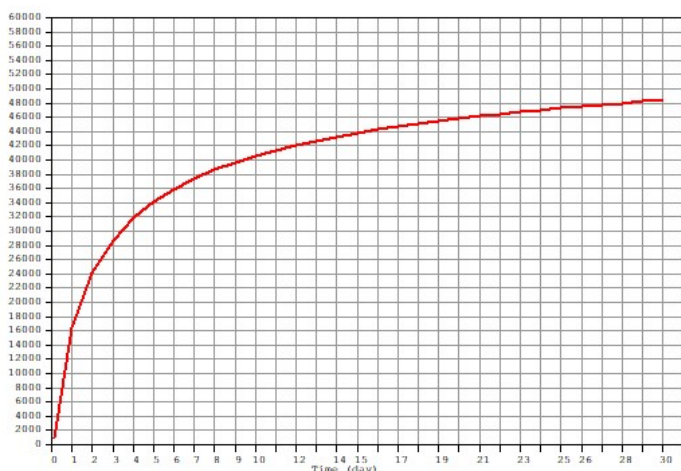
Obrázek 52: Průběh přetvoření od smršťování v čase

10.2.2 Časový vývoj pevnosti betonu v tlaku

Vývoj pevnosti betonu v tlaku je ve výpočetním programu stanoven dle EN 1992-1-1. Dle eurokódu je použit vztah:

$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \cdot \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

Do výpočtu je tedy nutné zadat pouze střední tlakovou pevnost betonu ve stáří 28 dní, pro C40/50 platí $f_{cm} = 48$ MPa a zvolit typ cementu, viz předchozí kapitola. Program pak stanoví časový vývoj pevnosti betonu v tlaku.

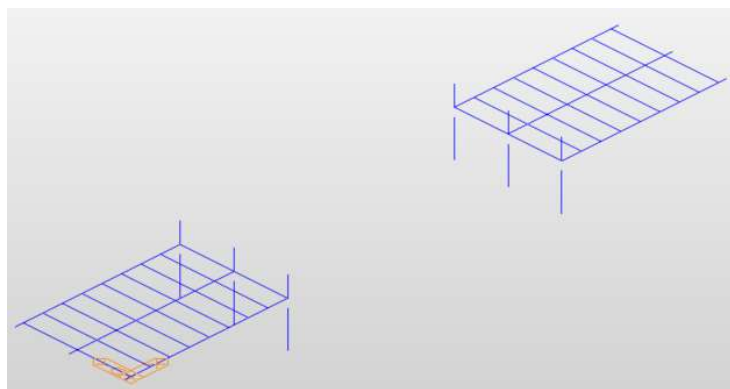


Obrázek 53: Pevnost v tlaku betonu C40/50 závislá na čase

10.3 Fáze výstavby použité v modelu

10.3.1 1. fáze – krajní pole

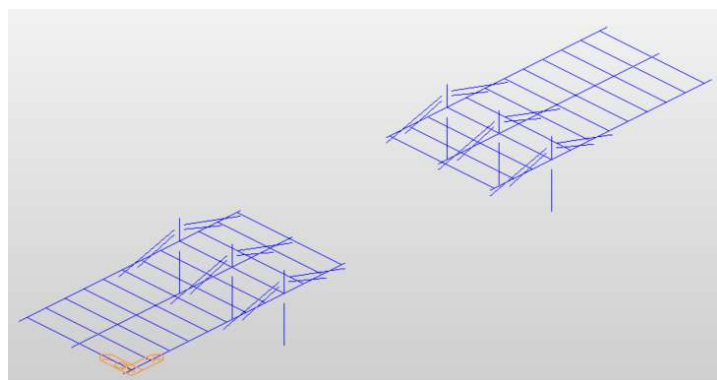
Počáteční fáze reprezentuje 4. etapu postupu výstavby. Prvky v této fázi reprezentují kompletně zhotovenou spodní stavbu a krajní pole mostovky. Pole jsou podporována bedněním. V této fázi není prováděno žádné předpětí. Betonové prvky jsou uvažovány staré 28 dní. Do každé výpočetní fáze je přidána vlastní tíha nových prvků konstrukce. Konstrukce je zatížena první betonovanou lamelou. Délka fáze je 18 dní, což odpovídá době vybetonování tří taktů letmé betonáže.



Obrázek 54: Konstrukce v 1. fázi

10.3.2 2. fáze – první dva takty LB

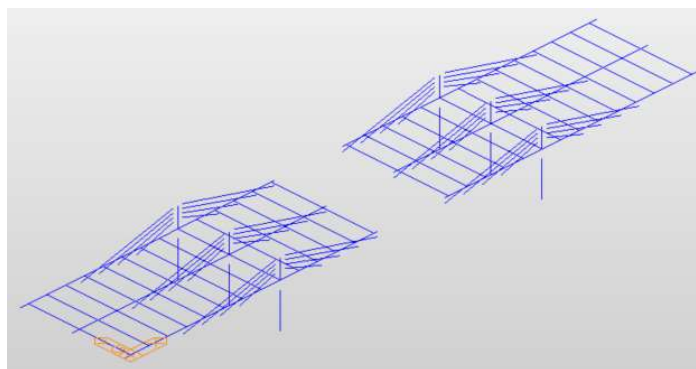
Provádění letmé betonáže popisuje 5. etapa postupu výstavby, viz kapitola 9.5. V této fázi jsou do konstrukce přidány betonové prvky dle betonovaných lamel ve stáří 15 dní, 9 dní a 3 dny. Do konstrukce je vneseno první podélné předpětí a jsou napnuty III. a IV. závěsy pro každý trám. Je odstraněno zatížení betonáže 1. lamely a přidáno zatížení betonáže 4. lamely. Fáze trvá 12 dní.



Obrázek 55: Konstrukce v 2. fázi

10.3.3 3. fáze – druhé dva takty LB

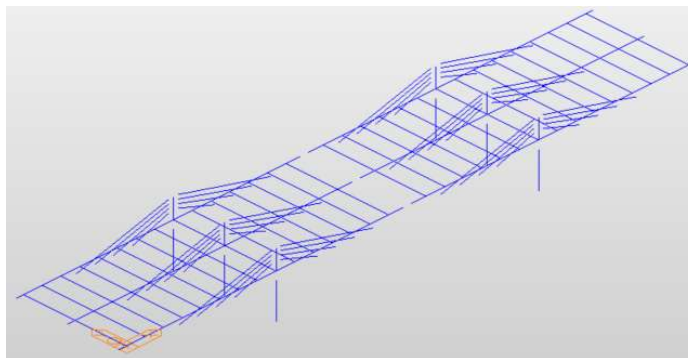
Do konstrukce jsou přidány další dvě lamely ve stáří 9 dní a 3 dny. Jsou předepnuty závěsy I. a II. na všech trámech. Je odebrána skruž krajních polí. Je odebráno zatížení z betonáže 4. lamely a přidáno zatížení betonáže 6. lamely. Fáze trvá 12 dní.



Obrázek 56: Konstrukce ve 3. fázi

10.3.4 4. fáze – třetí dva takty LB

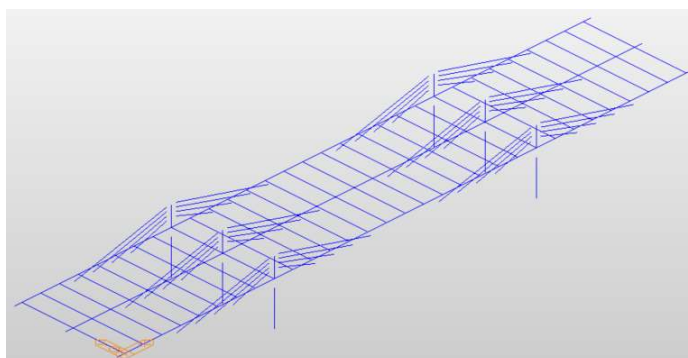
Do konstrukce jsou přidány další dvě lamely ve stáří 9 dní a 3 dny. Je vneseno podélné předpětí ve všech trámech. Je odebráno zatížení z betonáže 6. lamely a je přidáno zatížení betonáže uzavírací spáry konstrukce. Fáze trvá 7 dní.



Obrázek 57: Konstrukce ve 4. fázi

10.3.5 5. fáze – zmonolitnění

Konstrukce je zmonolitněna, fáze reprezentuje 6. etapu postupu výstavby. Je vneseno podélné předpětí od kabelů spojitosti ve všech trámech. Je odebráno zatížení z betonáže uzavírací spáry. Fáze trvá 25 dní, aby beton v uzavírací spáře dosáhl plné pevnosti před uvedením konstrukce do provozu.



Obrázek 58: Konstrukce v 5. fázi

10.3.6 6. fáze – uvedení do provozu

Na konstrukci je přidáno ostatní stálé zatížení. Pro stanovení účinků od provozních zatížení v čase uvedení do provozu byl vytvořen samostatný model, kde tato fáze trvala 1 den. Pro posouzení stavu konstrukce na konci životnosti byla nastavená doba trvání fáze 36500 dní.

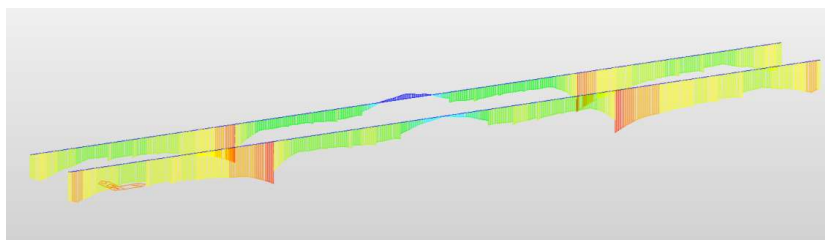
10.3.7 7. fáze – konec životnosti

Do výpočetního programu tato fáze není zadávána. Je to vlastně konečný stav 6. fáze. Na konstrukci působí veškerá provozní zatížení.

10.4 Postup stanovení konečné podoby konstrukce

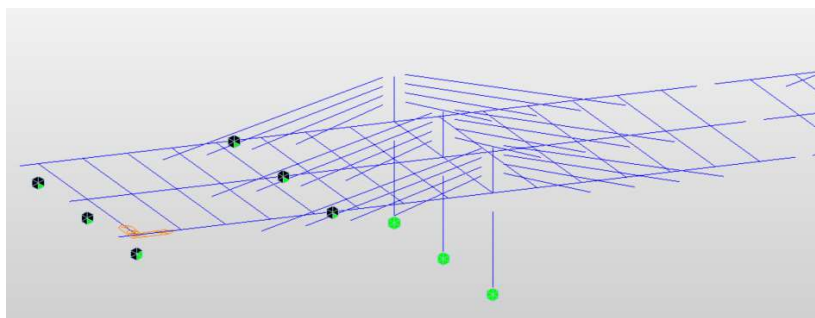
10.4.1 Varianta 1

Parametry konstrukce a předpětí kabelů spojitosti bylo převzato z předběžného výpočetního modelu. Při výpočtu bylo uvažováno přídatné podélné předpětí pro každou fázi. Extradosed kabely byly navrženy pro zachycení nadměrných průhybů mostovky. Konzoly letmé betonáže byly dostatečně předepnuté, ovšem s velkými poklesy. Po zmonolitnění konstrukce docházelo k obrovskému tahovému namáhání v jejím středu. Zároveň docházelo ke značnému nadvyšování krajních polí.

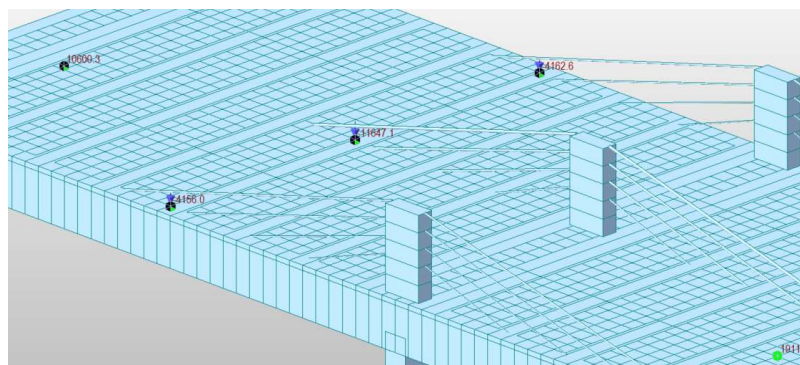


Obrázek 59: Vzniklá tahová napětí ve středu konstrukce – V1

Možným řešením bylo uvažované přetížení v krajních polích, aby bylo zabráněno jejich zdvihu. Přetížení bylo do modelu zaneseno jako posuvná kloubová podpora. Po zmonolitnění konstrukce by pak bylo možné eliminovat tahová napětí v jejím středu. Problémem byla velká spotřeba předpínací výztuže, nutné použití více kabelů spojitosti, ale zejména vyvinutí značné síly potřebné pro zamezení nadzvedávání krajních polí. Toto řešení se ukázalo jako velmi nevhodné.



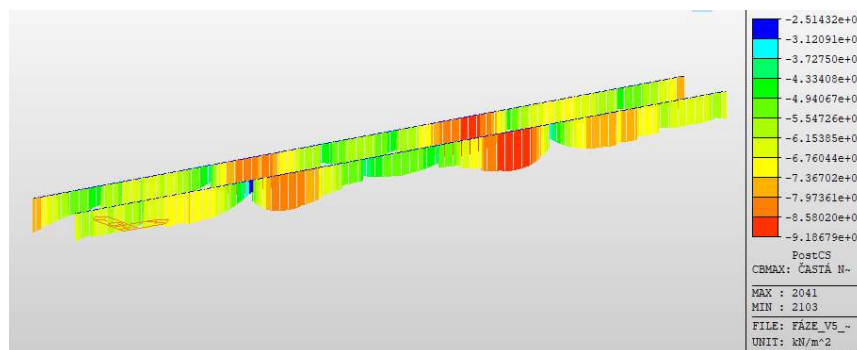
Obrázek 60: Výpočetní model konstrukce s přitížením krajních polí



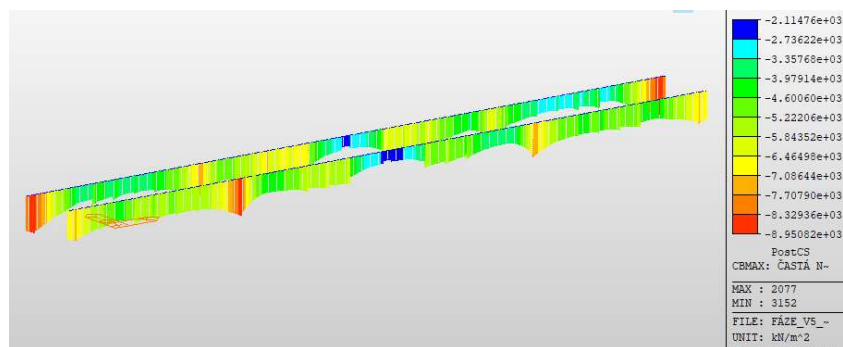
Obrázek 61: Reakce v místě přitížení ve 4. fázi [kN]

10.4.2 Varianta 2

Hlavní myšlenkou ve druhé variantě návrhu konstrukce bylo eliminovat tahová namáhání ve středu konstrukce tím, že budou odstraněny předpínací kabely použité při výstavbě konstrukce. Proto jsou tyto kabely navrženy jako nesoudržné. K odstranění kabelů došlo v 5. fázi, kdy je konstrukce předepnuta kabely spojitosti. Ve středu konstrukce pak skutečně po dobu její životnosti byla splněna podmínka dekomprese.



Obrázek 62: Normálová napětí v čase KZ, častá komb. – horní vlákna, V2



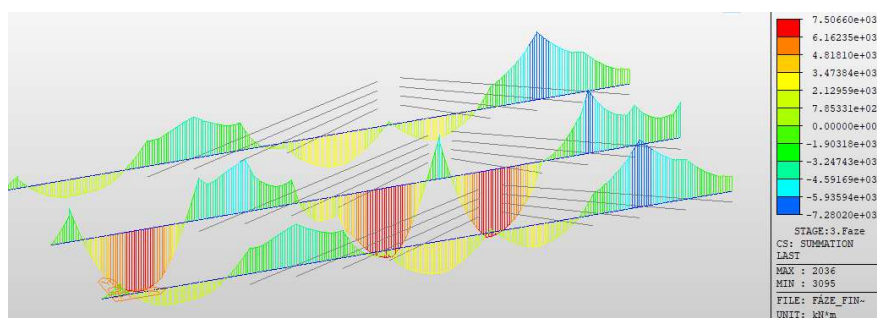
Obrázek 63: Normálová napětí v čase KZ, častá komb. – dolní vlákna, V2

Z konstrukčního hlediska se jedná o neobvyklé, ale funkční řešení, konečná podoba konstrukce téměř odpovídá předběžnému návrhu. Ovšem tento návrh neřeší problém s využitím mnoha předpínacích kabelů a komplikuje prostorové uspořádání kabelů v trámech. Dalším problémem je výsledné vedení těžiště kabelů spojitosti v těžišti průřezu, kde jsou ovšem kotveny i extradosed kabely.

10.4.3 Finální návrh konstrukce

Pro finální návrh konstrukce byl uvažován přístup, kdy lamely letmé betonáže jsou vyvšovány pomocí extradosed kabelů bez použití podélného předpětí. Snahou bylo, aby ve fázích letmé betonáže předpínací síla v extradosed kabelech maximálně redukovala posouvající sílu od vlastní tíhy. To ovšem komplikovala vznikající tahová napětí v krajních polích. Nakonec byly extradosed kabely předepnuty více, než požadoval průběh posouvajících sil na konzolách letmé betonáže a konstrukce vyhověla.

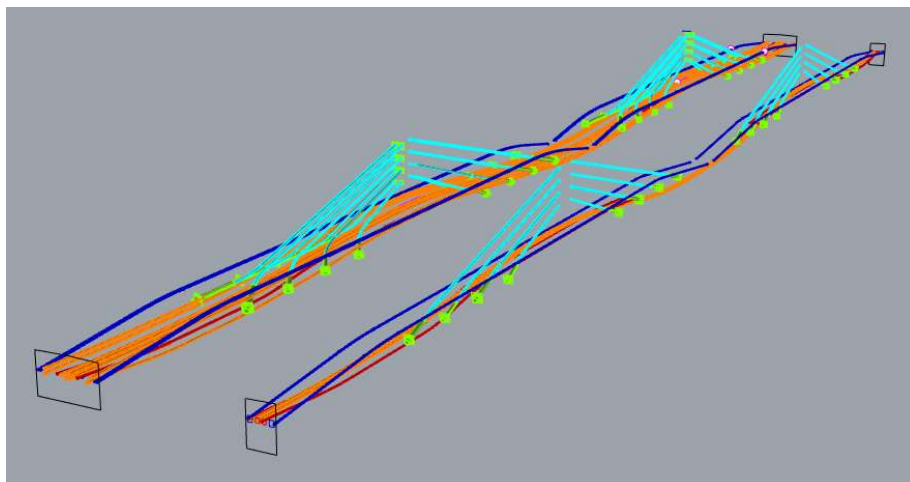
Díky tomu bylo možné po zmonolitnění konstrukce použít menší počet kabelů spojitosti. Rovněž zredukování množství předpínací výztuže použité při výstavbě konstrukce umožnilo dosáhnout ve středu konstrukce dekomprese při časté kombinaci zatížení. Na rozdíl od předešlých přístupů k návrhu konstrukce nebyly zohledňovány svislé deformace. Konstrukce bude budována s počátečním nadvýšením.



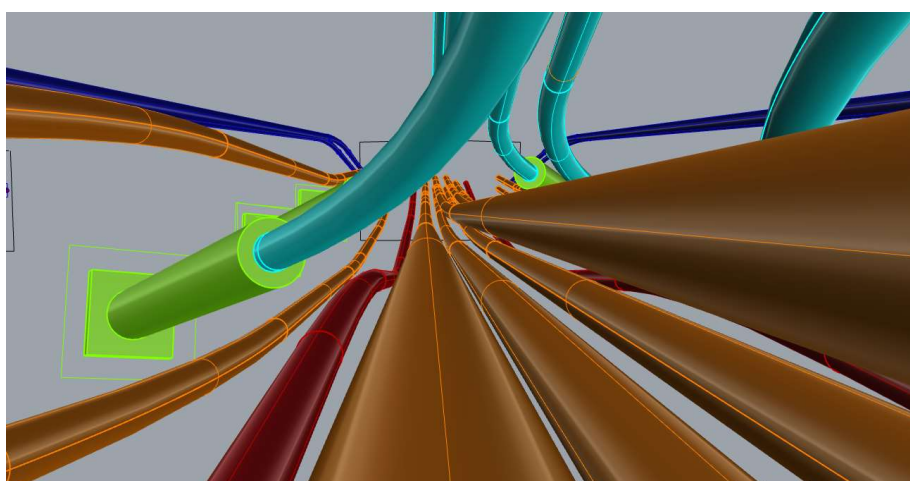
Obrázek 64: Výsledný průběh M_y – 3. fáze

Navržené předpínací a extradosed kabely byly vymodelovány v programu Rhino. V grafickém prostorovém modelu byly řešeny možné kolize a nedostatečné rozestupy mezi předpětím v trámech a extradosed kabely. Bylo zjištěno několik kolizí, na jejichž základě byl upraven finální návrh podélného předpětí v trámech. Kvůli prostorovému

uspořádání bylo nutné například zredukovat počet kabelů spojitosti, proto byl zvýšen počet lan v jednom kabelu na 55 ks.



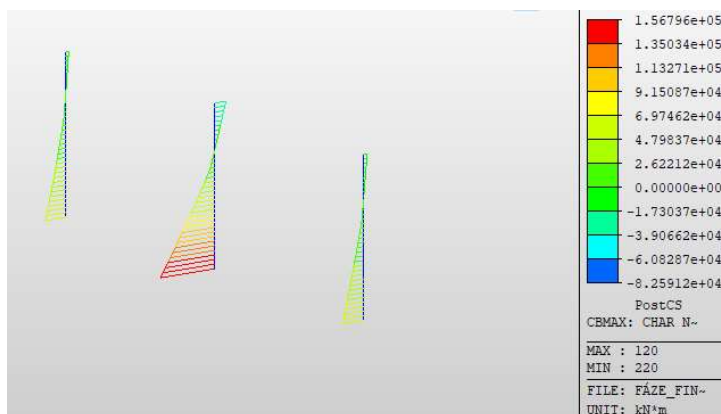
Obrázek 65: Prostorový model předpínacích a extradosed kabelů



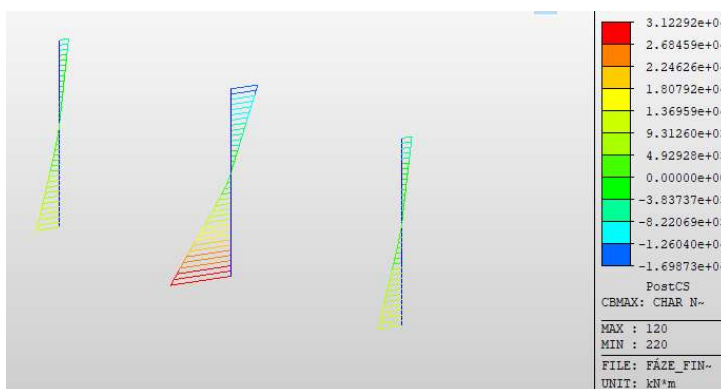
Obrázek 66: Detail kabelů ve vyřešeném kolizním místě

Pro první fázi letmé betonáže je navržen v podstatě jeden kabel podélného předpětí navíc. Je to z několika důvodů. Pro betonáž první lamely je nutné použít podélné předpětí, jelikož první extradosed kabel je kotven až v druhé lamelle. Zároveň je model tvořen zjednodušeně oproti skutečnému postupu výstavby, a tak jsou první tři lamely letmé betonáže uvažovány ve stejné fázi. Posledním důvodem pro návrh tohoto předpětí je, že při reálném provádění konstrukce by po dobu výstavby byla krajní pole podepřena na skruži. Krajní pole budou ale při provádění postupně nadzvedávána, tudíž by bylo třeba uvažovat nelineární podepření krajních polí, které by zabraňovalo pouze svislému posunu směrem dolů. Jelikož fázovaný model tvořený v programu MIDAS Civil neumožňuje výpočet s nelineárními podporami, bylo navrženo takové předpětí, které neuvažuje podepření krajního pole bedněním. Pro druhou fázi byl vytvořen samostatný model, ve kterém byly postupnou iterací zjištěny podpory reprezentující bednění, které by zachytávalo pouze svislé síly směrem dolů. Postup byl však příliš časově zdlouhavý, jelikož výsledné reakce na podporách ve fázovaném modelu často neodpovídaly reakcím ze samostatného modelu, tudíž zachycovaly i nadzvedávání konstrukce.

Jako poslední úprava s cílem získat konečnou podobu konstrukce bylo provedeno ztenčení pilířů v podélném směru. To vedlo k významné redukci přenesených vnitřních sil do pilířů. Na konci životnosti konstrukce velká ohybová tuhost pilířů zapříčinila, že pilíře přebíraly příliš velkou hodnotu předpínací síly. To způsobovalo značné ztráty předpětí ve středním poli konstrukce a zároveň obrovské momentové zatížení v patě pilířů, na které byl navržen i pilotový základ.



Obrázek 67: M_y na původních pilířích



Obrázek 68: M_y na ztenčených pilířích

Pro takto navrženou konstrukci jsou provedena následující posouzení.

10.5 Konečná podoba konstrukce

10.5.1 Navržená podélná předpínací výztuž

Průběh podélného předpětí je zpracován v příloze 4 až 7 – Výkres předpínací výztuže. Použitý předpínací systém je od výrobce Freyssinet.

Tabulka 13: Parametry navržené předpínací výztuže – krajní trámy

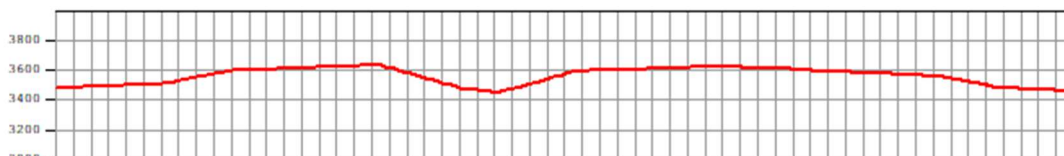
Fáze výstavby	2. fáze	4. fáze	5. fáze
Počet lan v kabelu [ks]	19	31	55
Počet kabelů [ks]	2	2	2
Napětí při napínání [MPa]	1400	1400	1450
Průměr kanálku [mm]	100	125	165
Celk. plocha výztuže [m ²]	0.1083	0.2883	0.9075

Tabulka 14: Parametry navržené předpínací výztuže – střední trám

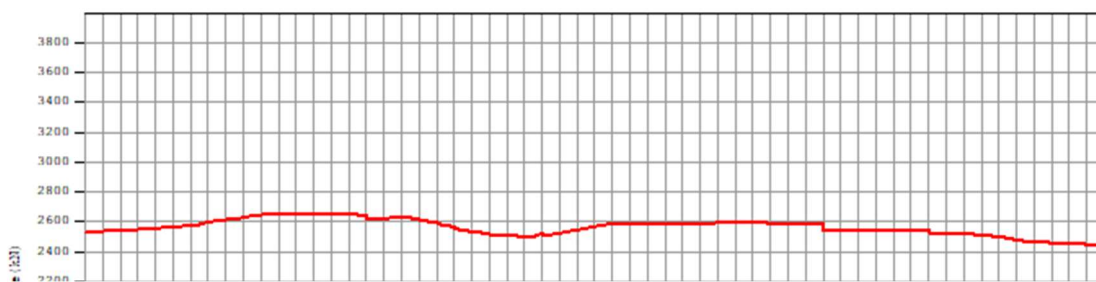
Fáze výstavby	2. fáze	4. fáze	5. fáze
Počet lan v kabelu [ks]	37	19	55
Počet kabelů [ks]	2	4	10
Napětí při napínání [MPa]	1400	1400	1450
Průměr kanálku [mm]	135	100	165
Celk. plocha výztuže [m ²]	0.4107	0.2166	4.5375

10.5.2 Výsledné ztráty napětí v podélné předpínací výztuži

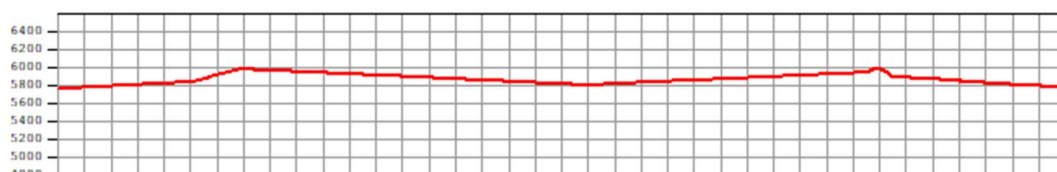
Výsledné grafické znázornění ztrát podélného předpětí bylo zpracováno programem Midas Civil. Ztráty předpětí jsou znázorněny v čase vnesení daného předpětí a na konci životnosti konstrukce. V následujících grafech jsou znázorněny průběhy předpínacích sil po délce kabelu v krajním trámu. Na svislé ose grafu jsou znázorněny hodnoty předpínací síly a na vodorovné ose je délka kabelu. Hodnoty předpínací síly jsou vyjádřeny pro jeden kabel z celkového podélného předpětí. Reálné hodnoty ztrát předpětí budou o trochu vyšší díky půdorysnému zakřivení kabelů.



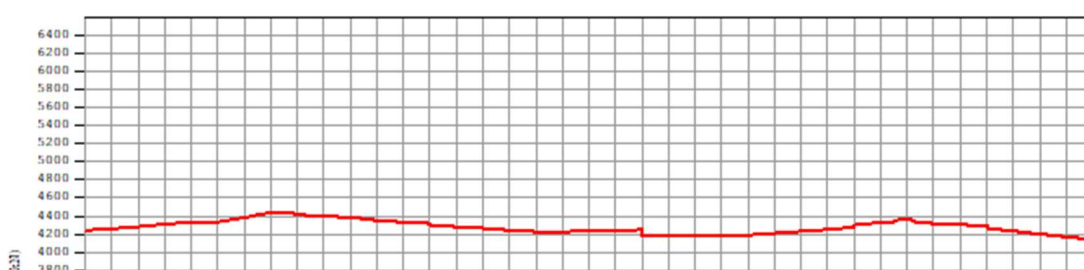
Obrázek 69: Kabel – 2. fáze, L = 58 m, čas vnesení předpětí – krajní trám



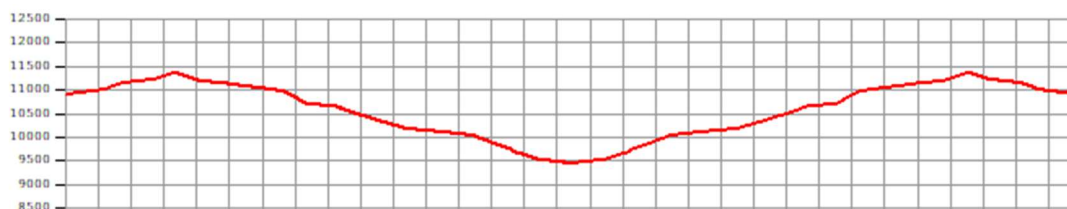
Obrázek 70: Kabel – 2. fáze, $L = 58$ m, čas konce životnosti – krajní trám



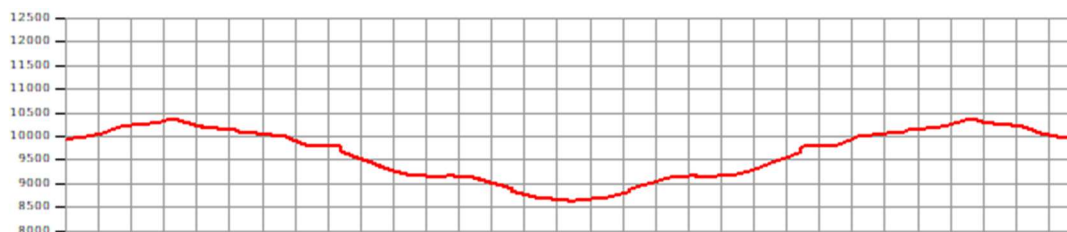
Obrázek 71: Kabel – 4. fáze, $L = 76$ m, čas vnesení předpětí – krajní trám



Obrázek 72: Kabel – 4. fáze, $L = 76$ m, čas konce životnosti – krajní trám



Obrázek 73: Kabel – 5. fáze, $L = 154$ m, čas vnesení předpětí – krajní trám



Obrázek 74: Kabel – 5. fáze, $L = 154$ m, čas konce životnosti – krajní trám

V následujících tabulkách jsou znázorněny procentuální ztráty předpětí odečtené z grafů. Uváděné hodnoty předpínací síly a napětí jsou platné v místě s nejnižšími hodnotami předpínací síly, přibližnou vzdálenost tohoto místa od kotevní oblasti vyjadřuje veličina x [m]. Vyčíslené hodnoty jsou tedy maximální ztráty předpětí v kabelu.

Tabulka 15: Předpínací síly v kabelech

	Krajní trám			Střední trám		
	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F
x [m]	25.06	40.04	77.1	26.8	44.55	77.08
2. fáze [kN]	3448	-	-	6905	-	-
3. fáze [kN]	3400	-	-	6829	-	-
4. fáze [kN]	3363	5802	-	6796	3531	-
5. fáze [kN]	3265	5545	9434	6536	3287	9746
6. fáze [kN]	3265	5545	9434	6536	3287	9746
7. fáze [kN]	2494	4223	8623	5881	2453	8811

Tabulka 16: Napětí v předpínacích kabelech

	Krajní trám			Střední trám		
	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F
x [m]	25.06	40.04	77.1	26.8	44.55	77.08
2. fáze [MPa]	1210	-	-	1244	-	-
3. fáze [MPa]	1193	-	-	1230	-	-
4. fáze [MPa]	1180	1248	-	1225	1239	-
5. fáze [MPa]	1146	1192	1144	1178	1153	1181
6. fáze [MPa]	1146	1192	1144	1178	1153	1181
7. fáze [MPa]	875	908	1045	1060	861	1068

Tabulka 17: Procentuální vyjádření největších ztrát předpětí po délce kabelu

	Krajní trám			Střední trám		
	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F
x [m]	25.06	40.04	77.1	26.8	44.55	77.08
2. fáze	13.58%	-	-	11.13%	-	-
3. fáze	14.79%	-	-	12.11%	-	-
4. fáze	15.71%	10.88%	-	12.54%	11.50%	-
5. fáze	18.17%	14.82%	21.14%	15.88%	17.62%	18.53%
6. fáze	18.17%	14.82%	21.14%	15.88%	17.62%	18.53%
7. fáze	37.49%	35.13%	27.92%	24.31%	38.52%	26.34%

10.5.3 Výsledné nadvýšení konstrukce

Výsledné průhyby vycházející z modelu a zohledňující časově závislou analýzu jsou značně zkrácené. Výpočetní program Midas Civil si každý nově přidávaný prvek umístí do nezdeformované polohy a pak jej zatíží, jenomže ve zbytku konstrukce už počítá s počáteční deformací z předešlé fáze. Proto na konstrukci vznikají extrémní skoky hodnot průběhu deformací. Pro získání co nejpřesnějších hodnot byly použity výpočetní nefázované modely vytvořené při návrhu předpětí v jednotlivých fázích, v nich byly zohledněny ztráty předpětí v dané fázi. V následující tabulce jsou znázorněny přírůstky

ztrát předpětí pro danou fázi výpočtu. Počáteční ztráta při napínání kabelu je dána prokluzem kotevního kužílku při kotvení a třením působícím na kabel, tyto ztráty započítává i nefázovaný výpočetní model. Ostatní hodnoty jsou tedy rozdílem celkové ztráty předpětí v dané fázi a počáteční ztrátou při napínání kabelu.

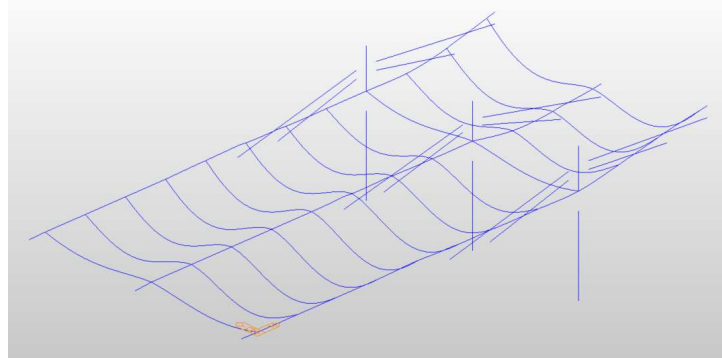
Tabulka 18: Procentuální přírůstky ztrát předpínací síly

	Krajní trám			Střední trám		
	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F	kabel 2F	kabel 4F	kabel 5F
x [m]	25.06	40.04	77.1	26.8	44.55	77.08
2. fáze	13.58%	-	-	11.13%	-	-
3. fáze	1.20%	-	-	0.98%	-	-
4. fáze	2.13%	10.88%	-	1.40%	11.50%	-
5. fáze	4.59%	3.95%	21.14%	4.75%	6.12%	18.53%
6. fáze	4.59%	3.95%	0.00%	4.75%	6.12%	0.00%
7. fáze	23.91%	24.25%	6.78%	13.18%	27.02%	7.82%

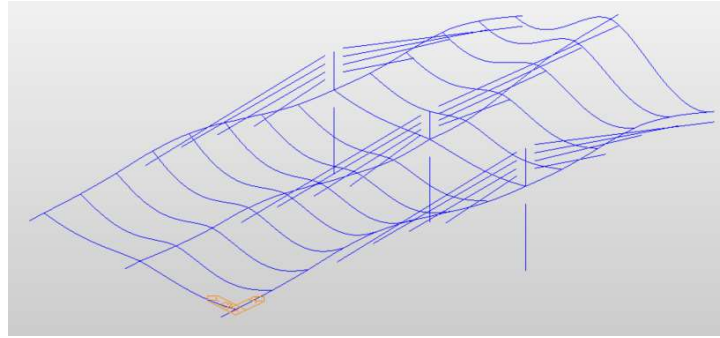
Z nefázovaných modelů bylo možné odečíst potřebné nadvýšení letmo betonovaných konzol. Model již zmonolitněné konstrukce je vytvořen pro kontrolu deformací v čase uvedení do provozu. Konstrukce je zatížena kvazistálou kombinací zatížení. Druhý model zmonolitněné konstrukce byl vytvořen pro získání hodnot průhybů na konci životnosti konstrukce, které byly posouzeny na mezní stav použitelnosti konstrukce. Na konstrukci bylo uvažováno zatížení od charakteristické kombinace. Posouzení je provedeno v kapitole 11.4.

Tabulka 19: Napětí v kabelech při napínání – výpočet průhybů

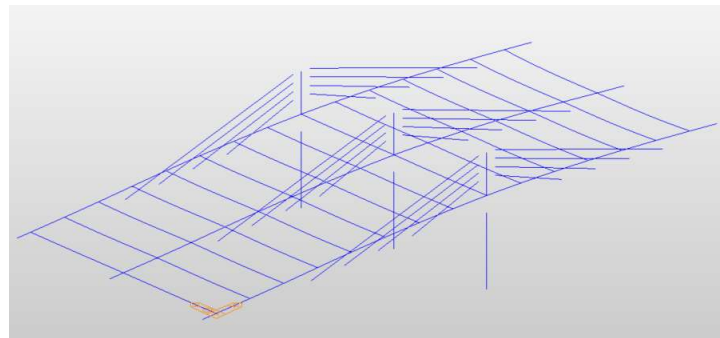
Fáze výstavby	Krajní trám			Krajní trám		
	2. fáze	2. fáze	4. fáze	5. fáze	4. fáze	5. fáze
Původní napětí [MPa]	1400	1400	1450	1400	1400	1450
Napětí v 2. fázi [MPa]	1400	-	-	1400	-	-
Napětí v 3. fázi [MPa]	1383	-	-	1386	-	-
Napětí v 4. fázi [MPa]	1370	1400	-	1380	1400	-
Napětí v 5. fázi [MPa]	1336	1345	1450	1334	1314	1450
Napětí v 6. fázi [MPa]	1336	1345	1450	1334	1314	1450
Napětí v 7. fázi [MPa]	1065	1060	1352	1215	1022	1337



Obrázek 75: Průhyby – 2. fáze



Obrázek 76: Průhyby – 3. fáze

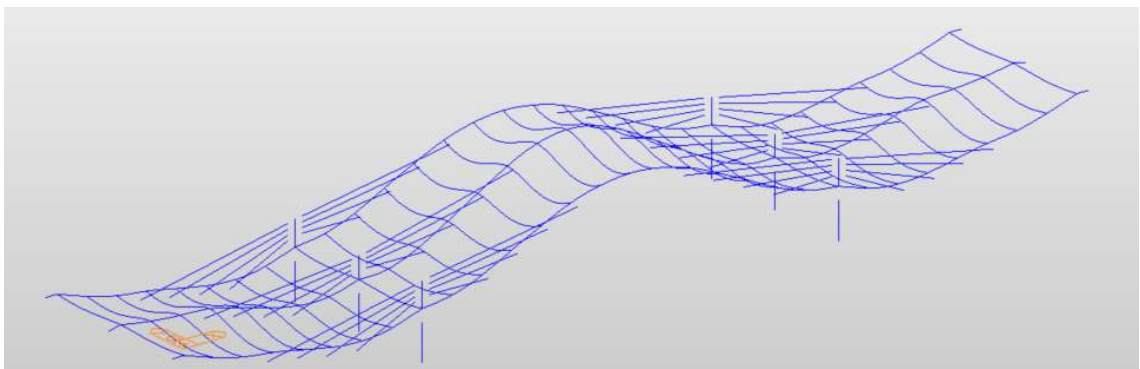


Obrázek 77: Průhyby – 4. fáze

Tabulka 20: Extrémní svislé deformace ve fázích LB

řez	uz [mm]		
	2. fáze	3. fáze	4. fáze
krajní pole	0	1	3
střední konzola	1	2	-49
krajní konzola	1	-2	-45

Postup výstavby konstrukce se bude řídit nadvýšením dle výsledných deformací z 4. fáze, tím bude teoreticky zajištěno, že konzoly se setkají s nulovou svislou deformací.



Obrázek 78: Průhyby – čas uvedení do provozu, kvazi. komb.

Největší hodnota svislé deformace v kvazi stále kombinaci je $u_{\max} = 21$ mm ve středu konstrukce.

10.5.4 Extradosed kabely

Použitý předpínací systém je od výrobce VSL.

Tabulka 21: Navržený počet lan v extradosed kabelech

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Počet navržených lan v kabelu [ks]
Krajní rovina závěsů	I.	43
	II.	31
	III.	55
	IV.	31
Střední rovina závěsů	I.	2x 61
	II.	2x 43
	III.	2x 55
	IV.	2x 37

Hodnoty vneseného předpětí do extradosed kabelů jsou ovlivněny postupem výstavby konstrukce, kdy pomocí těchto kabelů jsou vyvěšovány lamely letmé betonáže. Navržené předpětí zajišťuje dekompresi v nově betonovaných lamelách. Ztráty předpětí byly v těchto kabelech zanedbány. Konstrukční návrh zajišťuje možnost výměny kabelů v průběhu životnosti konstrukce.

Tabulka 22: Navržené napětí v extradosed kabelech po vnesení předpětí

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Napětí po vnesení předpětí [MPa]
Krajní rovina závěsů	I.	883,9
	II.	762,4
	III.	960,6
	IV.	881,6
Střední rovina závěsů	I.	961,5
	II.	758,3
	III.	952,9
	IV.	835,9

11. Posouzení MSP

11.1 Omezení napětí

Tlakové napětí působící v betonu je nutné omezit, aby bylo zabráněno vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování. Hodnoty limitních napětí jsou stanoveny pro konstrukci uvedenou do provozu a pro beton starý 3 dny, jelikož po třech dnech dojde k odstranění bednění letmo betonované lamely.

Konstrukce je navržena tak, aby působením charakteristických hodnot zatížení v jednotlivých fázích výstavby ideálně nevznikala na konstrukci tahová normálová napětí a zároveň nebyla překročena hodnota $0,45 \cdot f_{ck}$. Po uvedení konstrukce do provozu je posuzováno omezení tlakového napětí $0,6 \cdot f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci zatížení, $0,45 \cdot f_{ck}$ pro kvazistálou kombinaci a splnění dekomprese pro častou kombinaci.

Omezení napětí v betonářské výztuži není třeba posuzovat, pokud nevznikají na konstrukci tahy.

Posuzována není 1. fáze z výpočetního modelu, jelikož je konstrukce podepřena bedněním a není do ní vneseno žádné předpětí. Pro 6. fázi jsou provedena dvě posouzení, jedno před uvedením konstrukce do provozu, tedy s nově působícím ostatním stálým zatížením, a druhé po uvedení konstrukce do provozu.

11.1.1 Omezení napětí v betonu

Beton 40/50

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.10.2.2 [1]

Napětí betonu v tlaku v konstrukci, vyplývající z předpínací síly a dalších zatížení působících v době napínání nebo zavedení předpětí, má být omezeno na [1]:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(3) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(3) = 0,6 \cdot 23,82 = 14,29 \text{ MPa}$$

Pokud tlakové napětí trvale překračuje hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}(t)$, má být uvažováno nelineární dotvarování. [1]

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(3) \leq 0,45 \cdot f_{ck}(3) = 0,45 \cdot 23,82 = 10,72 \text{ MPa}$$

Dle ETAG 013 (Předpínací sestavy pro dodatečné předpínání konstrukcí), na který odkazuje katalog výrobce předpínacích systému Freyssinet [23], je definována minimální nutná průměrná pevnost betonu v tlaku $f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$. Beton hlavních nosných trámů má v čase 3 dny $f_{cm} = 31,82 \text{ MPa}$, podmínka je splněna.

11.1.2 Omezení napětí v oceli

Betonářská výztuž

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 7.2 [1]

Lze předpokládat, že nepříjemné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí hodnotu $0,8 \cdot f_{yk}$ [1].

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

Předpínací výztuž

Maximální napětí při napínání, dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.10.2.1 [1]

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k})$$

Doporučené hodnoty: $k_1 = 0,8$ a $k_2 = 0,9$

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1636,8) = 1473,10 \text{ MPa}$$

Maximální napětí po vnesení předpětí, dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.10.2.1 [1]

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

$$\sigma_{p,m,0} = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1639) = 1391 \text{ MPa}$$

Extradosed kabely

Dle kapitoly 4.3 ($\beta < 0,3 \Rightarrow \Delta\sigma < 50 \text{ MPa}$):

$$\sigma_{p,max} = 0,6 \cdot f_{pk} = 0,6 \cdot 1860 = 1116 \text{ MPa}$$

11.1.3 Posouzení hlavních nosných trámů

11.1.3.1 Průběhy normálových napětí – 2. fáze

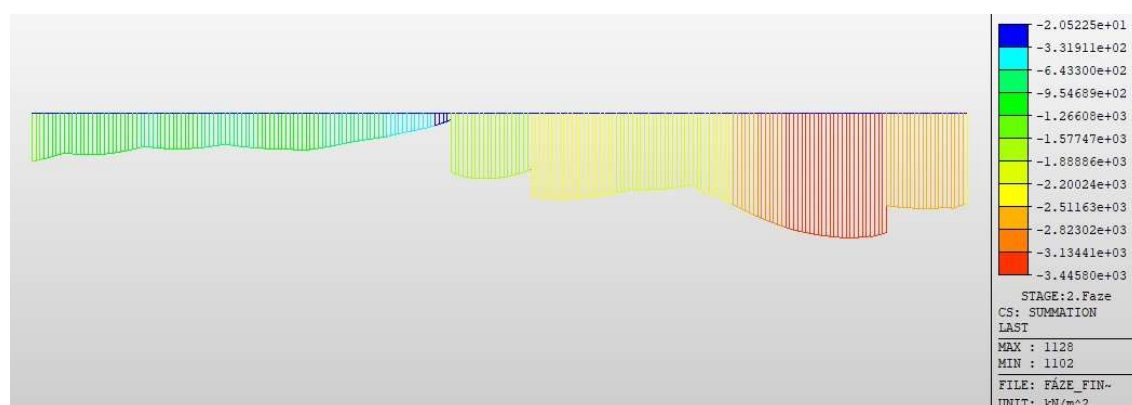


Obrázek 79: Normálové napětí na levém trámu, 2. fáze, horní vlákna

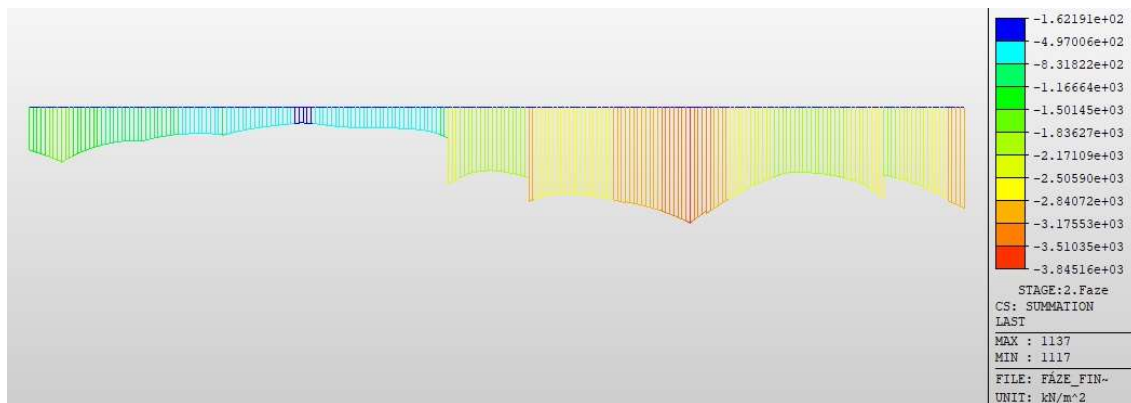


Obrázek 80: Normálové napětí na levém trámu, 2. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $3,84 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

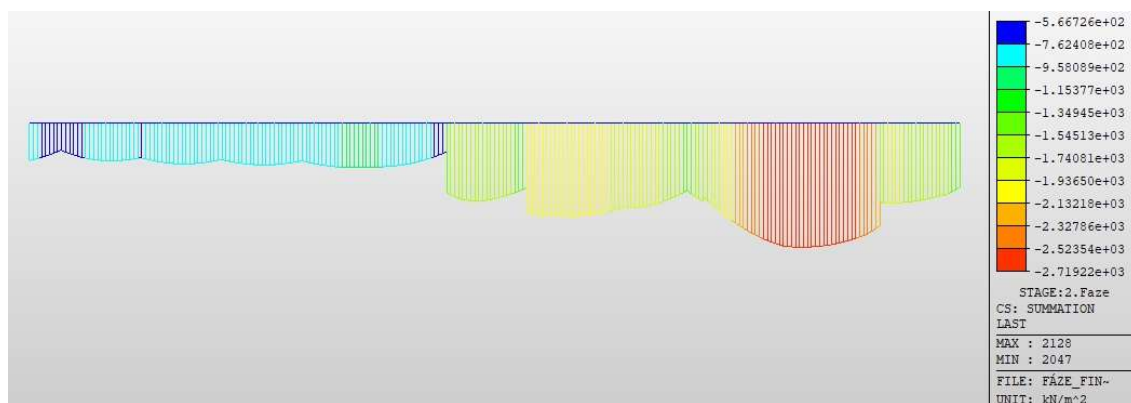


Obrázek 81: Normálové napětí na pravém trámu, 2. fáze, horní vlákna

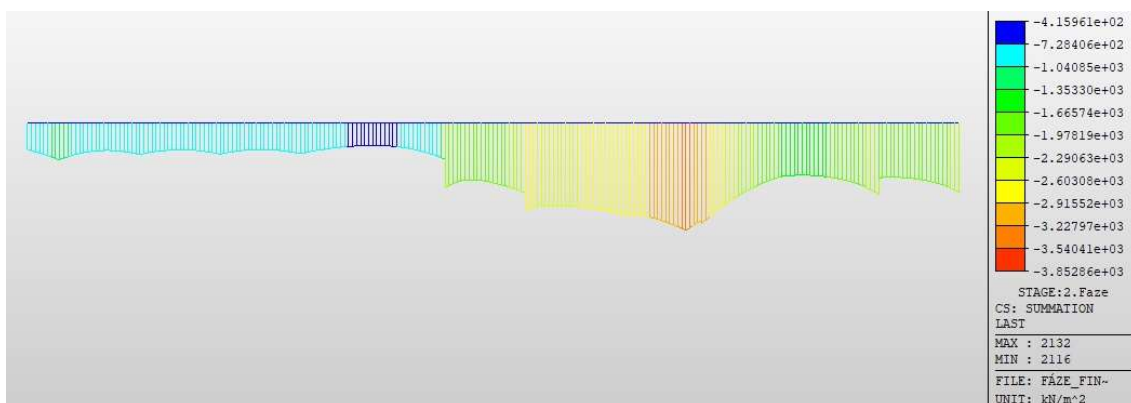


Obrázek 82: Normálové napětí na pravém trámu, 2. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $3,85 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



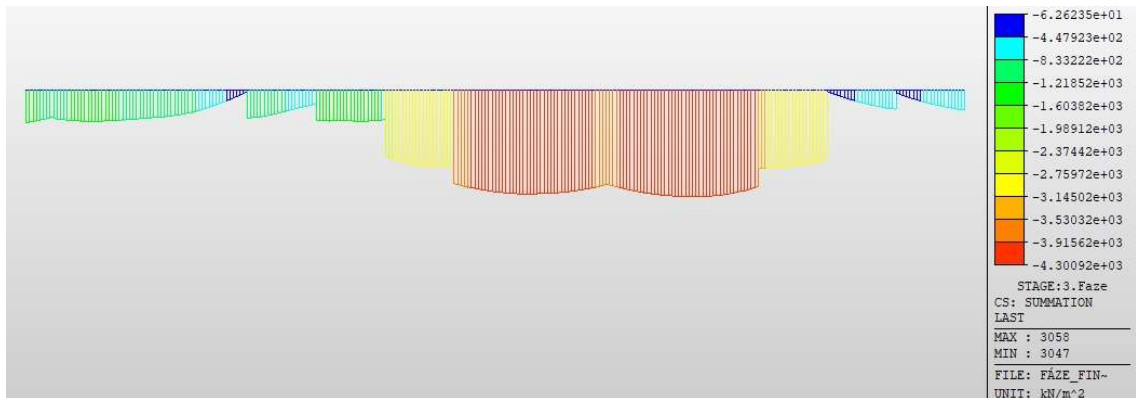
Obrázek 83: Normálové napětí na středním trámu, 2. fáze, horní vlákna



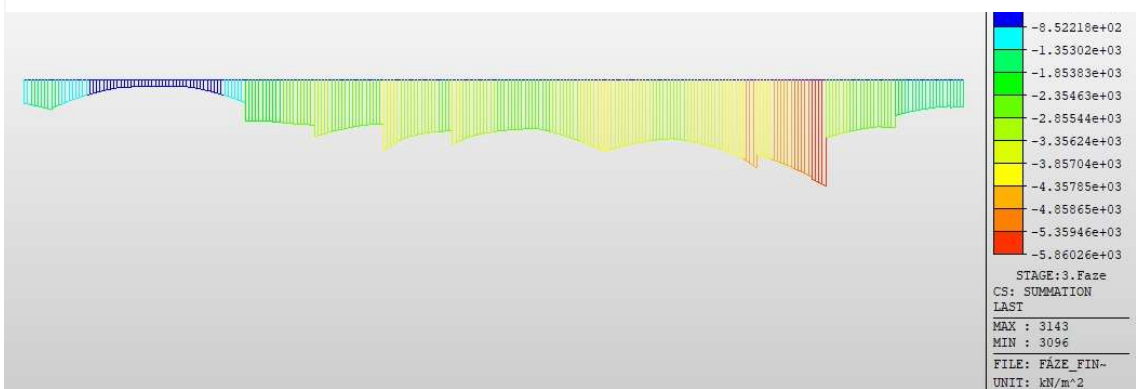
Obrázek 84: Normálové napětí na středním trámu, 2. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na středním trámu: $3,85 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

11.1.3.2 Průběhy normálových napětí – 3. fáze

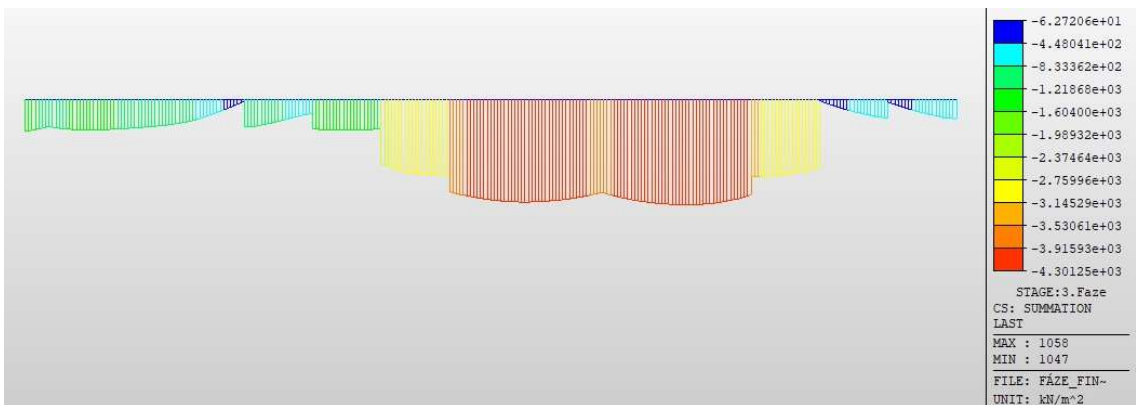


Obrázek 85: Normálové napětí na levém trámu, 3. fáze, horní vlákna

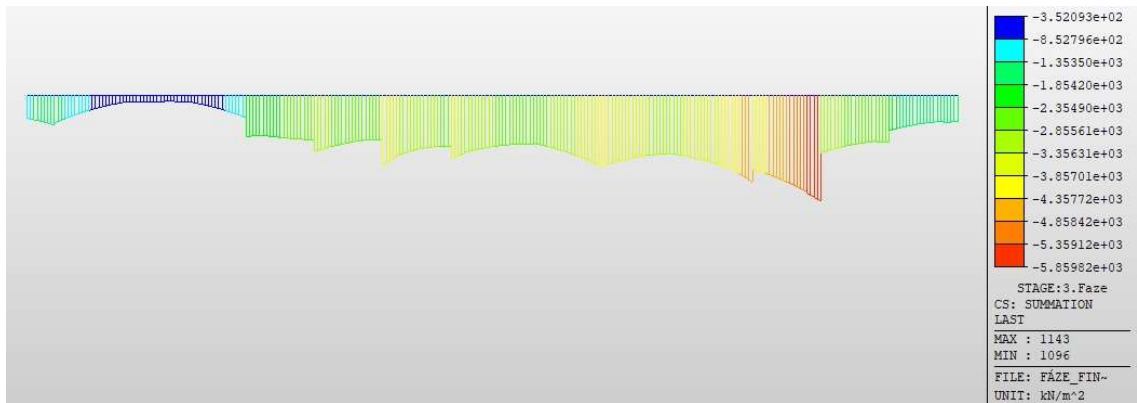


Obrázek 86: Normálové napětí na levém trámu, 3. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $5,86 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

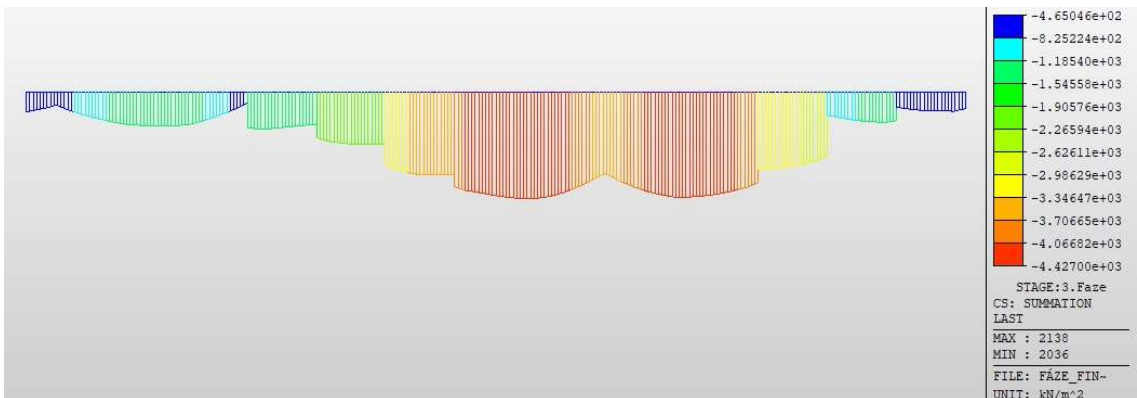


Obrázek 87: Normálové napětí na pravém trámu, 3. fáze, horní vlákna

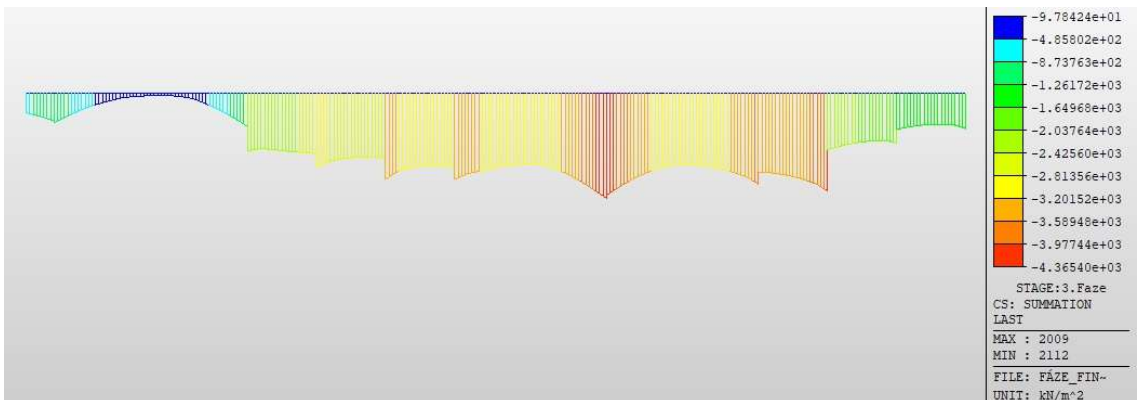


Obrázek 88: Normálové napětí na pravém trámu, 3. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $5,86 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



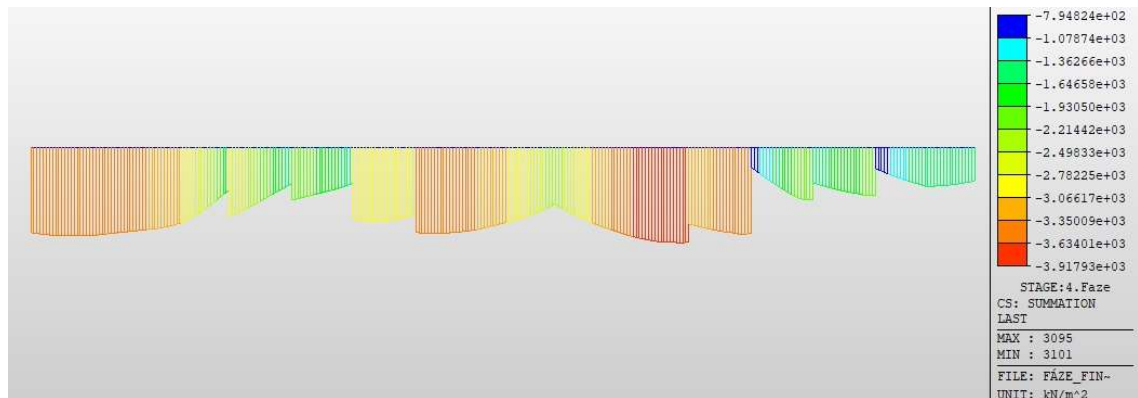
Obrázek 89: Normálové napětí na středním trámu, 3. fáze, horní vlákna



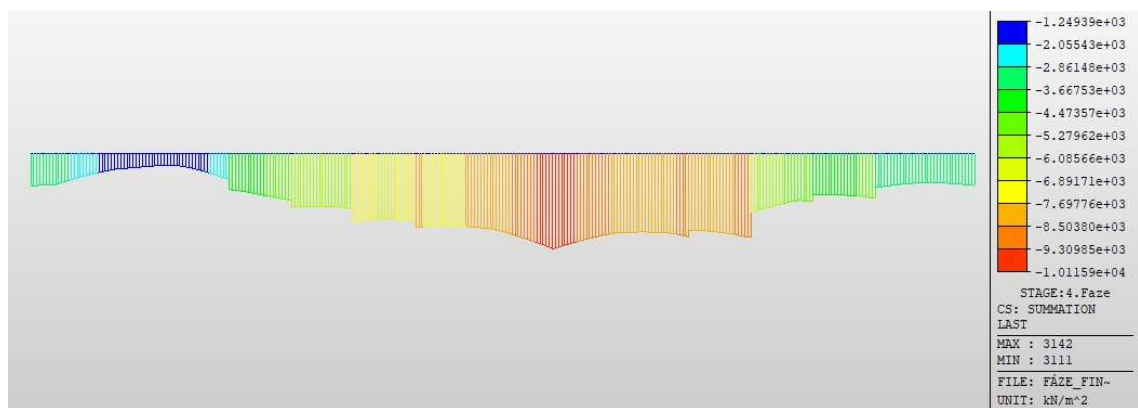
Obrázek 90: Normálové napětí na středním trámu, 3. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na středním trámu: $4,43 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

11.1.3.3 Průběhy normálových napětí – 4. fáze



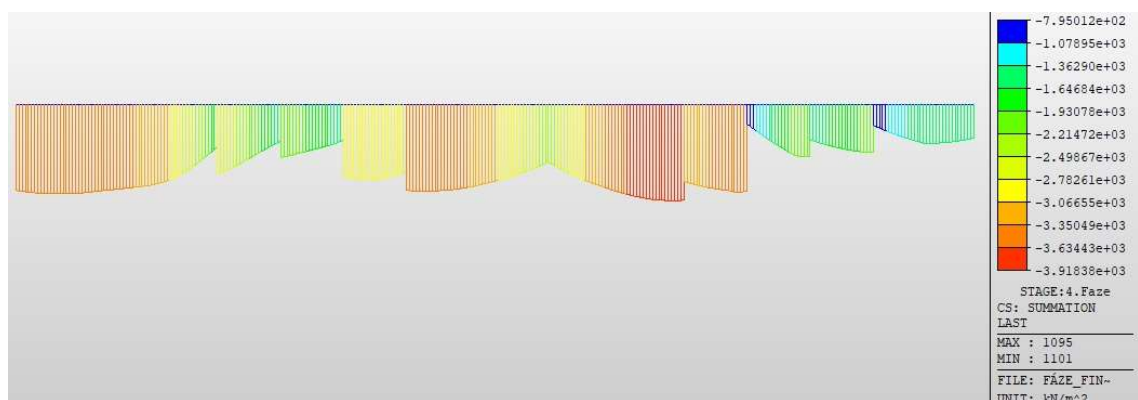
Obrázek 91: Normálové napětí na levém trámu, 4. fáze, horní vlákna



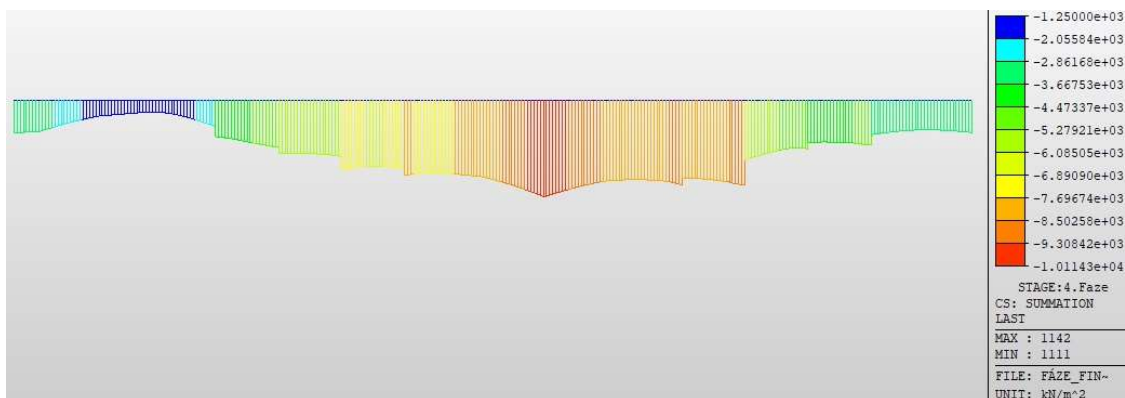
Obrázek 92: Normálové napětí na levém trámu, 4. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $10,12 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $3,67 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



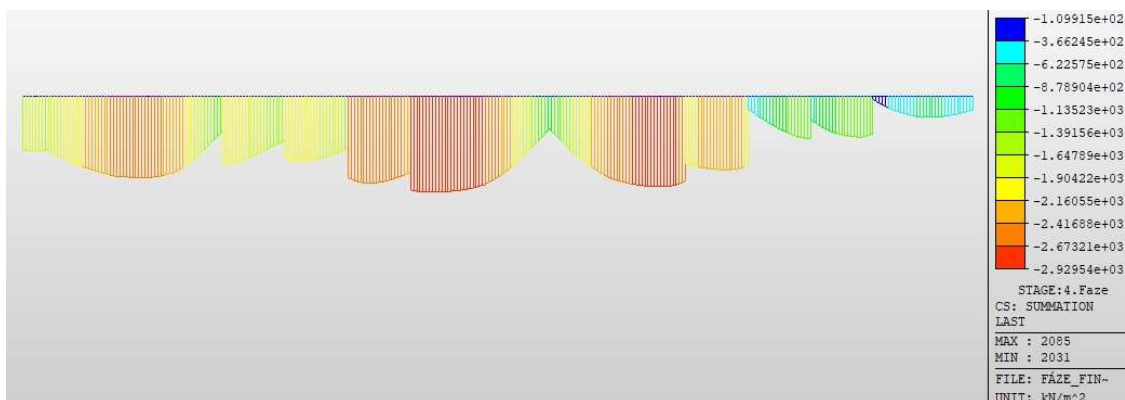
Obrázek 93: Normálové napětí na pravém trámu, 4. fáze, horní vlákna



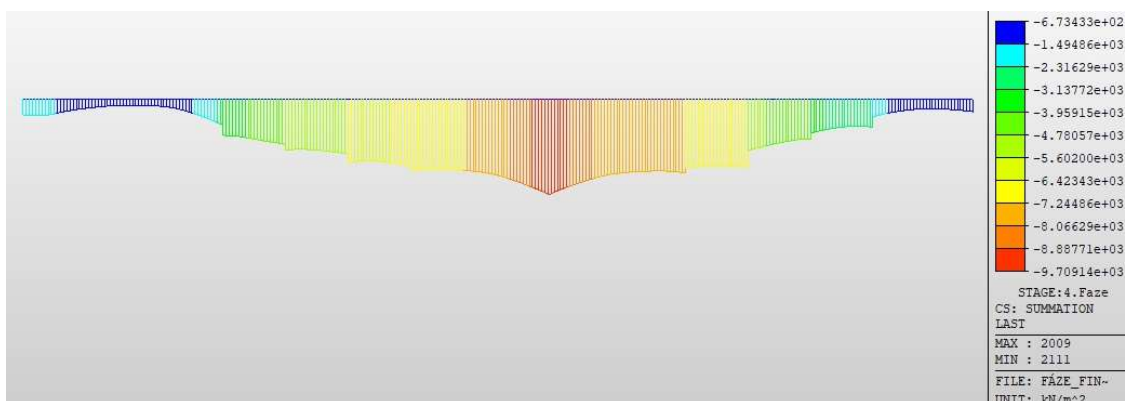
Obrázek 94: Normálové napětí na pravém trámu, 4. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $10,11 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $3,67 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



Obrázek 95: Normálové napětí na středním trámu, 4. fáze, horní vlákna

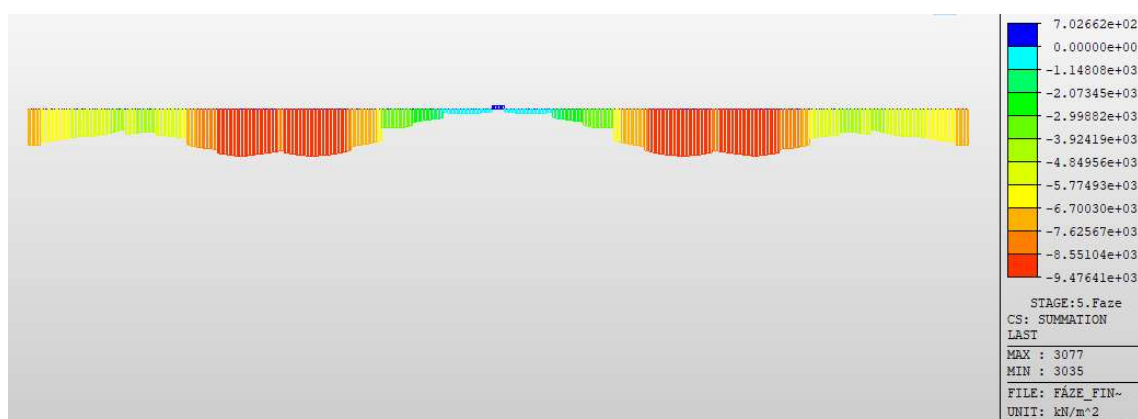


Obrázek 96: Normálové napětí na středním trámu, 4. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na středním trámu: $9,71 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $1,50 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

11.1.3.4 Průběhy normálových napětí – 5. fáze



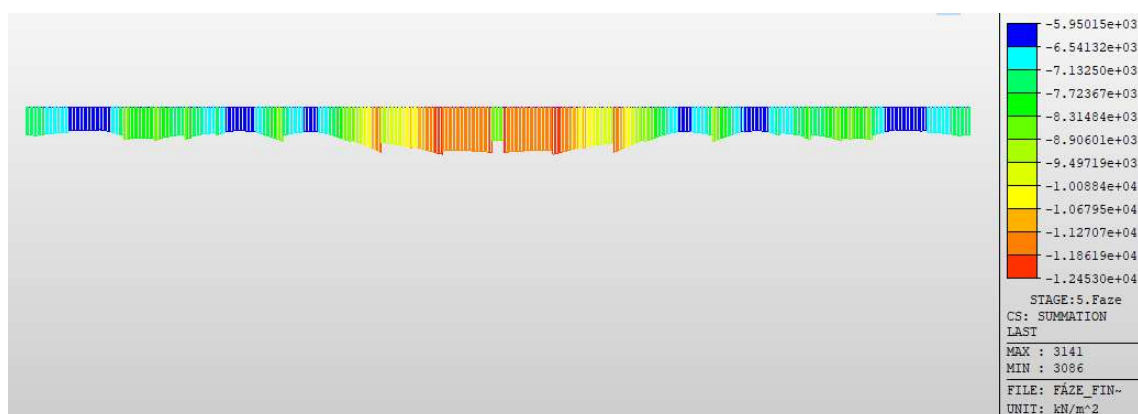
Obrázek 97: Normálové napětí na levém trámu, 5. fáze, horní vlákna

Ověření tažených vláken betonu: $0,70 \text{ MPa} < 2,32 \text{ MPa} = f_{ctm}(3)$

Ověření napětí v betonářské výztuži:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{0,70}{36,75 \cdot 10^3} = 0,019 \%$$

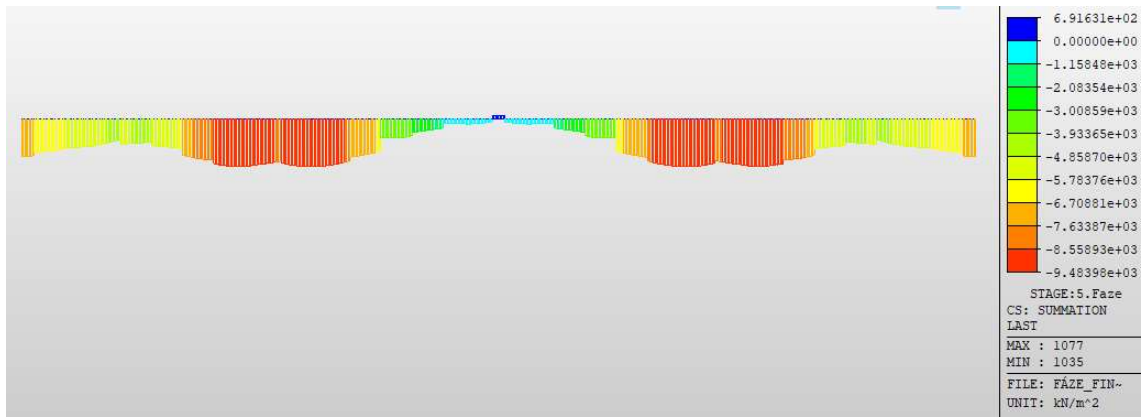
$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,019 \cdot 210 \cdot 10^3 = 4,00 < 400 \text{ MPa} = 0,8 \cdot f_{yk}$$



Obrázek 98: Normálové napětí na levém trámu, 5. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $12,45 \text{ MPa} < 15,28 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(10)$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $8,74 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



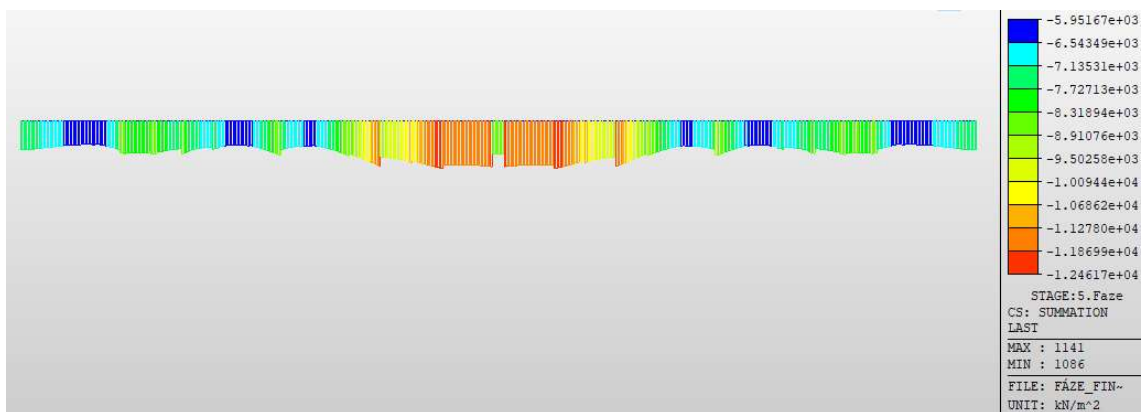
Obrázek 99: Normálové napětí na pravém trámu, 5. fáze, horní vlákna

Ověření tažených vláken betonu: $0,69 \text{ MPa} < 2,32 \text{ MPa} = f_{ctm}(3)$

Ověření napětí v betonářské výztuži:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{0,69}{36,75 \cdot 10^3} = 0,019 \%$$

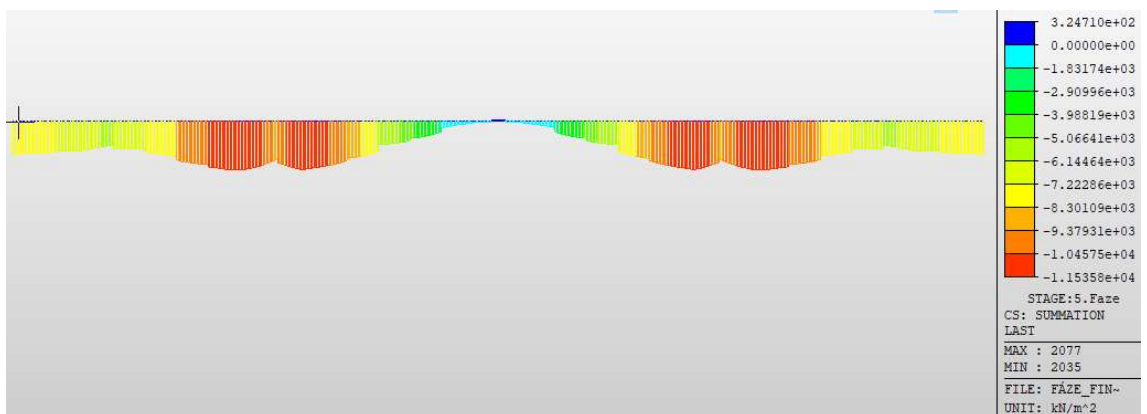
$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,019 \cdot 210 \cdot 10^3 = 3,94 < 400 \text{ MPa} = 0,8 \cdot f_{yk}$$



Obrázek 100: Normálové napětí na pravém trámu, 5. fáze, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $12,46 \text{ MPa} < 15,28 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(10)$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $8,76 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$



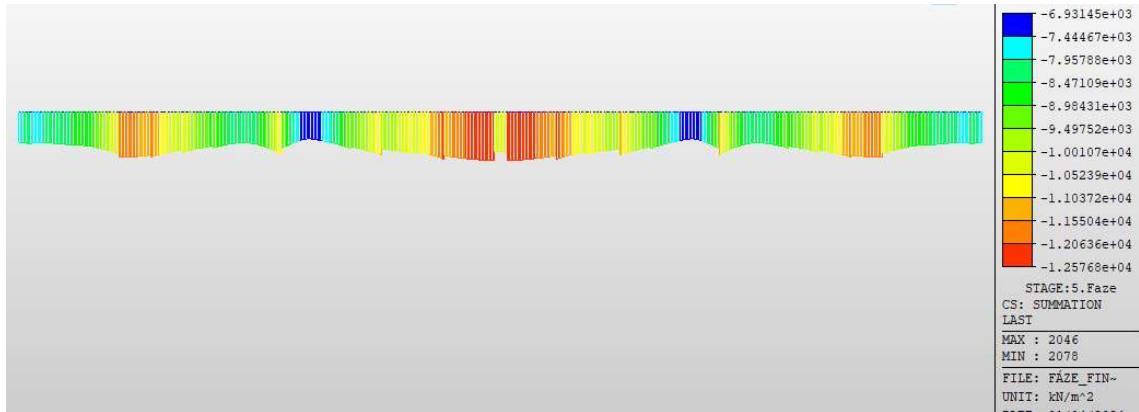
Obrázek 101: Normálové napětí na středním trámu, 5. fáze, horní vlákna

Ověření tažených vláken betonu: $0,32 \text{ MPa} < 2,32 \text{ MPa} = f_{ctm}(3)$

Ověření napětí v betonářské výztuži:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{0,32}{36,75 \cdot 10^3} = 0,008 \%$$

$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,008 \cdot 210 \cdot 10^3 = 1,83 < 400 \text{ MPa} = 0,8 \cdot f_{yk}$$

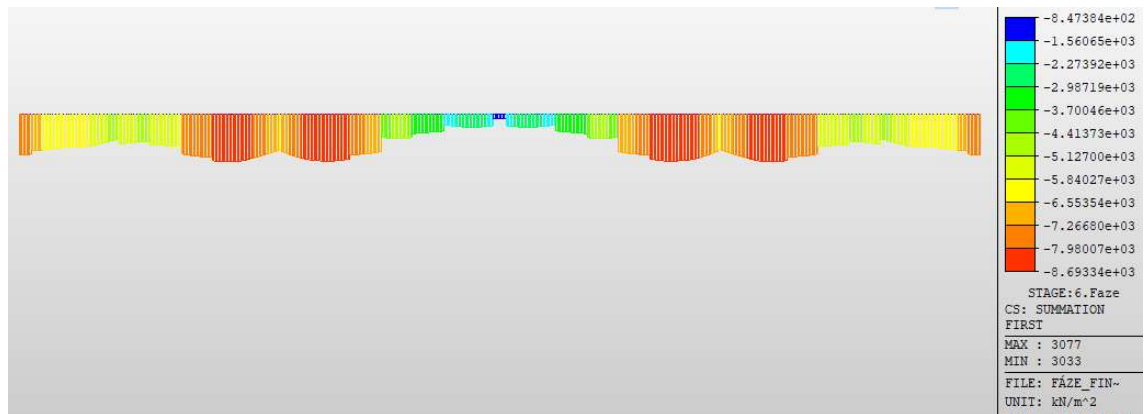


Obrázek 102: Normálové napětí na středním trámu, 5. fáze, dolní vlákna

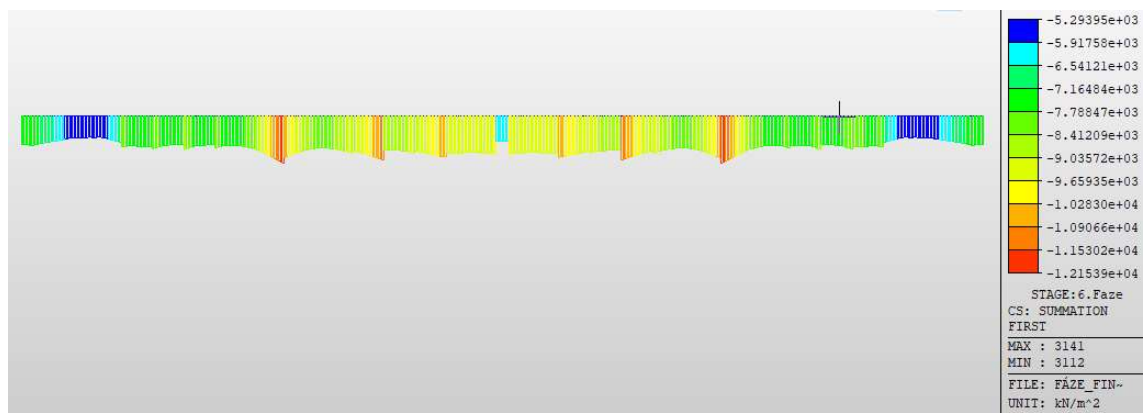
Největší tlakové napětí na pravém trámu: $12,57 \text{ MPa} < 15,28 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(10)$

Největší tlakové napětí na nové lamele: $10,01 \text{ MPa} < 10,72 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}(3)$

11.1.3.5 6. fáze – Před uvedením do provozu

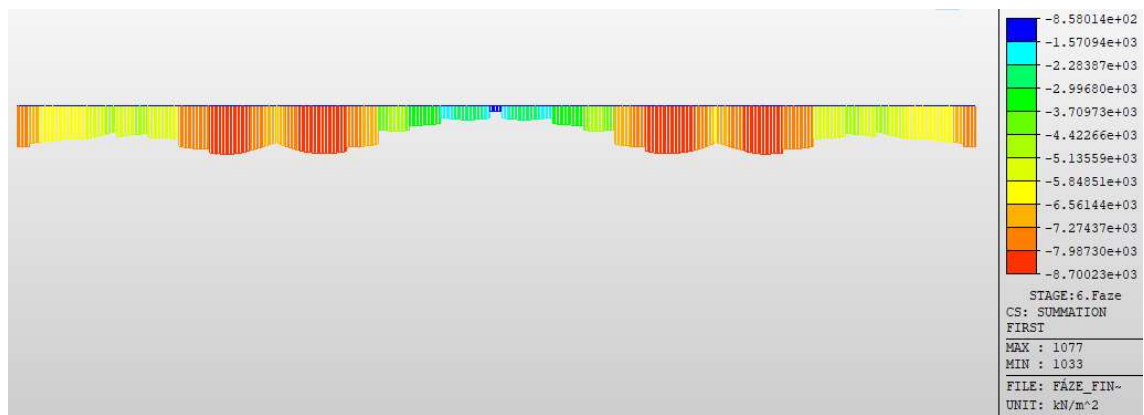


Obrázek 103: Normálové napětí na levém trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna



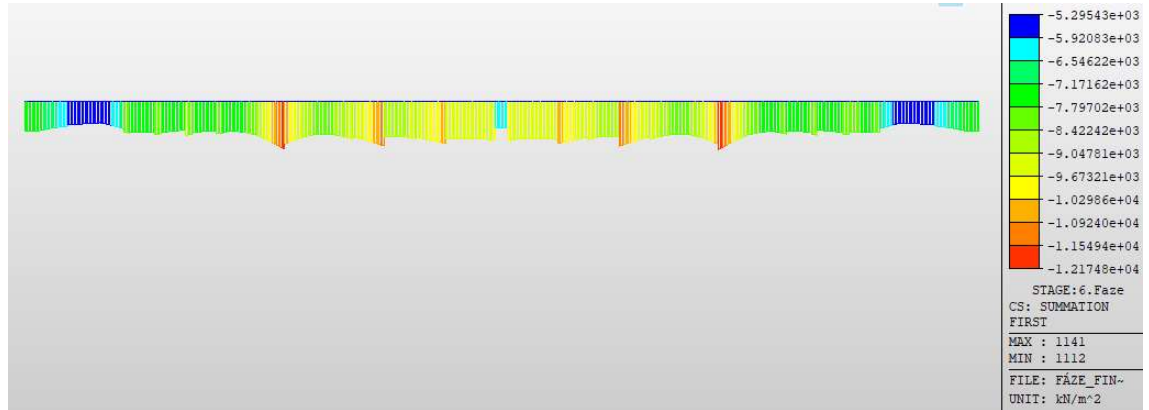
Obrázek 104: Normálové napětí na levém trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $12,15 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$



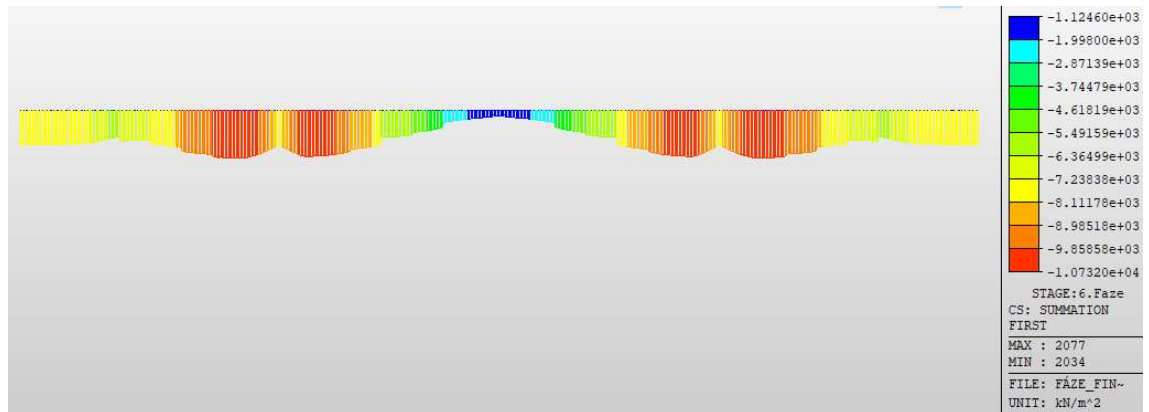
Obrázek 105: Normálové napětí na pravém trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna

k

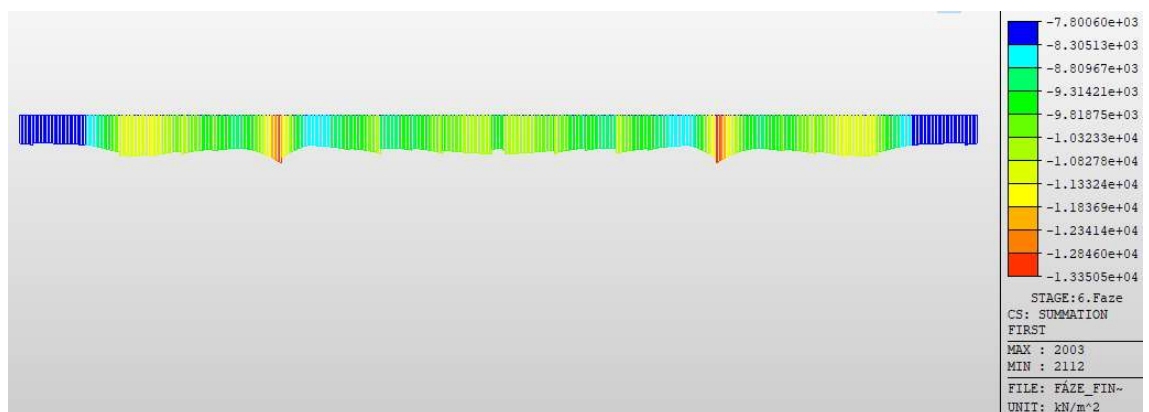


Obrázek 106: Normálové napětí na pravém trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $12,17 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$



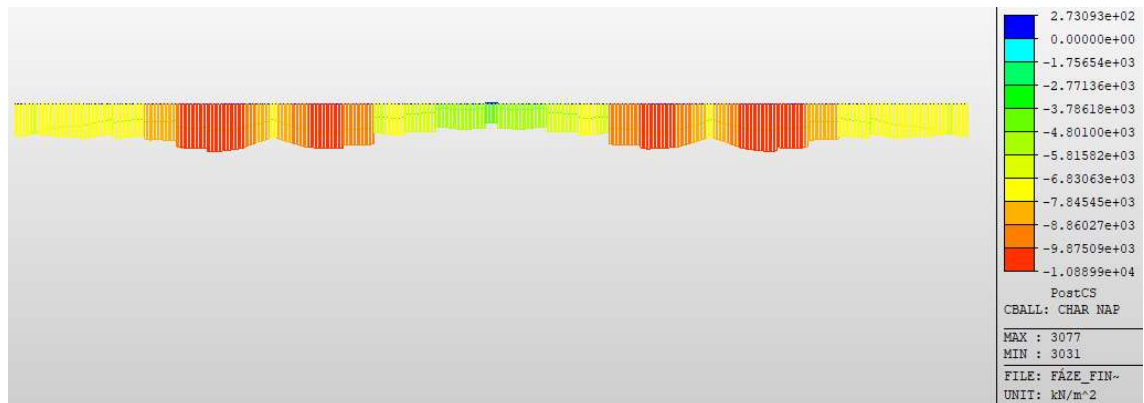
Obrázek 107: Normálové napětí na středním trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna



Obrázek 108: Normálové napětí na středním trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $13,35 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

11.1.3.6 Průběhy normálových napětí – 6. fáze, UP – char. kombinace



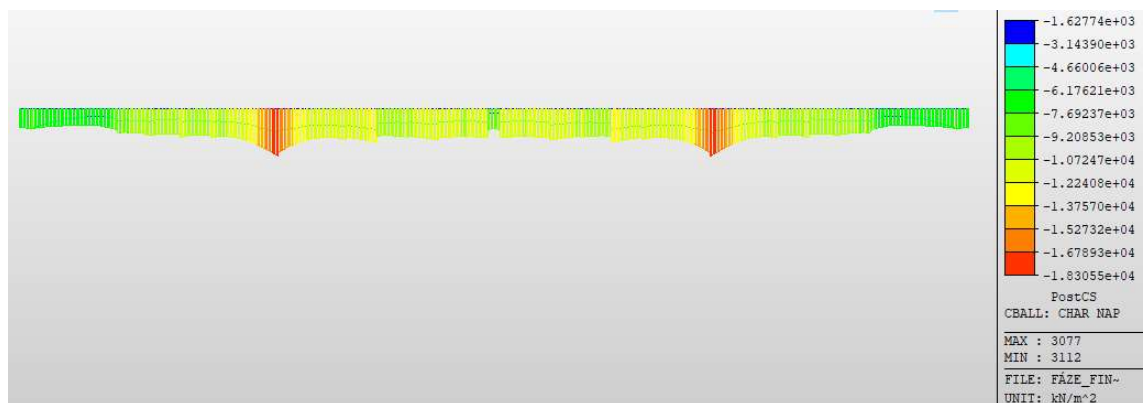
Obrázek 109: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna

Ověření tažených vláken betonu: $0,27 \text{ MPa} < 2,32 \text{ MPa} = f_{ctm}(3)$

Ověření napětí v betonářské výztuži:

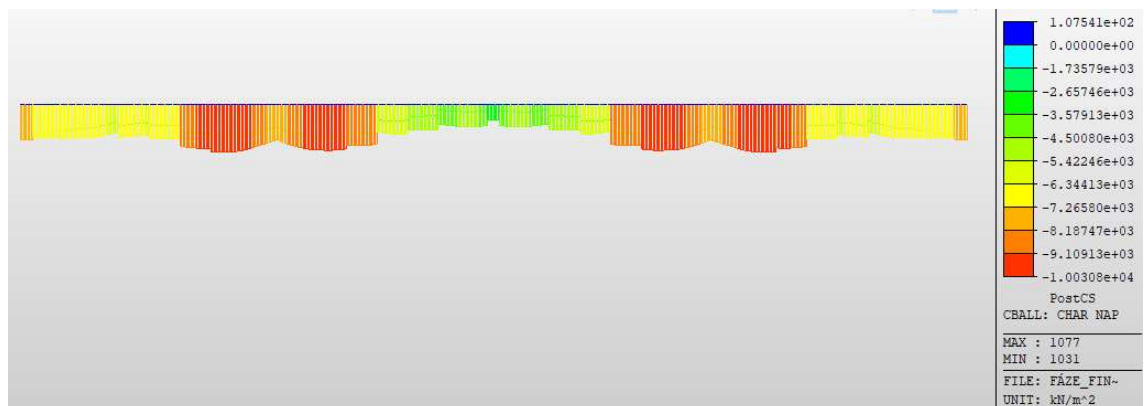
$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{0,27}{36,75 \cdot 10^3} = 0,007 \%$$

$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,007 \cdot 210 \cdot 10^3 = 1,54 < 400 \text{ MPa} = 0,8 \cdot f_{yk}$$



Obrázek 110: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $18,31 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$



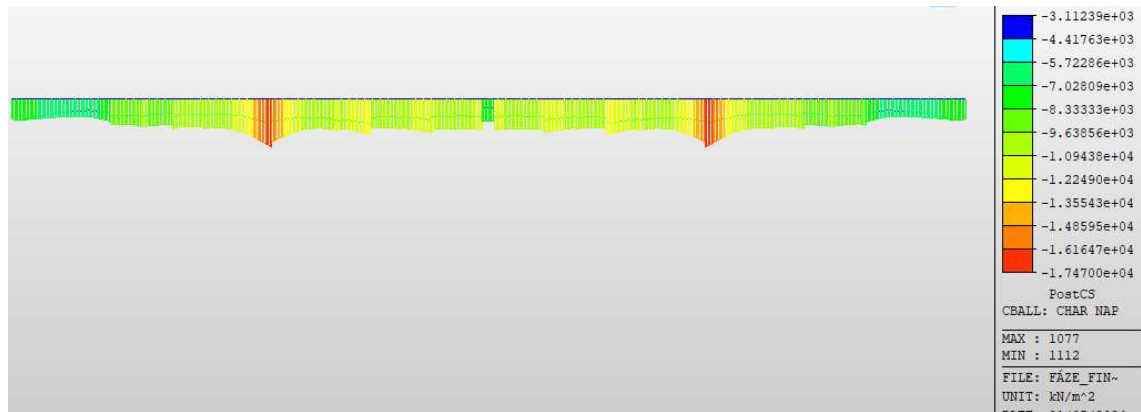
Obrázek 111: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna

Ověření tažených vláken betonu: $0,11 \text{ MPa} < 2,32 \text{ MPa} = f_{ctm}(3)$

Ověření napětí v betonářské výztuži:

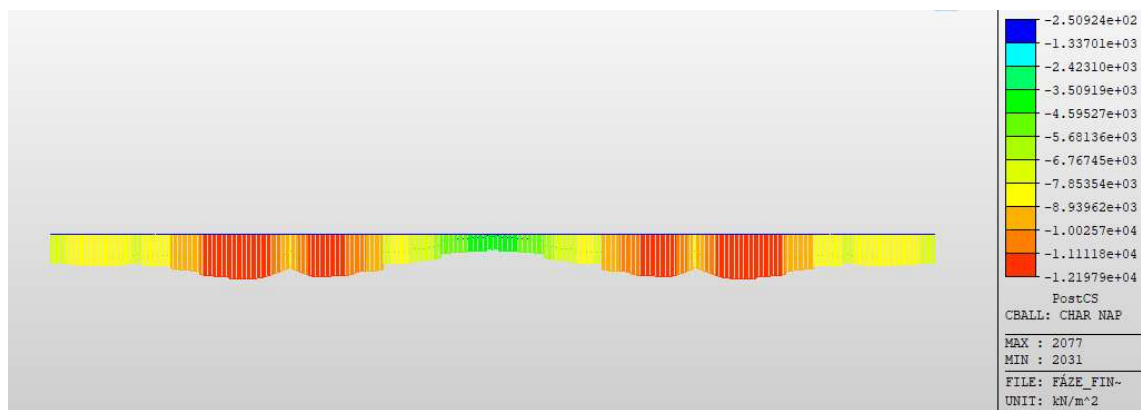
$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{0,11}{36,75 \cdot 10^3} = 0,003 \%$$

$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,003 \cdot 210 \cdot 10^3 = 0,63 < 400 \text{ MPa} = 0,8 \cdot f_{yk}$$

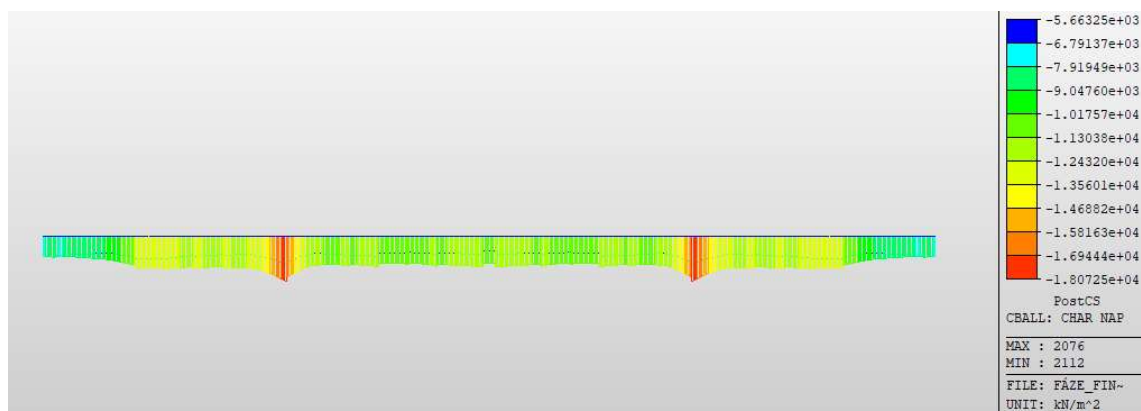


Obrázek 112: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na pravém trámu: $17,47 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$



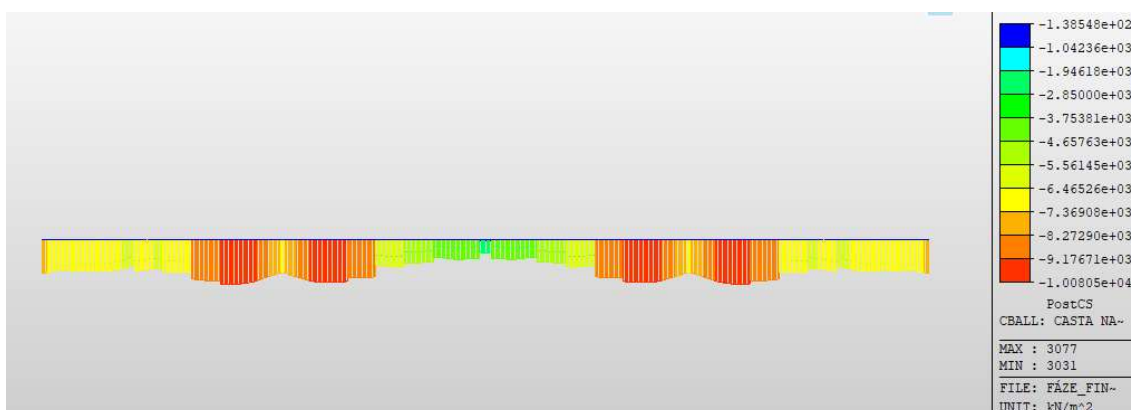
Obrázek 113: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna



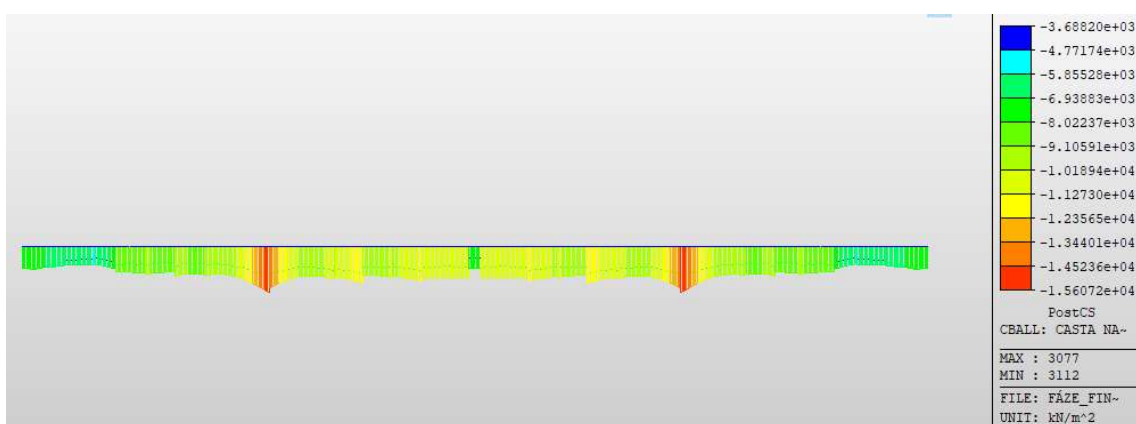
Obrázek 114: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na středním trámu: $18,07 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$

11.1.3.7 Průběhy normálových napětí – 6. fáze, UP – častá kombinace

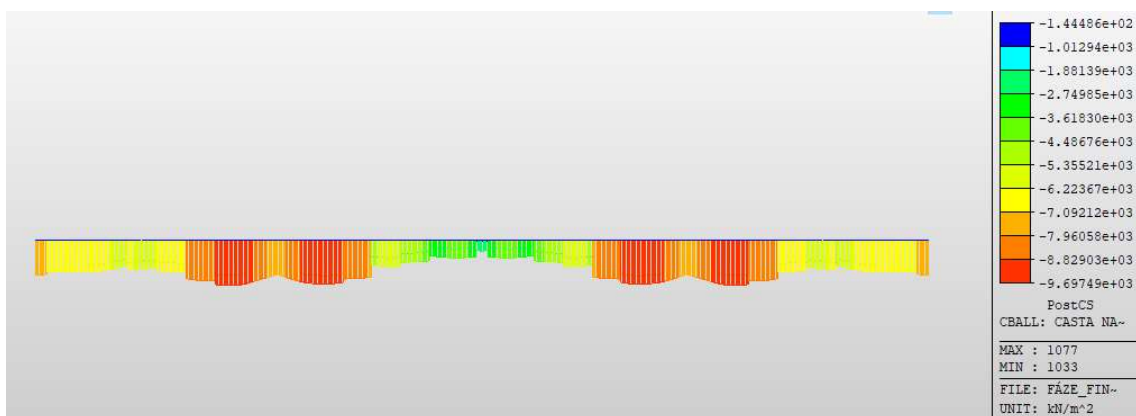


Obrázek 115: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna

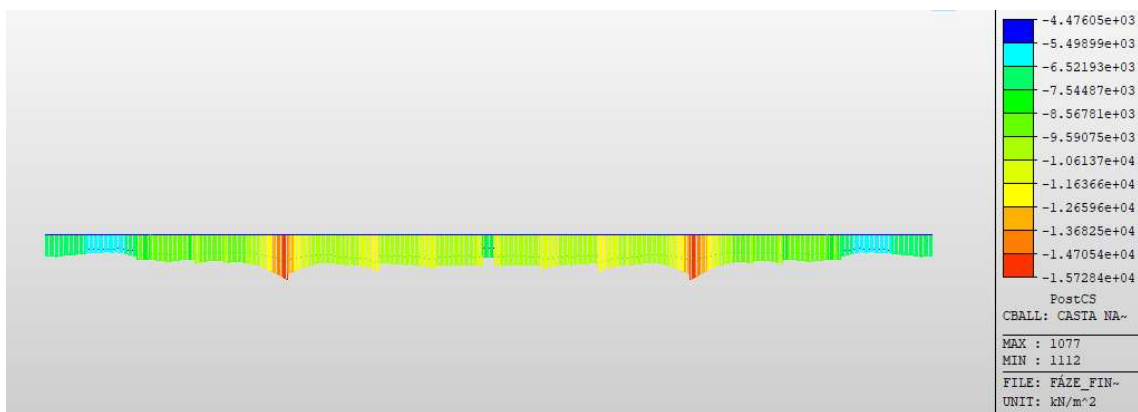


Obrázek 116: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-0,139 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$

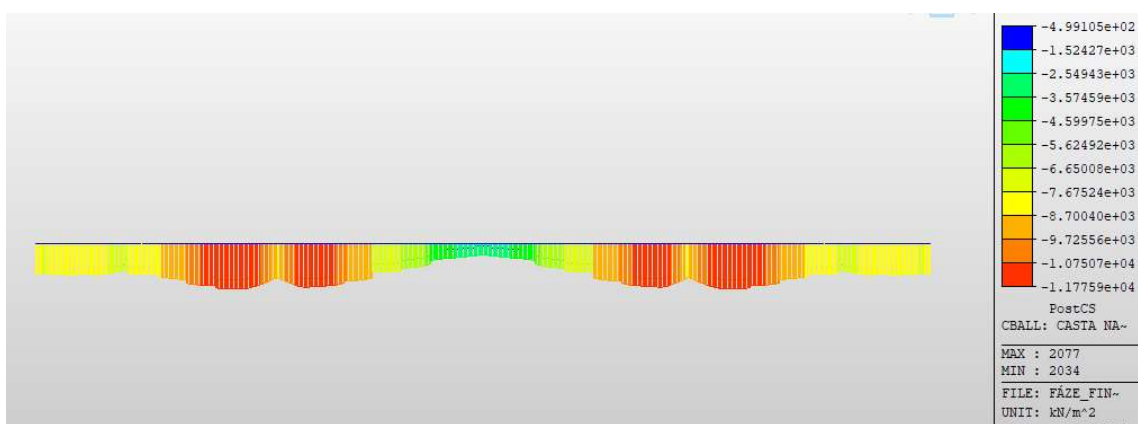


Obrázek 117: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna

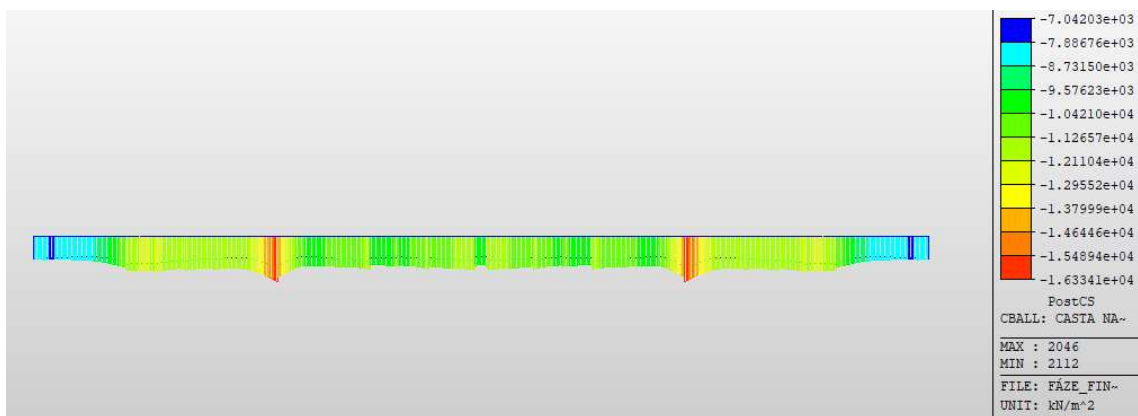


Obrázek 118: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-0,144 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$



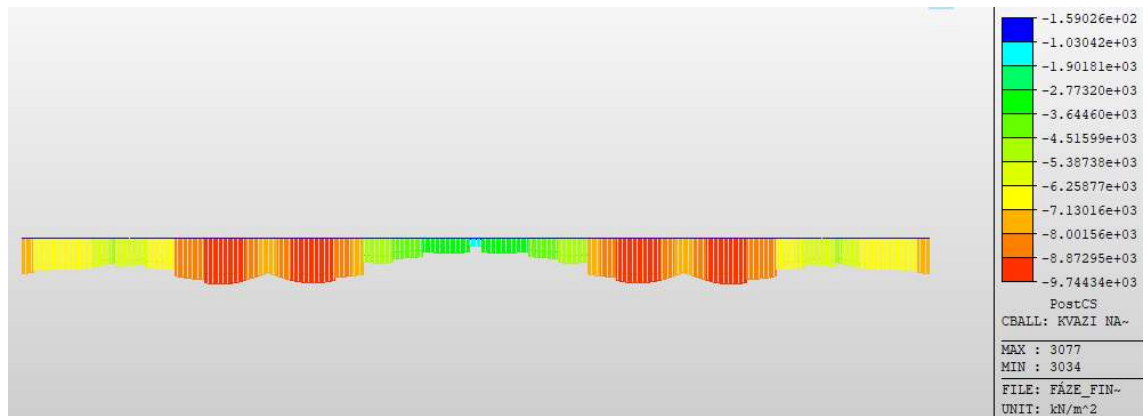
Obrázek 119: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna



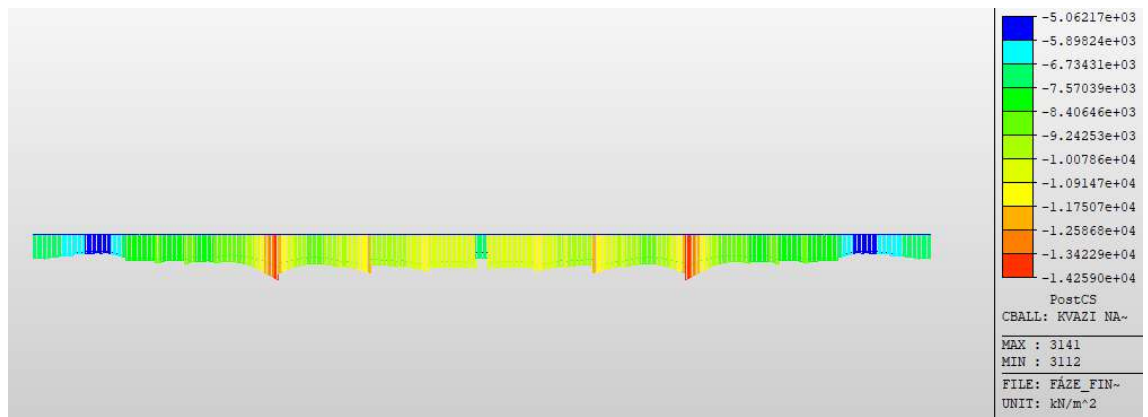
Obrázek 120: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-0,499 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$

11.1.3.8 Průběhy normálových napětí – 6. fáze, UP – kvazi. Kombinace

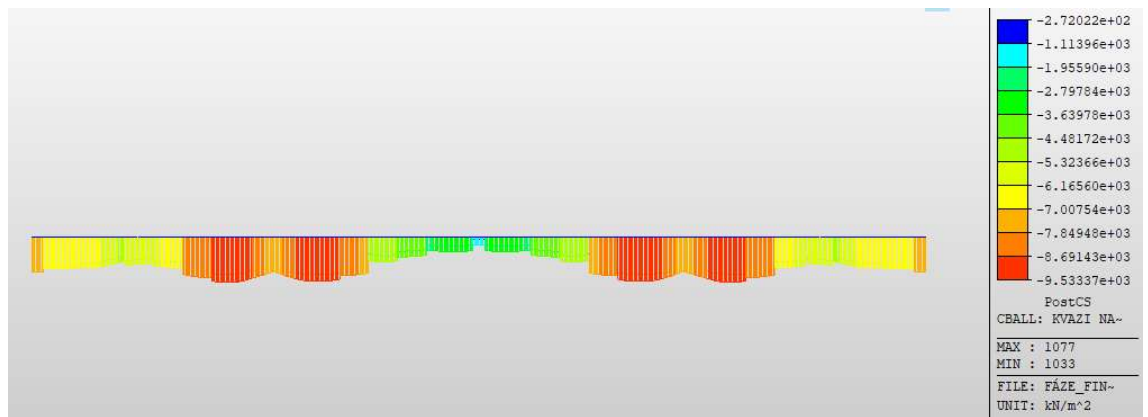


Obrázek 121: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna

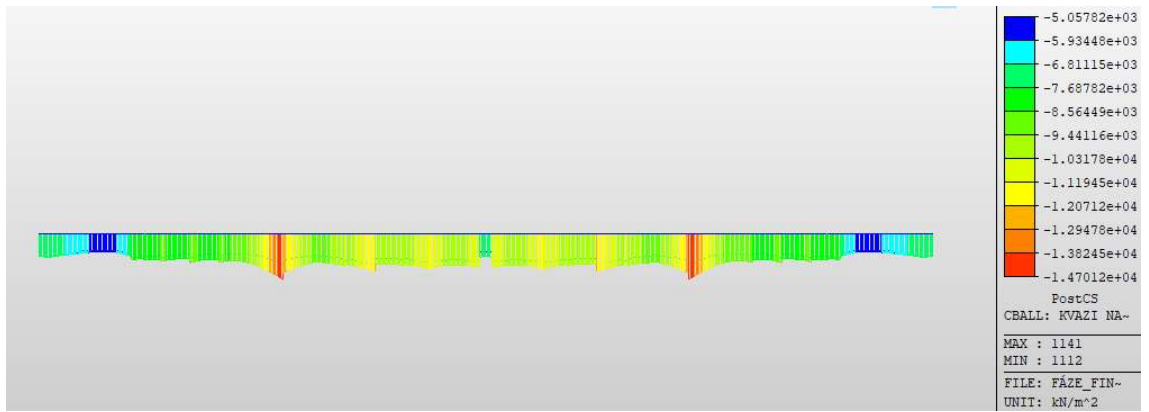


Obrázek 122: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $14,26 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

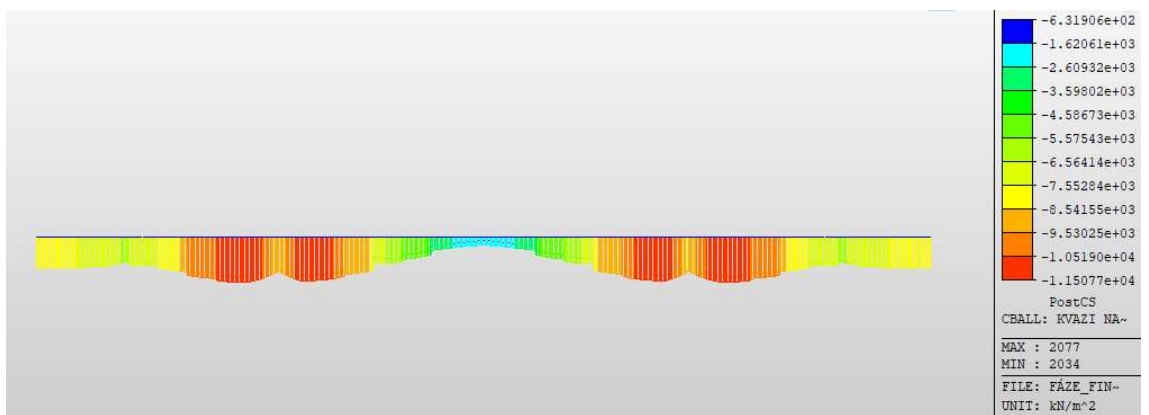


Obrázek 123: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna

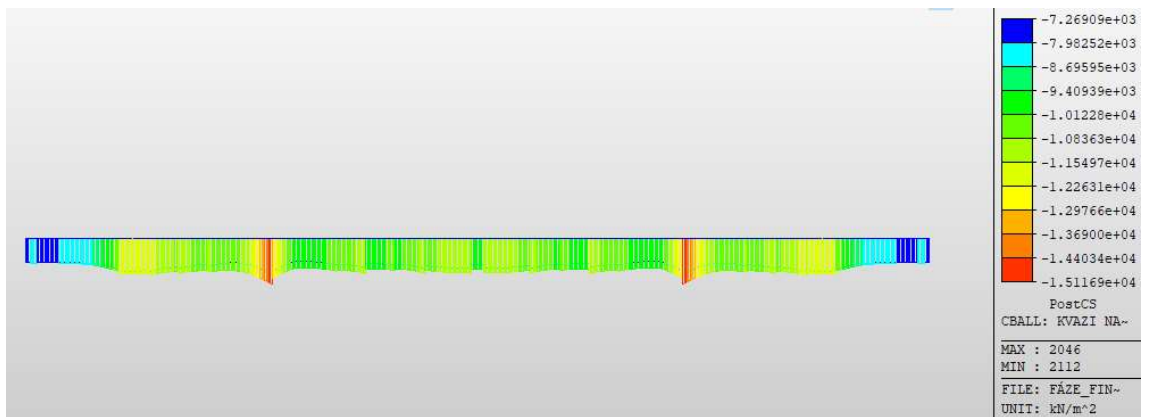


Obrázek 124: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $14,70 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$



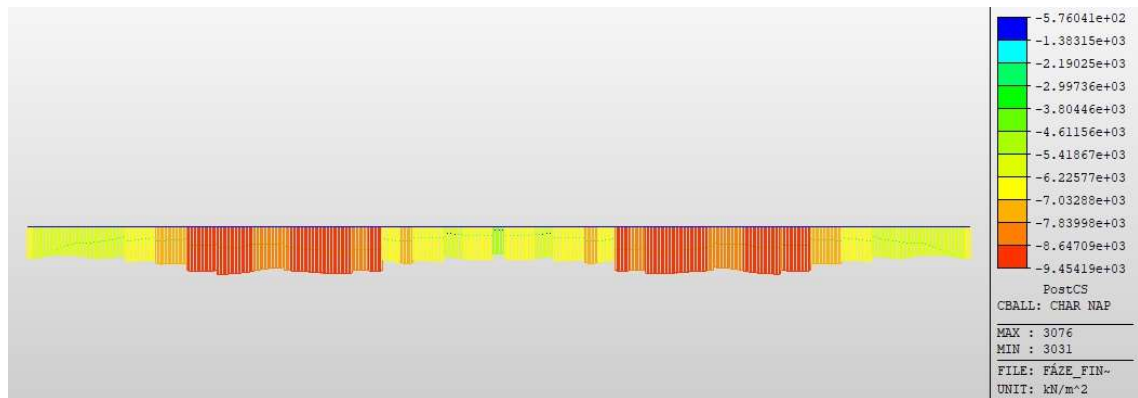
Obrázek 125: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna



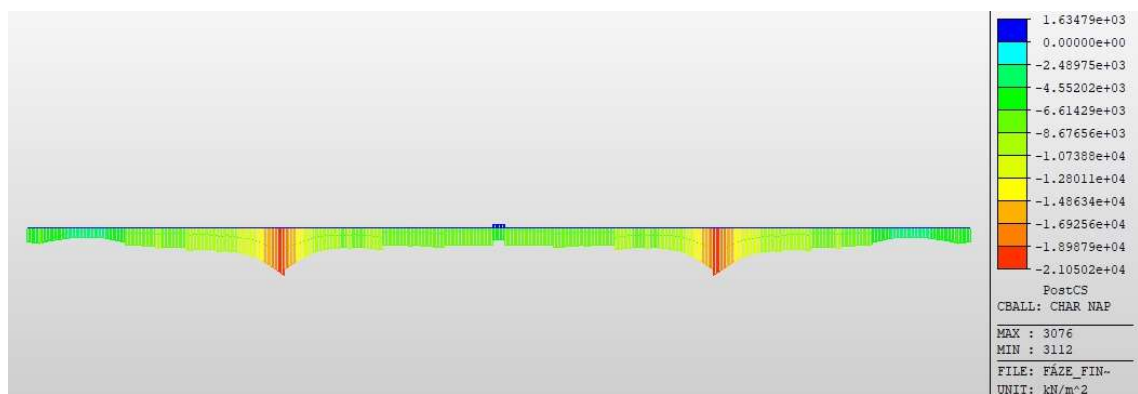
Obrázek 126: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $15,12 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

11.1.3.9 Průběhy normálových napětí – 7. fáze – charakteristická kombinace



Obrázek 127: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna



Obrázek 128: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna

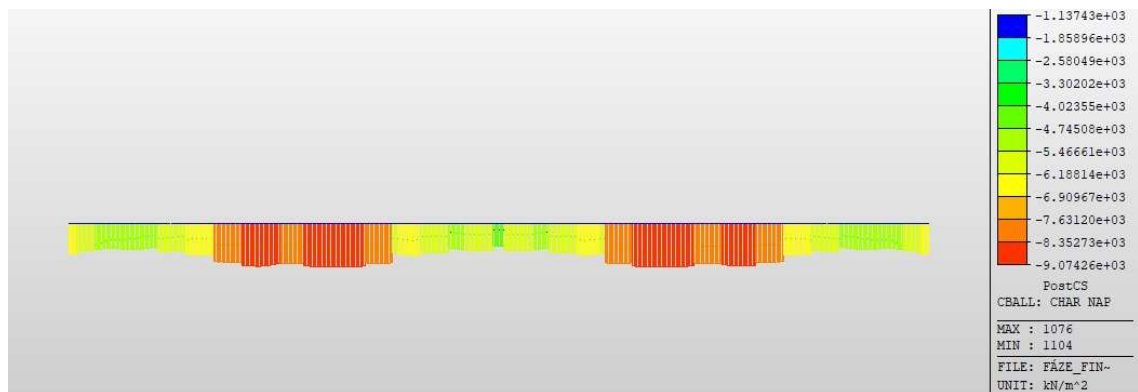
Největší tlakové napětí na levém trámu: $21,05 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$

Ověření tažených vláken betonu: $1,63 \text{ MPa} < 3,50 \text{ MPa} = f_{ctm}$

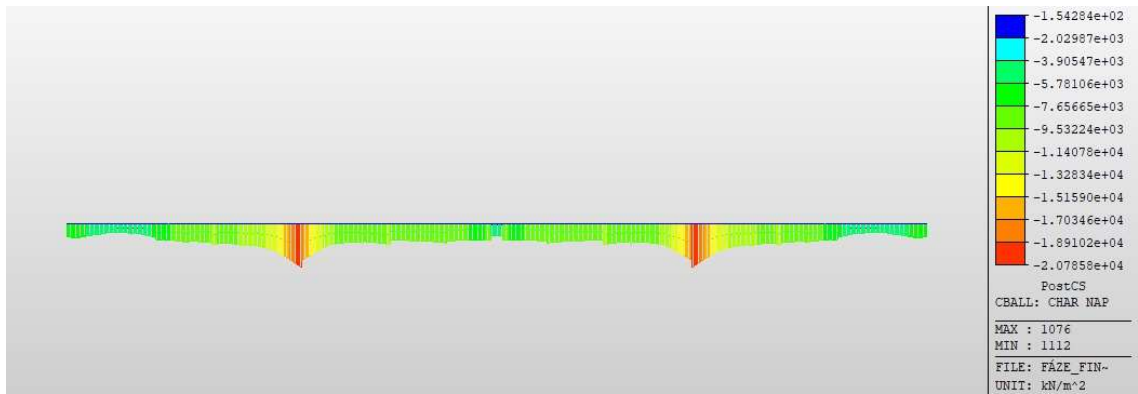
Ověření napětí v betonářské výztuži:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_n}{E_c} = \frac{1,635}{36,75 \cdot 10^3} = 0,0445 \%$$

$$\sigma_{n,s} = \varepsilon \cdot E_s = 0,0445 \cdot 210 \cdot 10^3 = 9,34 < 400 = 0,8 \cdot f_{yk}$$

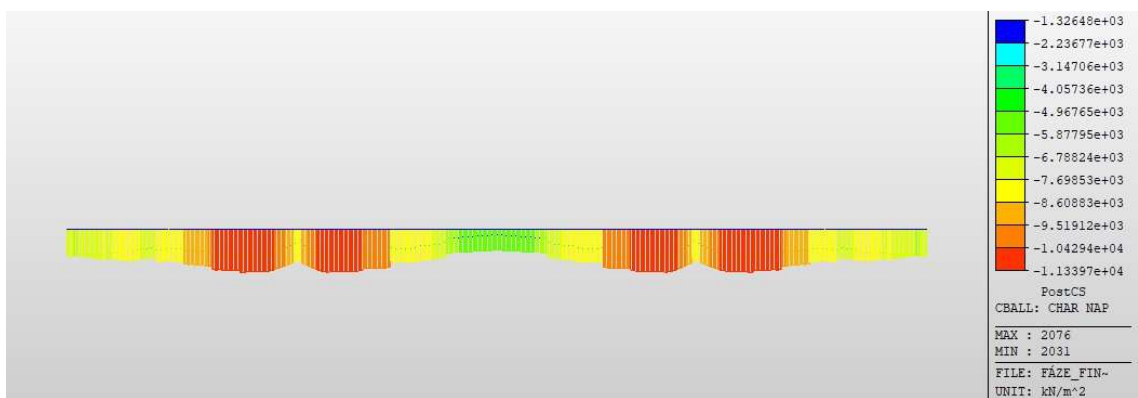


Obrázek 129: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna

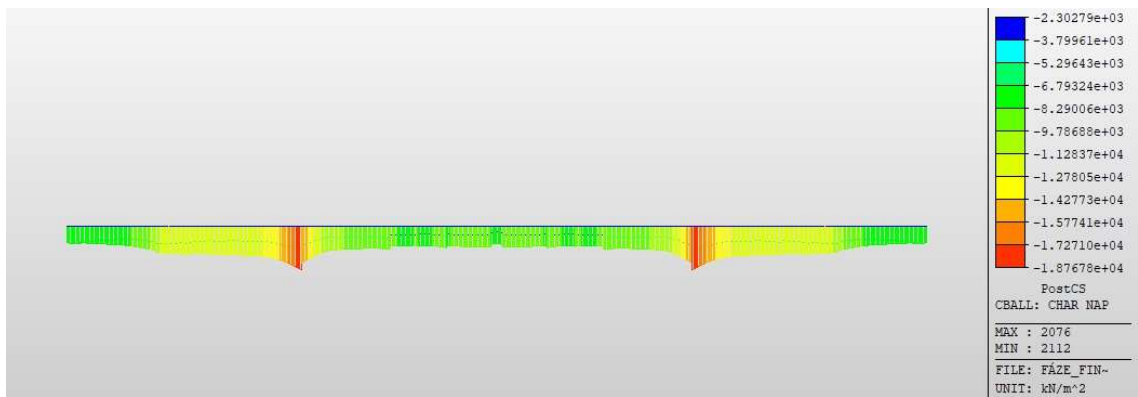


Obrázek 130: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $20,78 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$



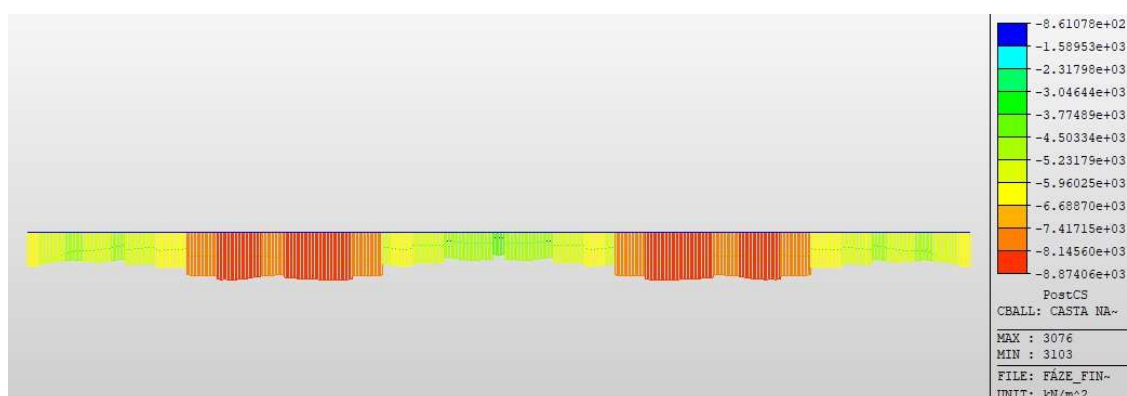
Obrázek 131: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna



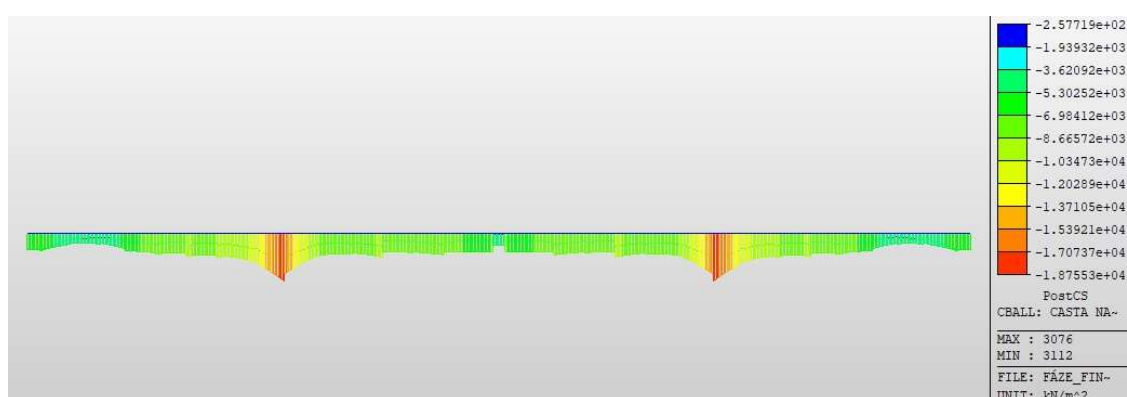
Obrázek 132: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $18,77 \text{ MPa} < 24,00 \text{ MPa} = 0,6 \cdot f_{ck}$

11.1.3.10 Průběhy normálových napětí – 7. fáze – častá kombinace

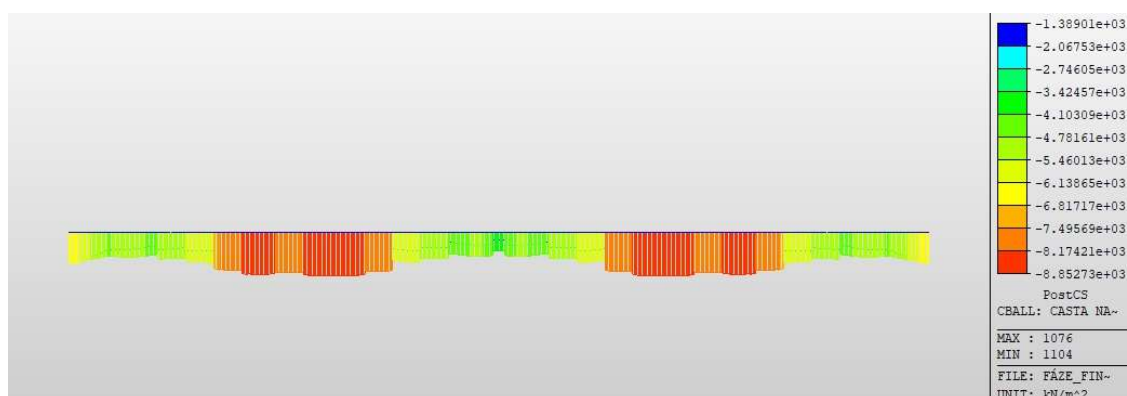


Obrázek 133: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna

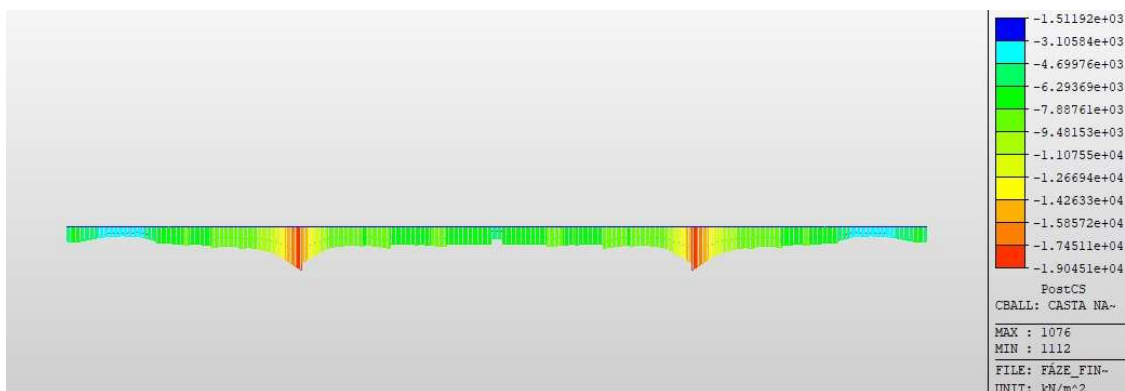


Obrázek 134: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-0,258 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$

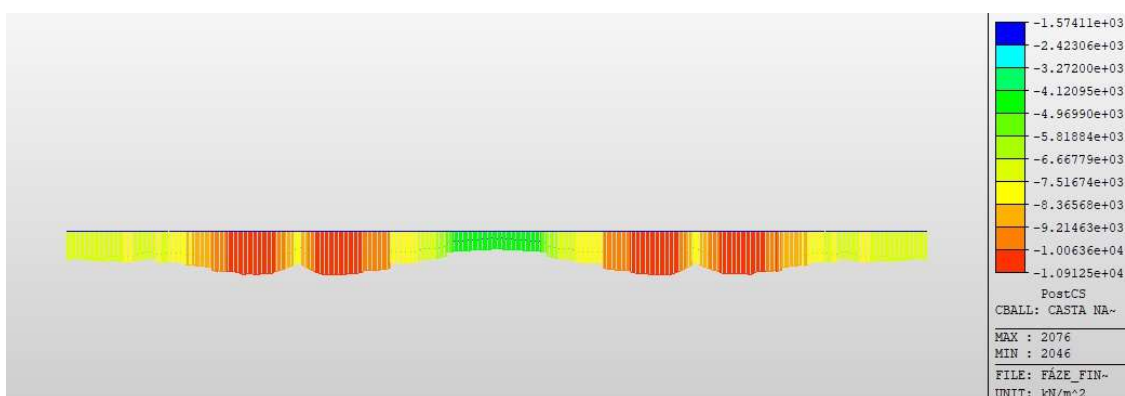


Obrázek 135: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna

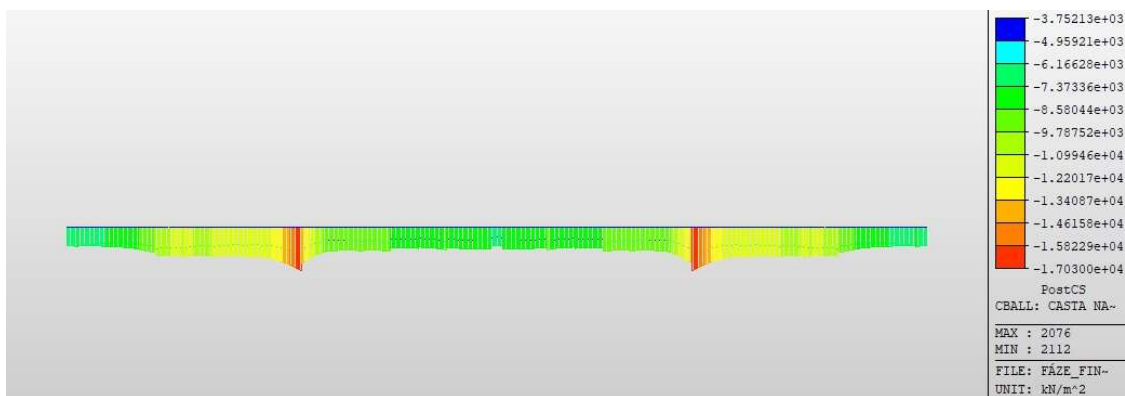


Obrázek 136: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-1,39 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$



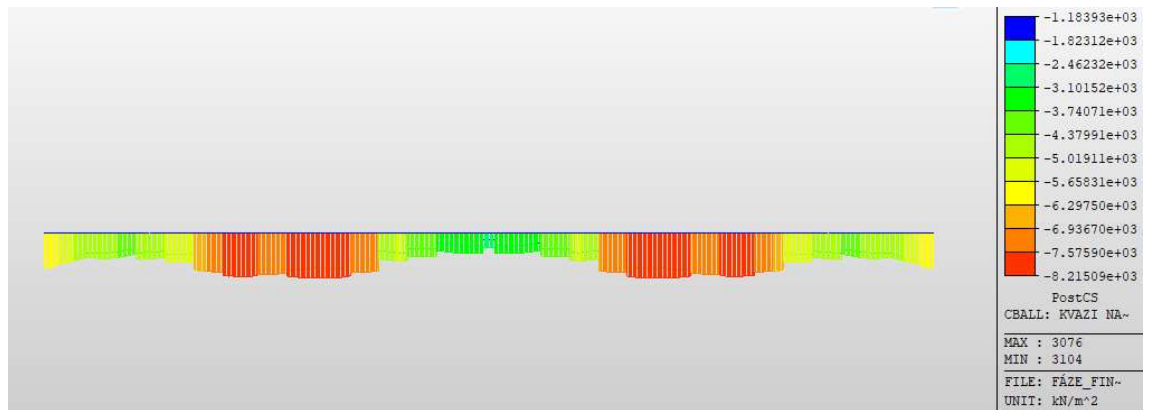
Obrázek 137: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna



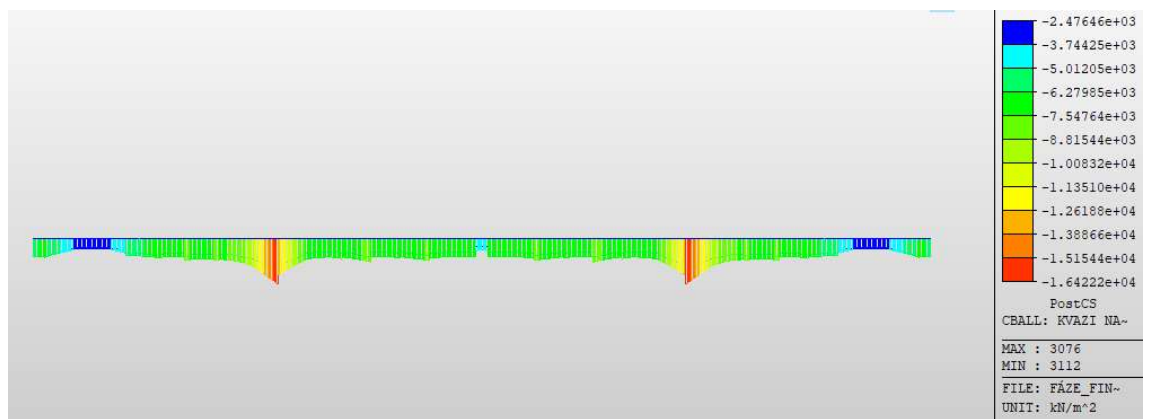
Obrázek 138: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna

Nejmenší tlakové napětí na levém trámu: $-1,57 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$

11.1.3.11 Průběhy normálových napětí – 7. fáze – kvazistálá kombinace

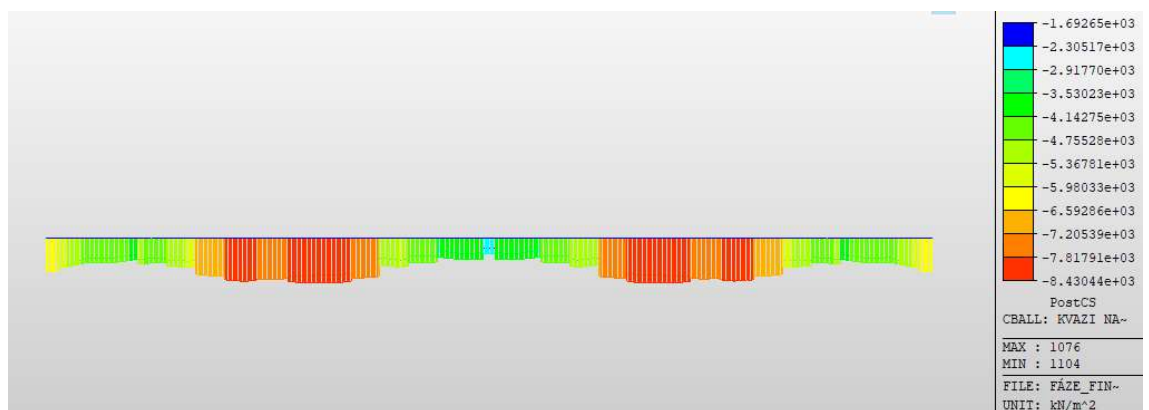


Obrázek 139: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna

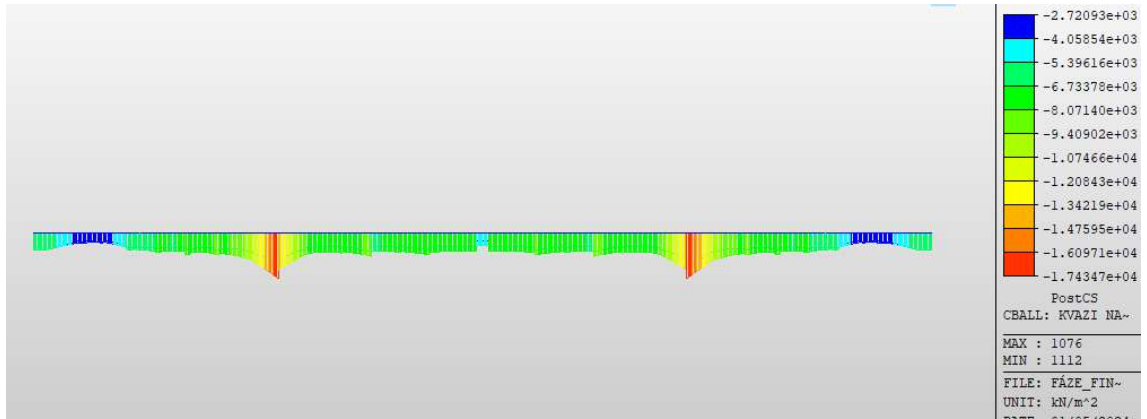


Obrázek 140: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – kvazi. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $16,42 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

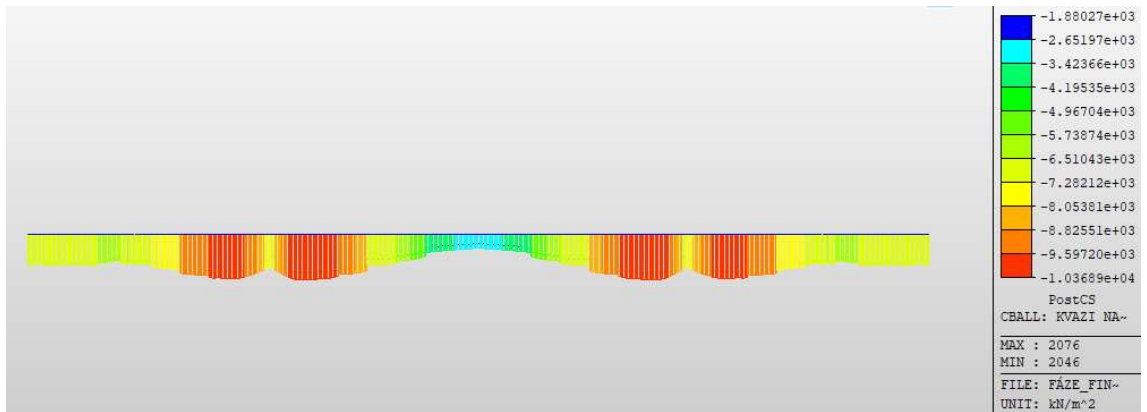


Obrázek 141: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna

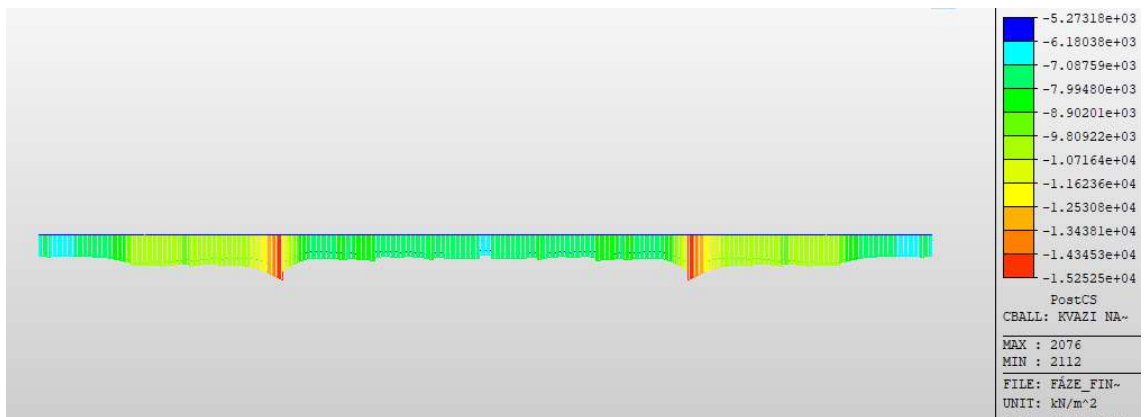


Obrázek 142: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – kvazi. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $17,43 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$



Obrázek 143: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna

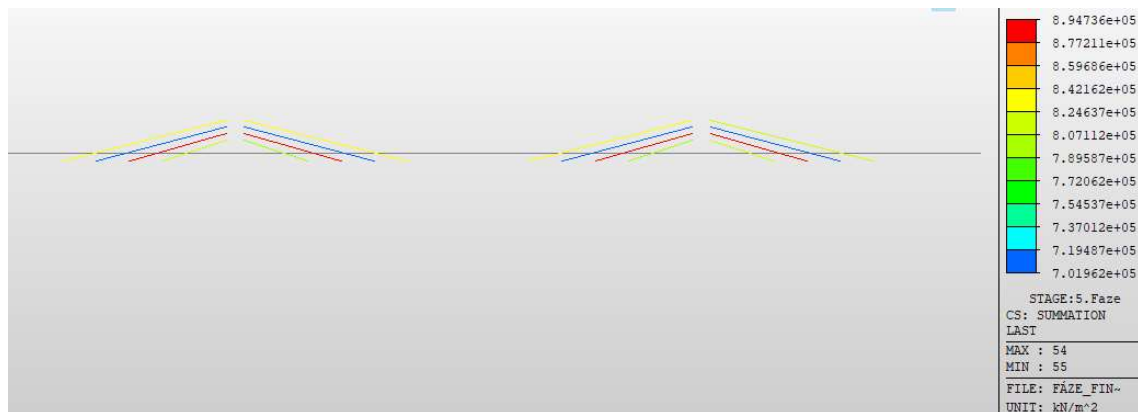


Obrázek 144: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – kvaz. k., dolní vlákna

Největší tlakové napětí na levém trámu: $15,25 \text{ MPa} < 18,00 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck}$

11.1.4 Posouzení extradosed kabelů

V následujících tabulkách jsou vypsané hodnoty napětí získané z programu MIDAS Civil. Limitní hodnota napětí je 1116 MPa, viz kap. 11.1.2. Posuzována jsou maximální napětí vzniklá od charakteristické kombinace zatížení.



Obrázek 145: Příklad výstupu hodnot napětí v extradosed kabelech

11.1.4.1 2. fáze

Tabulka 23: Napětí v extradosed kabelech – 2. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	-	-
	II.	-	-
	III.	960,6	OK
	IV.	881,6	OK
Střední rovina závěsů	I.	-	-
	II.	-	-
	III.	952,9	OK
	IV.	835,9	OK
Pravá rovina závěsů	I.	-	-
	II.	-	-
	III.	960,6	OK
	IV.	881,6	OK

11.1.4.2

3. fáze

Tabulka 24: Napětí v extradosed kabelech – 3. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	883,9	OK
	II.	762,4	OK
	III.	941,4	OK
	IV.	863,1	OK
Střední rovina závěsů	I.	961,5	OK
	II.	758,3	OK
	III.	930,6	OK
	IV.	814,8	OK
Pravá rovina závěsů	I.	883,9	OK
	II.	762,4	OK
	III.	941,4	OK
	IV.	863,1	OK

11.1.4.3

4. fáze

Tabulka 25: Napětí v extradosed kabelech – 4. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	906,6	OK
	II.	783,5	OK
	III.	961,4	OK
	IV.	878,9	OK
Střední rovina závěsů	I.	995,0	OK
	II.	789,0	OK
	III.	956,1	OK
	IV.	836,0	OK
Pravá rovina závěsů	I.	906,6	OK
	II.	783,5	OK
	III.	961,4	OK
	IV.	878,9	OK

11.1.4.4

5. fáze

Tabulka 26: Napětí v extradosed kabelech – 5. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	838,4	OK
	II.	711,4	OK
	III.	893,9	OK
	IV.	818,3	OK
Střední rovina závěsů	I.	905,1	OK
	II.	696,6	OK
	III.	870,7	OK
	IV.	758,0	OK
Pravá rovina závěsů	I.	838,4	OK
	II.	711,4	OK
	III.	893,9	OK
	IV.	818,3	OK

11.1.4.5

6. fáze

Tabulka 27: Napětí v extradosed kabelech – 6. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	848,6	OK
	II.	723,2	OK
	III.	906,3	OK
	IV.	830,3	OK
Střední rovina závěsů	I.	913,8	OK
	II.	706,6	OK
	III.	881,2	OK
	IV.	768,1	OK
Pravá rovina závěsů	I.	848,6	OK
	II.	723,2	OK
	III.	906,3	OK
	IV.	830,3	OK

11.1.4.6 7. fáze

Tabulka 28: Napětí v extradosed kabelech – 7. fáze

Rovina závěsů	Číslo závěsu	Max. napětí v závěsech [MPa]	Stav
Levá rovina závěsů	I.	840,2	OK
	II.	715,6	OK
	III.	900,1	OK
	IV.	821,0	OK
Střední rovina závěsů	I.	897,2	OK
	II.	689,1	OK
	III.	863,1	OK
	IV.	747,9	OK
Pravá rovina závěsů	I.	833,2	OK
	II.	708,7	OK
	III.	893,3	OK
	IV.	814,4	OK

11.2 Omezení trhlin

Vzniku nadměrných ohybových trhlin na konstrukci by mělo být zabráněno za předpokladu, že je splněn požadavek dekomprese při časté kombinaci zatížení. Konstrukce je navržena tak, aby po dobu její životnosti nevznikla od časté kombinace zatížení na hlavních nosných trámech tahová napětí, viz. kap. 11.1.3, tudíž bude zajištěna dekomprese.

11.3 Ověření hlavních napětí

Ověření hlavních napětí je v předpjatých prvcích prováděno pro omezení vzniku, respektive šířky, smykových trhlin. Posouzení je provedeno dle ČSN EN 1992-2 [6] přílohy QQ, která omezuje hlavní tahová napětí na hodnotu f_{ctb} , což je směrově závislá pevnost betonu v tahu před vznikem trhlin při dvouosé napjatosti.

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk;0,05}$$

Pro hodnotu hlavního tlakového napětí σ_3 je uvažována hodnota:

$$\sigma_3 = 0,6 \cdot f_{ck}$$

Průřez je posuzován zjednodušeně, přičemž je uvažováno, že nejmenší směrově závislá hodnota pevnosti betonu v tahu bude zároveň dosažena s maximální přípustnou hodnotou hlavního tlakového napětí σ_3 . Pro beton hlavních nosných trámů C40/50 platí hodnoty:

$$\sigma_3 = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{24}{40}\right) \cdot 2,5 = 1,30 \text{ MPa}$$

Hlavní tahová napětí na průřezu jsou vyčtena z programu Midas Civil. Pro vybraná vlákna po výšce průřezu byla vyčtena a posouzena největší hlavní tahová napětí od charakteristické kombinace zatížení.

11.3.1 Krajní trám

Největší hlavní tahová napětí byla zjištěna v průřezu u opěry O1 ($x = 7 \text{ m}$) ve vláknech blízkých těžišti.

$$\sigma_1 = 741 \text{ kPa}$$

$$0,74 \leq 1,30 \text{ MPa} = f_{ctb}$$

11.3.2 Střední trám

Největší hlavní tahová napětí byla zjištěna v průřezu na konci první letmo betonované lamely ($x = 47 \text{ m}$) ve vláknech blízkých těžišti.

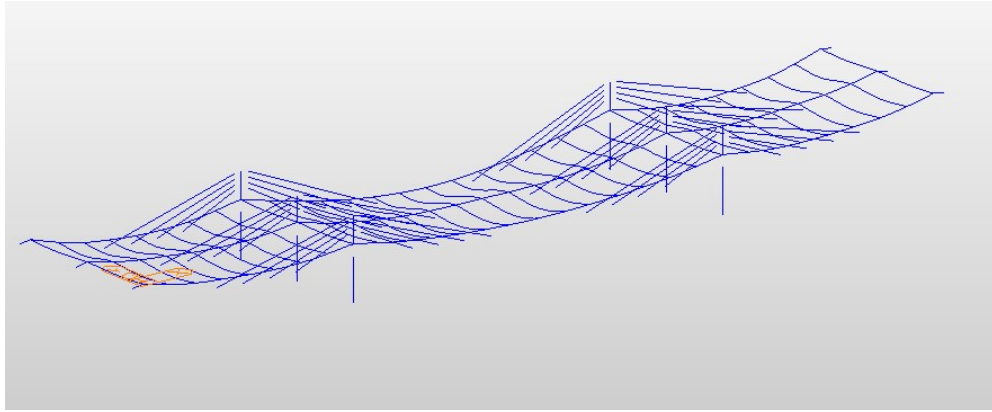
$$\sigma_1 = 66,6 \text{ kPa}$$

$$0,066 \leq 1,30 \text{ MPa} = f_{ctb}$$

11.4 Omezení průhybů

Dle normy ČSN EN 73 6214 [10] jsou dány limitní hodnoty průhybů pro předpjaté konstrukce vztahem $L/600$, kde L je bráno jako délka největšího rozpětí na konstrukci. Pro navrhovaný most je hodnota $L = 70 \text{ m}$, délka středního pole.

Stanovení průhybů na konci životnosti konstrukce je popsáno v kapitole 10.5.3. Hodnota $u_{z,\min}$ reprezentuje největší svislou deformaci, která vznikla ve středním poli.



Obrázek 146: Průhyb konstrukce na konci životnosti



Obrázek 147: Průhyb středního trámu na konci životnosti

$$u_{z,min} \leq L/600$$

$$37 \leq 116,67 \text{ mm}$$

Konstrukce vyhovuje.

12. Posouzení MSÚ

12.1 Návrhové vnitřní síly

V tabulce 29 jsou vypsány návrhové hodnoty vnitřních sil vznikajících ve středu rozpětí a nad podporou, které jsou dané kombinací zatížení MSÚ, ta tvoří obálku vnitřních sil daných kombinacemi zatížení 6.10a a 6.10b. Vnitřní síly jsou vyčteny z výpočetních fází 6 a 7, tedy v čase uvedení konstrukce do provozu a na konci její životnosti.

Tabulka 29: Návrhové vnitřní síly pro posouzení MSÚ

	Průřez	Kombinace	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]
Krajní trám	Střed	MSÚ max	-18658	1334	24178
		MSÚ min	-23845	-1335	-11043
	Nad podporou	MSÚ max	-57075	6477	-10611
		MSÚ min	-66366	-6775	-53714
Střední trám	Střed	MSÚ max	-67426	2675	28032
		MSÚ min	-70815	-2678	-33155
	Nad podporou	MSÚ max	-158489	14040	-22193
		MSÚ min	-174312	-15164	-107049

12.2 Posouzení kombinace M + N

Posuzovaný průřez na mezi únosnosti je střed konstrukce a nejzatíženější průřez nad podporou. Průřezy jsou posuzovány ve fázi výpočtu 7, tedy na konci životnosti konstrukce. Pro přehlednost je provedeno posouzení jenom jednoho, více zatíženého krajního trámu. V tomto případě je posuzován levý krajní trám.

Moment únosnosti je stanoven pomocí teorie mezních přetvoření. Při výpočtu je nutné respektovat počáteční napjatost průřezu, tedy i přetvoření. Počáteční stav průřezu se stanoví pomocí charakteristických hodnot zatížení od předpětí. V následujícím kroku jsou stanoveny přírůstky deformací v rozhodujících vláknech tak, aby došlo k jejich porušení. Dále je pomocí silové podmínky rovnováhy v průřezu na mezi únosnosti dle pracovních diagramů posuzovaných materiálů iterována poloha neutrálné osy. Iterace je provedena vždy dvakrát, pro první výpočet je uvažováno přetržení předpínací výztuže, ve druhém pak drcení betonu v krajních vláknech průřezu. Poté je vyhodnoceno, které porušení je pro průřez rozhodující. Pomocí příslušné polohy neutrálné osy je stanoven moment únosnosti M_{Rd} a posouzení průřezu na MSÚ.

Pro názornost je detailně vypsán postup výpočtu v kap. 12.2.3.1.

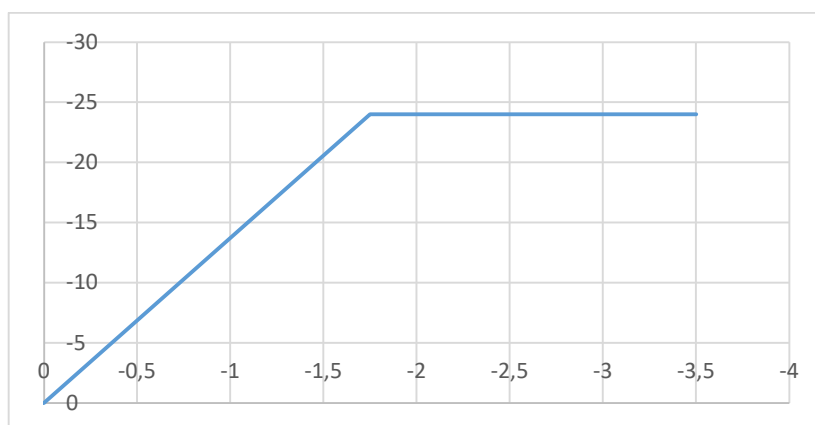
12.2.1 Pracovní diagramy materiálů

Pro posuzované materiály byly stanoveny pracovní diagramy dle ČSN EN 1992-1-1 [1] a ČSN EN 1992-2 [6]. Pracovní diagram betonu je uvažován zjednodušený bilineaární. Betonářská výztuž byla v tomto výpočtu zanedbána.

12.2.1.1 Beton

Tabulka 30: Materiálové charakteristiky betonu C40/50 - MSÚ

Tlak			Tah		
$f_{ck} =$	40	MPa	$f_{ctk} =$	0	MPa
$\gamma_m =$	1,5		$\gamma_m =$	1,5	
$\alpha_{cc} =$	0,9		$\alpha_{cc} =$	1	
$f_{cd} =$	24,00	MPa	$f_{ctd} =$	0	MPa
$\epsilon_{c3} =$	-1.75	‰	$\epsilon_{ct,pl} =$	0	‰
$\epsilon_{cu3} =$	-3.5	‰	$\epsilon_{ct,u} =$	100	‰
$E_{poč,MSÚ} =$	12952,4	MPa	$E_{poč,MSÚ} =$	0	MPa

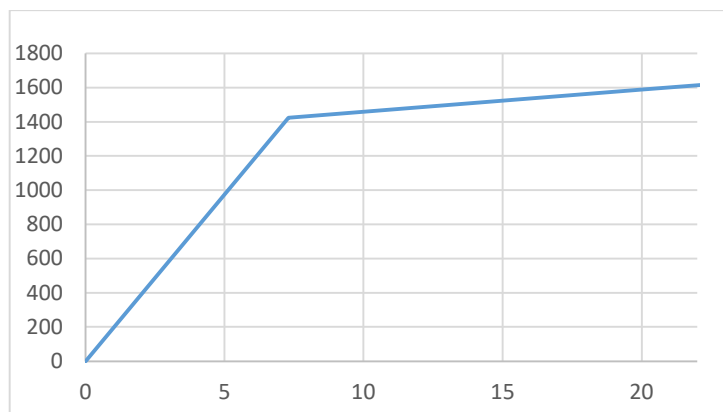


Obrázek 148: Návrhový pracovní diagram betonu C40/50

12.2.1.2 Předpínací výztuž

Tabulka 31: Materiálové charakteristiky Y1860 S7 - 15,7 mm

$f_{pk} =$	1860	MPa
$f_{p0,1k} =$	1636.8	MPa
$\gamma_s =$	1.15	
$E_p =$	195	GPa
$f_{pd} =$	1423.3	MPa
$\epsilon_{ud} =$	20	[‰]
$\epsilon_{uk} =$	22.2	[‰]
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk} =$	0.9	
$\sigma_{ud,c} =$	1588.49	MPa

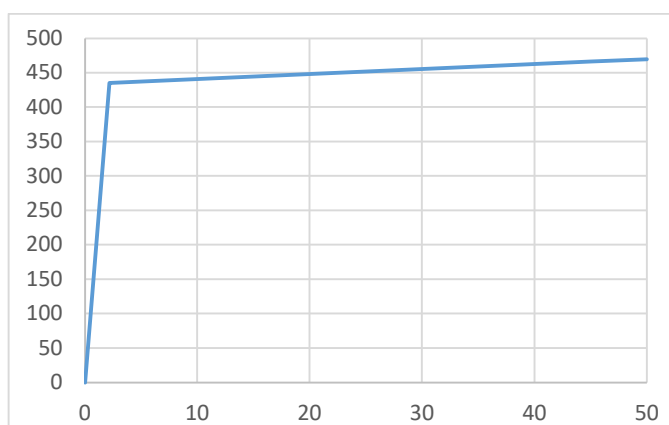


Obrázek 149: Návrhový pracovní diagram před. v. Y1860 S7 – 15,7 mm

12.2.1.3 Betonářská výztuž

Tabulka 32: Materiálové charakteristiky Y1860 S7 - 15,7 mm

$f_{yk} =$	500	MPa
$\gamma_s =$	1.15	
$E_s =$	200	GPa
$f_{yd} =$	435	MPa
$k =$	1.08	
$\epsilon_{ud} =$	45	[‰]
$\epsilon_{uk} =$	50.0	[‰]
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk} =$	0.9	
$\sigma_{ud,c} =$	465.95	MPa



Obrázek 150: Návrhový pracovní diagram před. v. Y1860 S7 – 15,7 mm

12.2.2 Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky

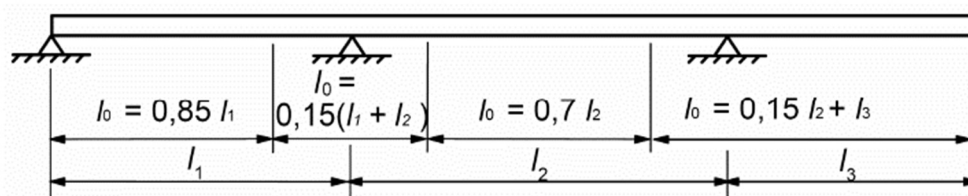
12.2.2.1 Střední trám v poli

Rozpětí středního pole: $L_2 = 70$ m

Šířka desky:	$b_d = 13,7 \text{ m}$
Část šířky desky mezi trámy:	$b_i = 4,45 \text{ m}$
Šířka trámu:	$b_w = 4,8 \text{ m}$

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.3.2.1 [1]

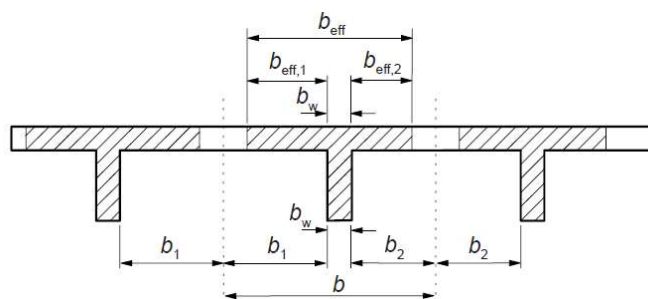
Vzdálenost inflexních bodů:



Obrázek 151: Obr. 5.2 - Definice l_0 pro výpočet spolupůsobící šířky desky [1]

$$l_0 = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 70 = 49,00 \text{ m}$$

Spolupůsobící šířka:



Obrázek 152: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1]

$$b_1 = b_2 = 4,45 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 4,45 + 0,1 \cdot 49 \leq 0,2 \cdot 49$$

$$b_{eff,1} = 5,79 \text{ m} \leq 4,45 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 4,45 + 4,8 \leq 13,7 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 13,7 \text{ m}$$

12.2.2.2 Střední trám nad podporou

Rozpětí středního pole:	$L_2 = 70 \text{ m}$
Rozpětí krajního pole:	$L_1 = 40 \text{ m}$
Šířka desky:	$b_d = 13,70 \text{ m}$
Část šířky desky mezi trámy:	$b_i = 4,45 \text{ m}$
Šířka trámu:	$b_w = 4,8 \text{ m}$
Vzdálenost inflexních bodů:	$l_0 = 16,50 \text{ m}$
Výsledná spolupůsobící šířka:	$b_{eff} = 9,88 \text{ m}$

12.2.2.3 Krajní trám v poli

Rozpětí středního pole:	$L_2 = 70$	m
Šířka desky:	$b_d = 7,85$	m
Část šířky desky mezi trámy:	$b_i = 2,925$	m
Šířka trámu:	$b_w = 2,0$	m
Vzdálenost inflexních bodů:	$l_0 = 49,0$	m
Výsledná spolupůsobící šířka:	$b_{eff} = 7,85$	m

12.2.2.4 Krajní trám nad podporou

Rozpětí středního pole:	$L_2 = 70$	m
Rozpětí krajního pole:	$L_1 = 40$	m
Šířka desky:	$b_d = 7,85$	m
Část šířky desky mezi trámy:	$b_i = 2,925$	m
Šířka trámu:	$b_w = 2,0$	m
Vzdálenost inflexních bodů:	$l_0 = 16,50$	m
Výsledná spolupůsobící šířka:	$b_{eff} = 6,47$	m

12.2.3 Počáteční přetvoření průřezu a poloha neutrálné osy

Počáteční napětí v horních a dolních vláknech betonu jsou vyčtena pomocí programu MIDAS Civil pro průřez zatížený charakteristickými hodnotami stálého zatížení a předpětí dané fázi. Pro stanovení počátečního napětí v předpínací výztuži jsou použity hodnoty předpínací síly po odečtení ztrát z kap. 10.5.2. Z grafů lze vyčíst hodnotu předpínací síly pro jeden kabel předpětí, je tedy ji třeba vynásobit počtem kabelů. Získáme celkovou sílu P od předpínací výztuže v průřezu. V tabulkách pro stanovení počátečních deformací jsou uvažovány následující veličiny:

- z poloha řešených vláken po výšce průřezu
- b šířka průřezu
- $\sigma_{poč}$ počáteční napětí ve vláknech; pro před. výztuž dané vztahem:

$$\sigma_{poč} = P \cdot A_p$$

- $\varepsilon_{poč,cel}$ počáteční deformace ve vláknech daná vztahem:

$$\varepsilon_{poč,cel} = \frac{\sigma_{poč}}{E_{poč,MSÚ}}$$

- $E_{poč,MSÚ}$ počáteční modul pružnosti; pro beton daný vztahem:

$$E_{poč,MSÚ} = \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c3}}$$

- A_p plocha předpínací výztuže

Iterace polohy neutrálné osy je prováděna pomocí programu MS Excel. V něm byly vytvořeny pomocné tabulky, ve kterých jsou postupně zjišťovány výsledná napětí a deformace na mezi únosnosti po výšce průřezu. Výsledné hodnoty jsou v následujících kapitolách znázorněny v grafech.

Pro případ porušení konstrukce přetržením předpínací výztuže jsou dopočítány přírůstky deformací po výšce průřezu v závislosti na velikosti přírůstku deformace pro předpínací výztuž a polohy neutrálné osy. Pro případ drcení betonu jsou přírůstky deformací závislé na celkovém přetvoření v krajních vláknech betonu, které je rovno -3,5 ‰, a poloze neutrálné osy.

Po dopočítání přírůstků deformací a celkové deformaci průřezu jsou dopočítány hodnoty napětí v betonu. Napětí je omezeno hodnotou návrhové pevnosti betonu dle pracovního diagramu. Beton v tahu není uvažován.

$$\sigma_c = \varepsilon_{c,i} \cdot E_{poč,MSÚ} \leq f_{cd}$$

Podmínkou iterace je silová rovnováha na průřezu.

$$F_c + F_{pu} + F_{su} = 0$$

Síla v předpínací výztuži je dána vztahem:

$$F_{pu} = \sigma_{ud,c} \cdot A_p$$

Dle deformací průřezu se stanoví celková síla působící v betonářské výztuži:

$$F_{su} = \sum \varepsilon_{c,i} \cdot E_s \cdot A_{s,prov,i}$$

Tlaková síla v betonu je stanovena integrací průběhu napětí po σ_c výšce průřezu.

$$F_c = \int \sigma_c dA$$

Pro názornost je výpočet rozepsán v kapitole 12.2.3.1, kde je posuzován účinek kladného momentu a normálové síly působící ve středu konstrukce, a v kapitole 12.2.3.2 je naopak posuzován účinek záporného momentu a normálové síly v průřezu nad podporou. V tomto případě průřezem prochází více kabelů předpínací výztuže, proto je nutné nejprve prověřit u kterého kabelu dojde k porušení nejdříve, tento stav pak budeme porovnávat s drcením betonu. Účinek betonářské výztuže je uvažován v každém posudku.

12.2.3.1 Krajní trám – průřez v poli

Počáteční přetvoření průřezu:

Tabulka 33: Počáteční def. průřezu – v poli

z	b	$\sigma_{poč}$	$\varepsilon_{poč,cel}$	$E_{poč,MSÚ}$
[m]	[m]	[MPa]	[‰]	[MPa]
0.000	2.000	-3.369	-0.260	12952.4
2.700	2.000	-2.028	-0.157	
3.000	7.850	-1.879	-0.145	

Tabulka 34: Počáteční def. předpínací výztuže – v poli

z	A_p	$\sigma_{poč}$	$\varepsilon_{poč,cel}$	$E_{poč,MSÚ}$
[m]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[GPa]
0.800	16500	1045.82	5.360	190.0

Tabulka 35: Počáteční def. betonářské výztuže – v poli

z	A _p	σ _{Poč}	ε _{Poč,cel}	E _{Poč,MSÚ}
[m]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[GPa]
2.935	5387.8	-29.512	-0.148	200
2.767	8906.4	-30.801	-0.154	
2.928	2211.7	-29.566	-0.148	200
0.072	2211.7	-51.469	-0.257	

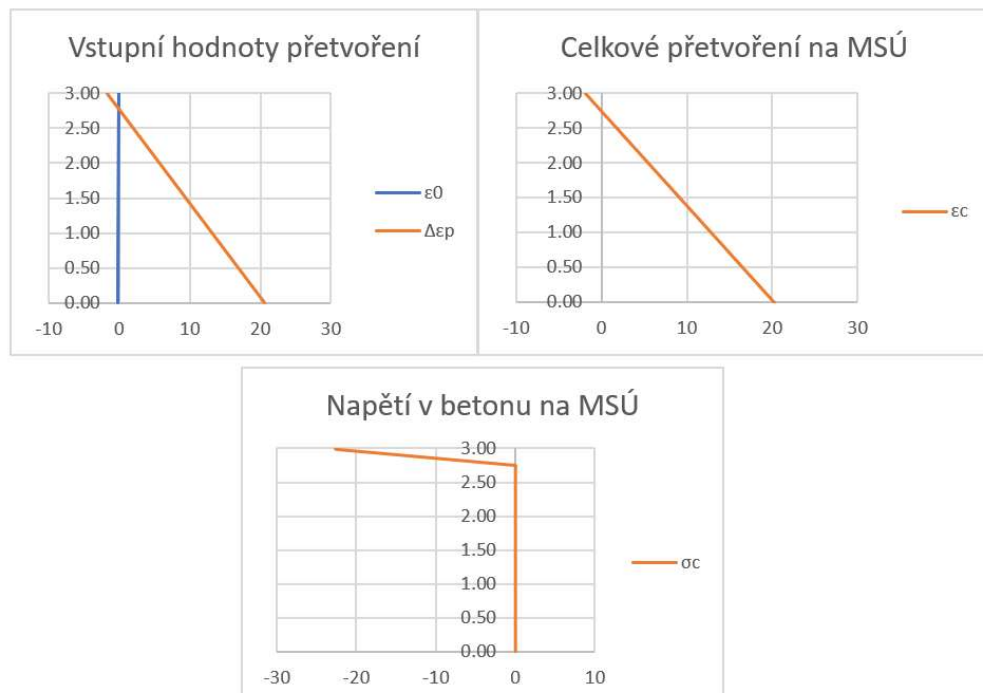
Rozhoduje předpínací výztuž:

Přírůstek přetvoření předpínací výztuže na MSÚ:

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{Poč,cel} = 14,64 \text{ ‰}$$

Tabulka 36: Napětí a přetvoření po průřezu, rozhoduje předpínací výztuž – v poli

hrana	σ ₀	ε ₀	Δε _p	ε _c	σ _c	∫σ _c
	[MPa]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[MPa]	[MN]
horní deska	-1.879	-0.145	-1.699	-1.844	-24,000	-1.779
horní výztuž deska	-1.911	-0.148	-1.217	-1.364	-17.668	-0.684
horní výztuž trám	-1.915	-0.148	-1.165	-1.312	-16.999	-1.043
dolní výztuž deska	-1.995	-0.154	0.031	-0.123	-1.591	-0.069
dolní deska	-2.028	-0.157	0.529	0.372	0.000	0.000
předp. výztuž	-2.897	-0.224	14.640	13.302	0.000	0.000
dolní výztuž trám	-3.333	-0.257	20.047	19.789	0.000	0.000
dolní nosník	-3.369	-0.260	20.581	20.321	0.000	0.000



Obrázek 153: Grafický výstup dle tabulky 36

Poloha neutrálné osy získána iterací:

$$h_{n.o.} = 2,7712 \text{ m}$$

Výsledná tlaková síla v betonu:

$$F_c = \int \sigma_c dA = -23338 \text{ kN}$$

Síla v betonářské výztuži:

Tabulka 37: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje předpínací výztuž – v poli

	ϵ_c	σ_s	$F_{i,s}$
	[10 ⁻³]	[MPa]	[kN]
horní výztuž deska	-1.364	-272.8	-1469.9
horní výztuž trám	-1.312	-262.5	-2337.7
dolní výztuž deska	-0.123	-24.6	-54.3
dolní výztuž trám	19.789	447.7	990.2

$$F_s = \sum \sigma_i \cdot A_{s,i} = -2872 \text{ kN}$$

Síla v předpínací výztuži:

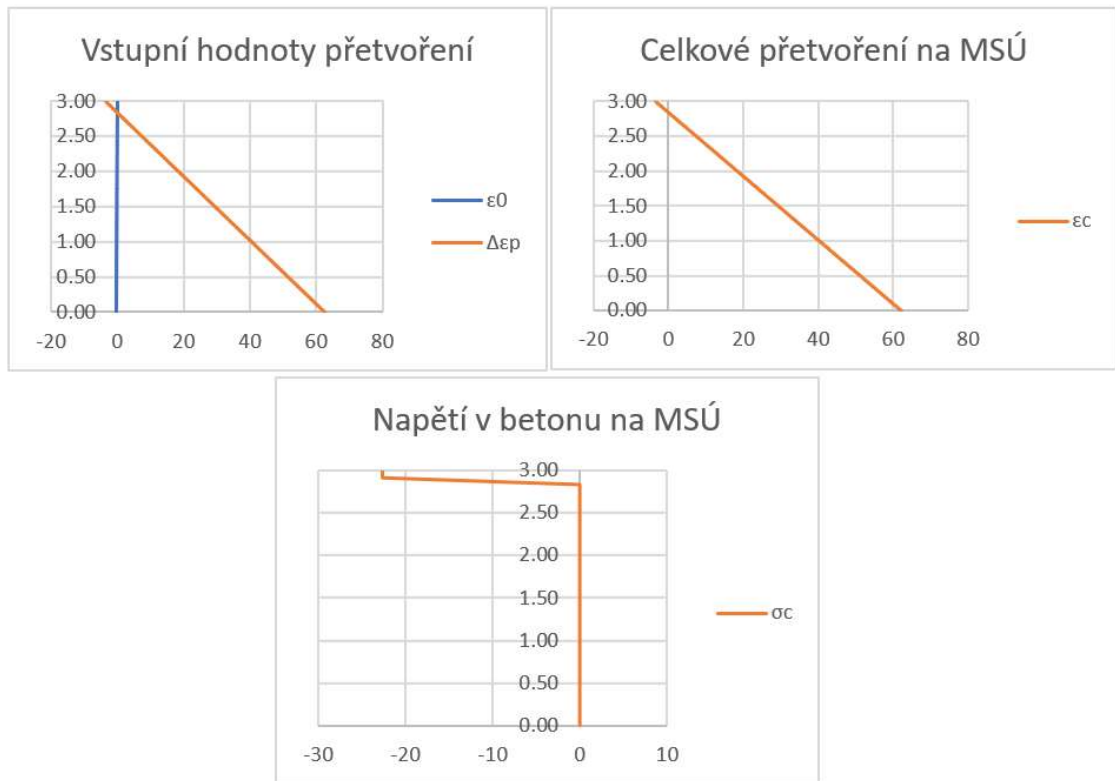
$$F_{pu} = 1588,49 \cdot 0,0165 = 26210,1 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil.

Rozhoduje drcení betonu:

Tabulka 38: Napětí a přetvoření, rozhoduje drcení betonu – v poli

hrana	σ_0	ϵ_0	$\Delta\epsilon_p$	ϵ_c	σ_c	$\int\sigma_c$
	[MPa]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[MPa]	[MN]
horní deska	-1.879	-0.145	-3.355	-3.500	-24,000	-1.779
horní výztuž deska	-1.911	-0.148	-1.925	-2.073	-24,000	-0.890
horní výztuž trám	-1.915	-0.148	-1.771	-1.919	-24,000	-1.421
dolní výztuž deska	-1.995	-0.154	1.771	1.617	0.000	0.000
dolní deska	-2.028	-0.157	3.244	3.088	0.000	0.000
předp. výztuž	-2.897	-0.224	41.741	41.517	0.000	0.000
dolní výztuž trám	-3.333	-0.257	61.055	60.797	0.000	0.000
dolní nosník	-3.369	-0.260	62.639	62.379	0.000	0.000



Obrázek 154: Grafický výstup dle tabulky 38

Poloha neutrálné osy získána iterací:

$$h_{n.o.} = 2,8475 \text{ m}$$

Výsledná tlaková síla v betonu:

$$F_c = \int \sigma_c dA = -21274 \text{ kN}$$

Síla v betonářské výztuži:

Tabulka 39: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje drcení betonu – v poli

	ϵ_c	σ_s	$F_{i,s}$
	[10 ⁻³]	[MPa]	[kN]
horní výztuž deska	-1.364	-272.8	-1469.9
horní výztuž trám	-1.312	-262.5	-2337.7
dolní výztuž deska	-0.123	-24.6	-54.3
dolní výztuž trám	19.789	447.7	990.2

$$F_s = \sum \sigma_i \cdot A_{s,i} = -4936 \text{ kN}$$

Síla v předpínací výztuži:

$$F_{pu} = 1585,04 \cdot 0,0165 = 26210 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil.

Dle přetvoření horních vláken v tabulce 36 rozhoduje přetržení předpínací výztuže.

12.2.3.2 Krajní trám – průřez nad podporou

Pro získání celkové síly v předpínací výztuži je důležité zjistit, ve kterém kabelu dojde k porušení jako první. V tomto kabelu na MSÚ bude působit F_{pu} , viz předchozí výpočet, ve zbylých kabelech bude dopočítána síla dle příslušného přetvoření.

Předpínací kabely F4 a F5 působí v průřezu na stejné excentricitě. Kabely F5 mají větší počáteční přetvoření, z toho lze vyvodit, že k porušení kabelů F4 nikdy nedojde dříve než k porušení kabelů F5. Pro kabely F2 a F5 je třeba posoudit, kterého dojde dříve k porušení.

Tabulka 40: Počáteční def. průřezu – nad podporou

z	b	$\sigma_{poč}$	$\epsilon_{poč,cel}$	$E_{poč,MSÚ}$
[m]	[m]	[MPa]	[‰]	[MPa]
3.000	6.470	-6.607	-0.510	12952,4
2.700	2.000	-7.369	-0.569	
0.000	2.000	-14.230	-1.099	

Tabulka 41: Počáteční def. předpínací výztuže – nad podporou

z	A_p	$\sigma_{poč}$	$\epsilon_{poč,cel}$	$E_{poč,MSÚ}$
[m]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[GPa]
2.830	16500	1185.9	6.082	195.0
2.830	9300	907.9	4.656	
2.170	5700	906.6	4.650	

Tabulka 42: Počáteční def. betonářské výztuže – nad podporou

z	A_p	$\sigma_{poč}$	$\epsilon_{poč,cel}$	$E_{poč,MSÚ}$
[m]	[mm ²]	[MPa]	[‰]	[GPa]
2.935	4002.4	-227.611	-0.523	435
2.767	6616.2	-236.401	-0.543	
2.928	2211.7	-228.038	-0.524	435
0.072	2211.7	-471.764	-1.085	

Rozhoduje předpínací výztuž:

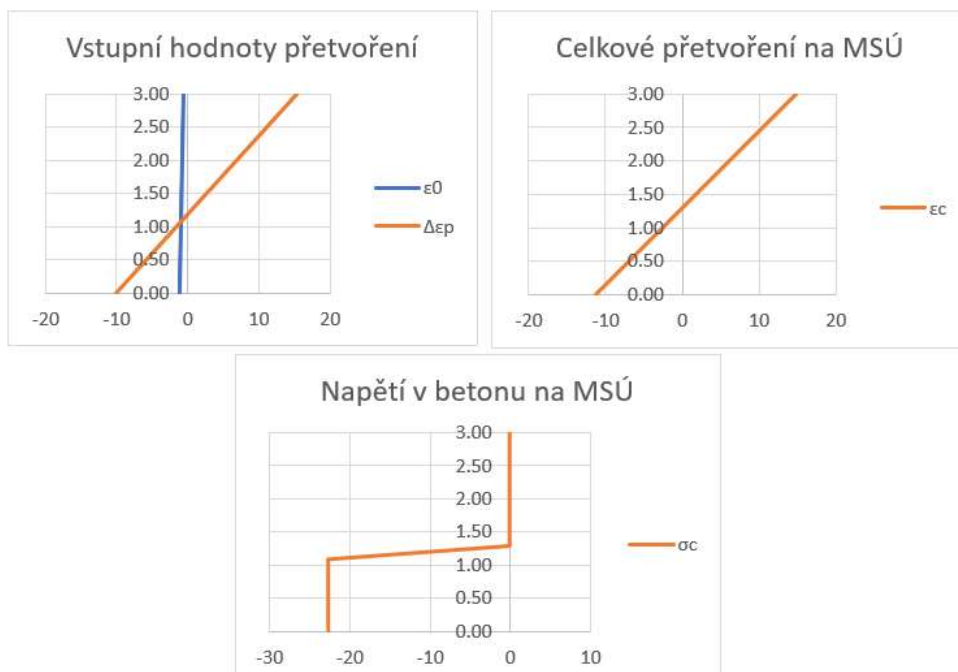
Přírůstek přetvoření předpínací výztuže na MSÚ – rozhodující je kabel F5:

$$\Delta\epsilon_p = \epsilon_{ud} - \epsilon_{poč,cel} = 13,92 \text{ ‰}$$

Tabulka 43: Napětí a přetvoření po průřezu, rozhoduje předp. výztuž – nad podporou

hrana	σ_0	ϵ_0	$\Delta\epsilon_p$	ϵ_c	σ_c	$\int\sigma_c$
	[MPa]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[MPa]	[MN]
horní deska	-6.607	-0.510	15.364	14.854	0.000	0.000
horní výztuž deska	-6.777	-0.523	14.794	14.271	0.000	0.000
horní výztuž trám	-6.790	-0.524	14.752	14.228	0.000	0.000
předp. výztuž F5	-7.039	-0.543	13.918	13.375	0.000	0.000
předp. výztuž F4	-7.039	-0.543	13.918	13.375	0.000	0.000
dolní výztuž deska	-7.199	-0.556	13.382	12.827	0.000	0.000

dolní deska	-7.369	-0.569	12.812	12.244	0.000	0.000
předp. výztuž F2	-8.716	-0.673	8.304	7.631	0.000	0.000
dolní výztuž trám	-14.047	-1.085	-9.542	-10.626	-24,000	-0.091
dolní nosník	-14.230	-1.099	-10.154	-11.253	-24,000	0.000



Obrázek 155: Grafický výstup dle tabulky 43

Poloha neutrálné osy získána iterací:

$$h_{n.o.} = 1,1937 \text{ m}$$

Výsledná tlaková síla v betonu:

$$F_c = \int \sigma_c dA = -54058 \text{ kN}$$

Síla v betonářské výztuži:

Tabulka 44: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje předp. výztuž – nad podporou

	ϵ_c	σ_s	$F_{i,s}$
	[10 ⁻³]	[MPa]	[kN]
horní výztuž deska	14.271	443.7	1776.0
horní výztuž trám	14.228	443.7	2935.6
dolní výztuž deska	12.827	442.6	979.1
dolní výztuž trám	-10.626	-441.1	-975.5

$$F_s = \sum \sigma_i \cdot A_{s,i} = -4715 \text{ kN}$$

Síla v předpínací výztuži:

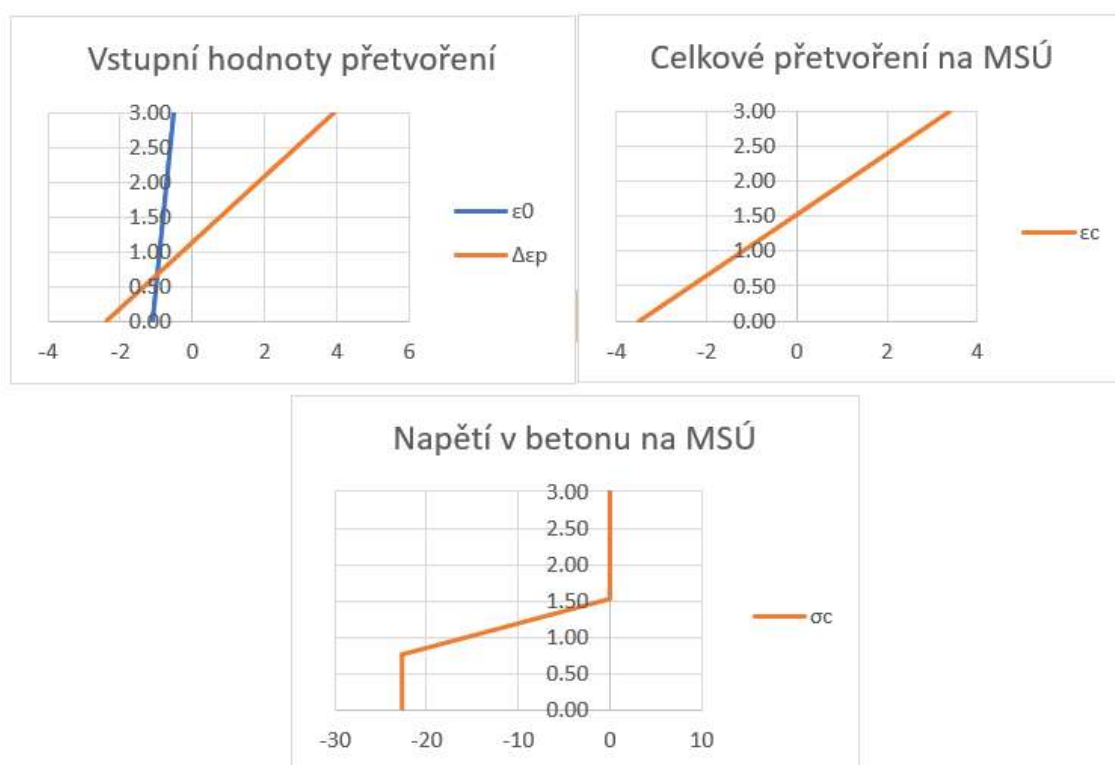
$$F_{pu} = 49343 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil.

Rozhoduje drcení betonu:

Tabulka 45: Napětí a přetvoření, rozhoduje drcení betonu – nad podporou

hrana	σ_0	ϵ_0	$\Delta\epsilon_p$	ϵ_c	σ_c	$\int\sigma_c$
	[MPa]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[10 ⁻³]	[MPa]	[MN]
horní deska	-6.607	-0.510	3.908	3.398	0.000	0.000
horní výztuž deska	-6.777	-0.523	3.767	3.244	0.000	0.000
horní výztuž trám	-6.790	-0.524	3.757	3.232	0.000	0.000
předp. výztuž F5	-7.039	-0.543	3.550	3.007	0.000	0.000
předp. výztuž F4	-7.039	-0.543	3.550	3.007	0.000	0.000
dolní výztuž deska	-7.199	-0.556	3.418	2.862	0.000	0.000
dolní deska	-7.369	-0.569	3.277	2.708	0.000	0.000
předp. výztuž F2	-8.716	-0.673	2.162	1.489	0.000	0.000
dolní výztuž trám	-14.047	-1.085	-2.250	-3.334	-24,000	-0.091
dolní nosník	-14.230	-1.099	-2.401	-3.500	-24,000	0.000



Obrázek 156: Grafický výstup dle tabulky 45

Poloha neutrálné osy získána iterací:

$$h_{n.o.} = 1,1418 \text{ m}$$

Výsledná tlaková síla v betonu:

$$F_c = \int \sigma_c dA = -51755 \text{ kN}$$

Síla v betonářské výztuži:

Tabulka 46: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje drcení betonu – v poli

	ϵ_c	σ_s	$F_{i,s}$
	[10 ⁻³]	[MPa]	[kN]
horní výztuž deska	3.244	435.8	1744.1
horní výztuž trám	3.232	435.7	2883.1
dolní výztuž deska	2.862	435.4	963.1
dolní výztuž trám	-3.334	-435.8	-963.7

$$F_s = \sum \sigma_i \cdot A_{s,i} = 4626 \text{ kN}$$

Síla v předpínací výztuži:

$$F_{pu} = 47128 \text{ kN}$$

Platí rovnováha sil.

Dle přetvoření horních vláken v tabulce 45 rozhoduje drcení betonu.

12.2.4 Stanovení momentu únosnosti a posouzení

Pro stanovení momentu únosnosti je nutné posoudit, který z případu porušení je rozhodující. V případě, že má rozhodovat přetržení předpínací výztuže, nesmí beton dosáhnout vyšší celkové deformace, než je maximální hodnota přetvoření v betonu -3,5 ‰ a naopak. Pokud je překročena, je použita poloha neutrálné osy pro případ porušení drcení betonu.

Detailní postup výpočtu je rozepsán v kapitole 12.2.4.1.

12.2.4.1 Krajní trám – průřez v poli

Kladný moment:

Rozhoduje přetržení předpínací výztuže.

Poloha neutrálné osy získána iterací:

$$h_{n.o.} = 2,7712 \text{ m}$$

Výsledný moment únosnosti je stanoven jako součet momentů ke spodním vláknům průřezu:

Tabulka 47: Stanovení M_{Rd}

	z_i [m]	F_i [kN]	M_i [kNm]
F_c	2.908	-23338.3	-67879
F_{s1}	2.935	-1469.9	-4314
F_{s2}	2.928	-2337.7	-6845
F_{s3}	2.767	-54.3	-150
F_p	0.800	26210.1	20968
F_{s4}	0.072	990.2	71

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = \sum F_i \cdot z_i$$
$$M_{Rd} = 58149 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$
$$24178 \leq 58149 \text{ kNm}$$

Průřez vyhoví, využití 41,58 %.

Záporný moment:

Rozhoduje: beton

$h_{N.O.} =$	0.7197	m
M_{Ed}	<	M_{Rd}
11043	<	13154

Vyhovuje, využití: 83.95 %

12.2.4.2 **Krajní trám – průřez nad podporou**

Rozhoduje: beton

$h_{N.O.} =$	1.1418	m
M_{Ed}	<	M_{Rd}
53714	<	120585

Vyhovuje, využití: 44.54 %

12.2.4.3 **Střední trám – průřez v poli**

Kladný moment:

Rozhoduje: beton

$h_{N.O.} =$	2.3283	m
M_{Ed}	<	M_{Rd}
28032	<	242012

Vyhovuje, využití: 11.58 %

Záporný moment:

Rozhoduje: beton

$h_{N.O.} =$	1.4462	m
M_{Ed}	<	M_{Rd}
33155	<	153525

Vyhovuje, využití: 21.60 %

12.2.4.4 **Střední trám – průřez nad podporou**

Rozhoduje: beton

$h_{N.O.} =$	1.4167	m
M_{Ed}	<	M_{Rd}
107049	<	301651

Vyhovuje, využití: 35.49 %

12.3 Návrh a posouzení smykové výztuže

Jsou posuzovány průřezy ve středu konstrukce a nejvíce zatížený průřez nad podporou dle ČSN EN 1992-1-1 [1] a ČSN EN 1992-2 [6]. Ve výpočtu je prověřena únosnost průřezu bez smykové výztuže, posouzena únosnost tlačené diagonály a posouzena únosnost navržené smykové výztuže. Navržená smyková výztuž je B500B. Detailní postup výpočtu je v kapitole 12.3.1.1. Posuzovány jsou nejméně příznivé účinky z kombinace zatížení MSÚ.

Ohybová výztuž použitá při posouzení smyku je navržena jako konstrukční.

12.3.1 Krajní trám

12.3.1.1 Průřez nad podporou

Návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = -66366 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -6775 \text{ kN}$$

Tabulka 48: Navržená výztuž nad podporou, posouzení smyku – krajní trám

Ohybová výztuž	Smyková výztuž
$\varnothing = 16 \text{ mm}$	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
$n = 11 \text{ ks}$	$A_{sw,1} = 153.94 \text{ mm}^2$
$A_{s,1} = 2211.7 \text{ mm}^2$	$s = 150 \text{ mm}$
$c = 0.05 \text{ m}$	střížnost 6
$d = 2.942 \text{ m}$	$\alpha = 0^\circ$
$z = 2.648 \text{ m}$	$\cotg\theta = 1.25$

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže:

Součinitel tlačného prvku:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$$

$$k = 1.26$$

Stupeň vyztužení – ohyb. v.:

$$\rho = A_{s1} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$$

$$\rho = 0.000377$$

Průměrné napětí v tlaku:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = 4.53 \text{ MPa}$$

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

$$C_{Rd,c} = 0.12$$

Redukční součinitel betonu:

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.31$$

Součinitel tlačného prvku:

$$k_1 = 0.15$$

$$V_{Rd,c} = \max ([C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d ; (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d)$$

$$V_{Rd,c} = 5826.0 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$$6775 > 5826 \text{ kN}$$

Nevyhovuje 116.29 %

Je třeba navrhnout smykovou výztuž

Únosnost tlačené diagonály:

Součinitel tlačného prvku:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

$$\sigma_{cp} = 11.06 \quad \text{MPa}$$

Redukční součinitel betonu:

$$v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

$$v_1 = 0.50$$

Součinitel stavu napjatosti v tl. pásu:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{pro: } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 \quad \text{pro: } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{pro: } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25$$

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

$$V_{Rd,max} = 36762.99 \quad \text{kN}$$

Posouzení:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$
$$6775 < 36763 \quad \text{kN}$$

Vyhovuje, využití: 18.43 %

Únosnost smykové výztuže:

Plocha smykové výztuže:

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw,1}$$

$$A_{sw} = 923.63 \quad \text{mm}^2$$

Stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,s} = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha)$$

$$\rho_{w,s} = 0.00308$$

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$$

$$\rho_{w,min} = 0.00101$$

Posouzení:

$$\rho_{w,min} < \rho_{w,s}$$
$$0.00101 < 0.00308$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

$$V_{Rd,s} = 8830.69 \quad \text{kN}$$

Posouzení:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$
$$6775 < 8831 \quad \text{kN}$$

Vyhovuje, využití: 76.72 %

Navržená smyková výztuž: 6x střížný třmínek Ø14 á 150 mm

12.3.1.2 Průřez ve středu konstrukce

Návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = -23845 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -1335 \text{ kN}$$

Tabulka 49: Navržená výztuž v poli, posouzení smyku – krajní trám

Ohybová	Smyková
$\varnothing = 16 \text{ mm}$	$\varnothing = 14 \text{ mm}$
$n = 11 \text{ ks}$	$A_{sw,1} = 153.9 \text{ mm}^2$
$A_{s,1} = 2211.7 \text{ mm}^2$	$s = 300 \text{ mm}$
$c = 0.05 \text{ m}$	střížnost 4
$d = 2.942 \text{ m}$	$\alpha = 0^\circ$
$z = 2.648 \text{ m}$	$\cotg\theta = 1.25$

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$$1335 < 5334 \text{ kN}$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$1335 < 34567 \text{ kN}$$

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,min} < \rho_{w,s}$$

$$0.00101 < 0.00103$$

Únosnost smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$1335 < 2943.56 \text{ kN}$$

$$\text{Vyhovuje, využití: } 45.35 \%$$

Navržená výztuž jako konstrukční: 4x střížný třmínek Ø14 á 300 mm

12.3.2 Střední trám

12.3.2.1 Průřez nad podporou

Návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = -174312 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -15164 \text{ kN}$$

Tabulka 50: Navržená výztuž nad podporou, posouzení smyku – střední trám

Ohybová			Smyková		
$\varnothing =$	16	mm	$\varnothing =$	14	mm
n =	27	ks	$A_{sw,1} =$	153.94	mm^2
$A_{s,1} =$	5428.67	mm^2	s =	150	mm
c =	0.05	m	střížnost	12	
d =	2.942	m	$\alpha =$	0	$^{\circ}$
z =	2.648	m	$\cotg\Theta =$	1.25	

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$$15164 > 13982 \text{ kN}$$

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$15164 < 82224 \text{ kN}$$

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,min} < \rho_{w,s}$$

$$0.00101 < 0.00257$$

Únosnost smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

$$15164 < 17661 \text{ kN}$$

Vyhovuje, využití: 85.86 %

Navržená výztuž: 12x střížný třmínek Ø14 á 150 mm

12.3.2.2 Průřez ve středu konstrukce

Návrhové vnitřní síly:

$$N_{Ed} = -70815 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -6775 \text{ kN}$$

Tabulka 51: Navržená výztuž v poli, posouzení smyku – střední trám

Ohybová			Smyková		
$\varnothing =$	16	mm	$\varnothing =$	14	mm
n =	27	ks	$A_{sw,1} =$	153.94	mm^2
$A_{s,1} =$	5428.67	mm^2	s =	300	mm
c =	0.05	m	střížnost	10	
d =	2.942	m	$\alpha =$	0	$^{\circ}$
z =	2.648	m	$\cotg\Theta =$	1.25	

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

2678	<	13982	kN
------	---	-------	----

Únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

2678	<	85899	kN
------	---	-------	----

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{w,min} < \rho_{w,s}$$

0.00101	<	0.00107	
---------	---	---------	--

Únosnost smykové výztuže:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

2678	<	7358.91	kN
------	---	---------	----

Vyhovuje, využití: 36.39 %

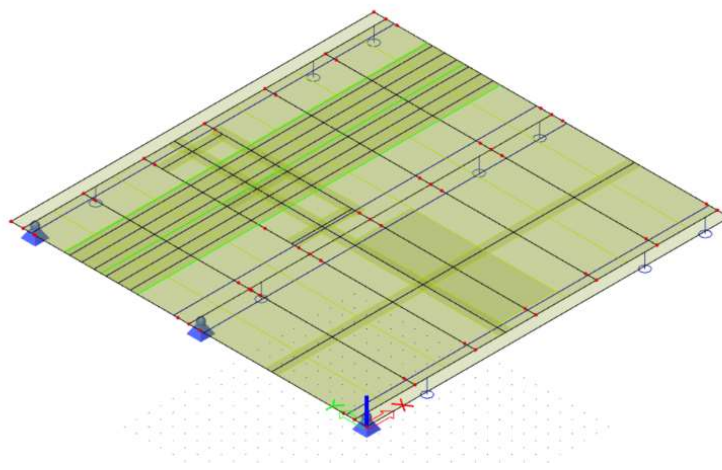
Navržená výztuž jako konstrukční: 10x střižný třmínek Ø14 á 300 mm

13. Návrh železobetonové desky

Deska je navržena železobetonová z betonu C40/50, je vybudována současně s hlavními nosnými trámy. Deska je spřažena s prefabrikovanými příčnicí, mezi kterými je pnutá ohybová výztuž desky. Deska má tloušťku 300 mm.

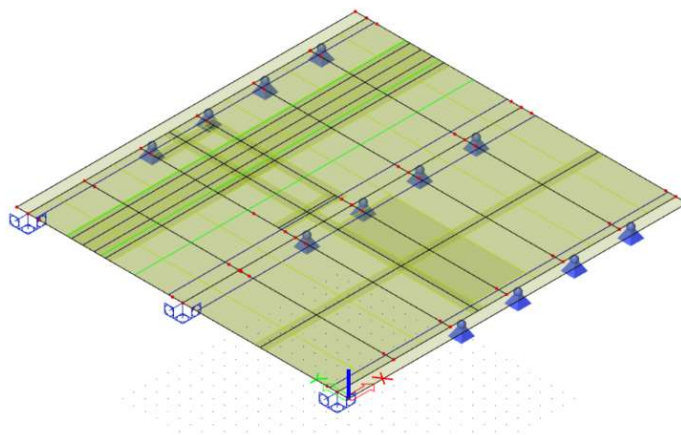
13.1 Statický model

Pro získání ohybového momentu byly použity dva modely vytvořené v softwaru SCIA Engineer. Jako první byl vytvořen model žebrované desky, která reprezentuje mostovku ve středu konstrukce, kde je deska podporovaná pouze extradosed kabely. Žebra jsou tvořena příčnicí v poli a hlavními nosnými trámy. Podpory jsou umístěny na koncích hlavních nosníků. Trámy jsou uloženy jako prosté nosníky, zjednodušeně uvažované místo kotvení extradosed kabelů.



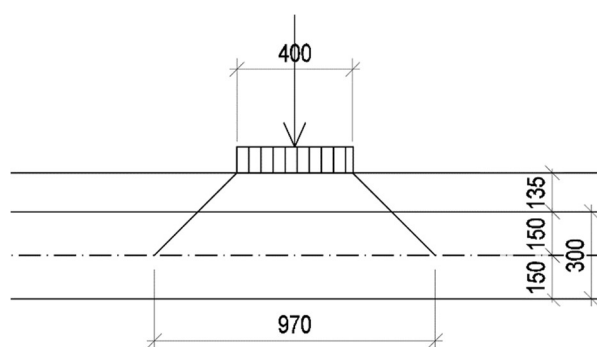
Obrázek 157: Výpočetní model desky ve středu konstrukce

Druhý model je konstrukčně totožný, ale reprezentuje část mostovky u pilířů, respektive v místech kotvení extradosed kabelů. V místě kotvení extradosed kabelů je deska podepřena posuvnými klouby, v místě podporového příčnicí je zjednodušeně uvažováno vetknutí. Správně by měly být užity pružné podpory, zejména v místě kotvení závěsů, v tomto smyslu jsou oba výpočetní modely uvažovány jako zjednodušené. Navržené vyztužení se ale nijak zásadně neliší od vyztužení jiných deskových konstrukcí, proto byly výpočetní modely uznány za dostatečné.



Obrázek 159: Výpočetní model desky u podpory

Zatížení bylo uvažováno obdobně jako na roštovém modelu. Zatížení od dopravy bylo umístěno do několika odhadnutých poloh, kde mělo vyvinout co nejnepříznivější účinky na desku v polovině její vzdálenosti mezi příčnicky a nad příčnickem. Pro posouzení lokálních účinků od zatěžovacího modelu LM1 byl uvažován roznos osamělých břemen do střednice desky. Roznos zatížení vozovkou a betonovou deskou je uvažován pod úhlem 45°.



Obrázek 158: Roznos osamělých břemen na střednici desky

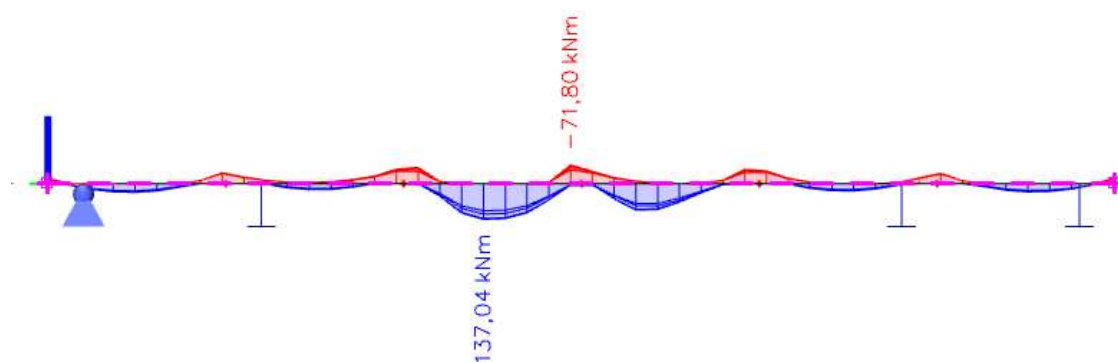
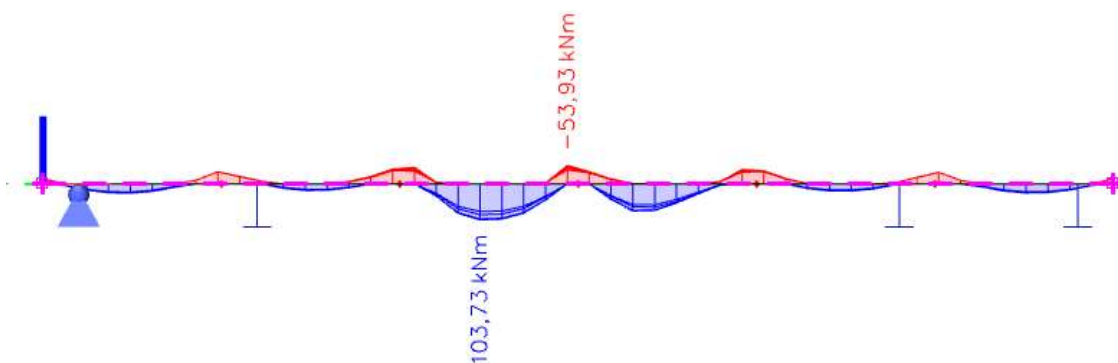
Tabulka 52: Výsledné zatížení od osamělých břemen modelu LM1

	Pruh	Q [kN]	b_{rozn}	f [kN/m ²]
LM1 TS	1	150	970	159,4
	2	100	970	106,3
	3	50	970	53,1

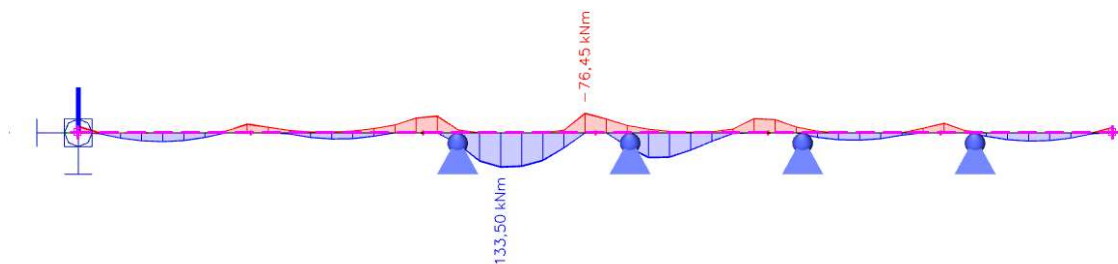
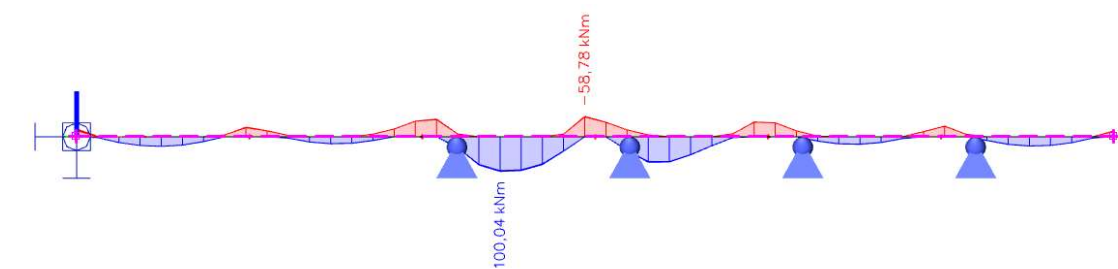
Výsledné návrhové ohybové momenty jsou stanoveny pomocí kombinací 6.10a a 6.10b. Jelikož je model tvořen žebrovou deskou, pro výčet vnitřních sil byla konstrukce rozdělena na integrační pásy o šířce 1 m.

13.2 Vnitřní síly na desce

13.2.1 Model v poli



13.2.2 Model v místě kotvení závěsů



13.3 Návrh výztuže v poli

Návrhové vnitřní síly:

Maximální ohybový moment: $M_{Ed} = 137,00$ kNm

Minimální ohybový moment: $M_{Ed} = -77,00$ kNm

Materiálové charakteristiky:

Beton

$f_{ck} = 40$ MPa

$f_{cd} = 24,00$ MPa

Betonářská výztuž

$f_{yk} = 500$ MPa

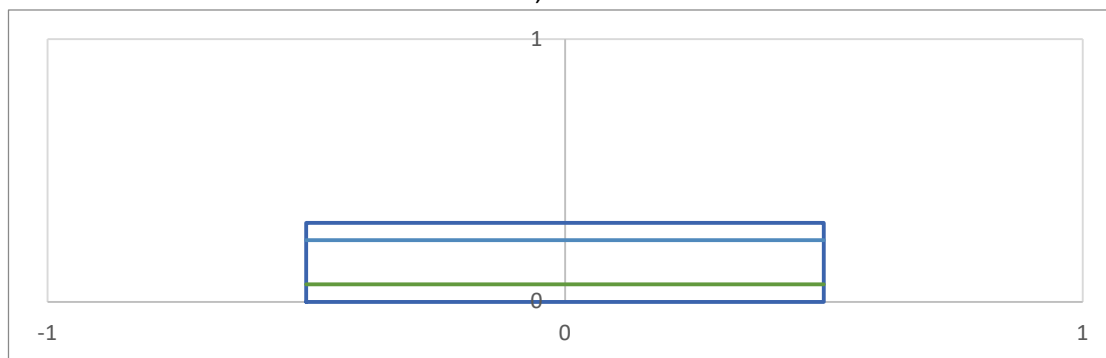
$f_{yd} = 435$ MPa

Geometrie průřezu:

Deska

$h = 0,300$ m

$b = 1,000$ m



Křicí vrstva:

$c = 50$ mm

Smyková (spony) výztuž:

$\varnothing = 8$ mm

Návrh výztuže v poli u dolního povrchu

$n = 6$ ks

$\varnothing = 18$ mm

$s = 166,7$ mm

$A_s = 1526,8$ mm²

$d = 233$ mm

$b = 1000$ mm

$x = 36,6$ mm

$z = 218,4$ mm

$\xi = 0,16$

$0,16 < 0,45$

$M_{Rd} = 144,95$ kNm

Rozteč prutů (vod. směr):

$a = 148,67$ mm

$a > a_{min}$

$148,7 > 40$

Rozteč prutů (svislý směr):

$a = 0$ mm

Nová rozteč prutů (vod. směr):

$a = 0,00$ mm

$a > a_{min}$

$0,0 < 0$

M_{Ed}	<	M_{Rd}
137,00	<	144,95

Vyhovuje, využití: 94,5 %

Navržená výztuž: Ø18 á 166 mm/m´

13.4 Návrh výztuže nad podporou

Návrh výztuže nad podporou u horního povrchu

n =	6	ks	Rozteč prutů (vod. Směr):	
Ø =	14	mm	a =	152,67 mm
s =	166,7	mm	a	> a _{min}
			152,7	> 40

A _s =	923,6	mm ²
d =	235	mm
b =	1000	mm
x =	22,1	mm
z =	226,1	mm

Rozteč prutů (svislý směr):

a = 0 mm

Nová rozteč prutů (vod. Směr):

a = 0,00 mm

a > a_{min}

0,0 < 0

M_{Rd} = 90,81 kNm

M_{Ed}	<	M_{Rd}
77,00	<	90,81

Vyhovuje, využití: 84,8 %

Navržená výztuž: Ø14 á 166 mm/m´

14. Návrh prefabrikovaného příčnicku

Prefabrikované nosníky budou předeptuty až po vyzvednutí z formy a dosažení dostatečné tlakové pevnosti betonu. Uvažovaný čas předpětí je 14 dní od provedení betonáže nosníku. Důvod, proč jsou nosníky předeptuty později, je značný rozdíl hodnot ohybových momentů od vlastní tíhy nosníku a zatěžovací účinky od provozního stavu konstrukce. Pro možnou manipulaci s nosníkem před vnesením předpětí byla navržena ohybová výztuž u spodního povrchu. Návrh a posouzení předpětí uvažuje se spřažením nosníku s betonovou deskou mostovky.

14.1 Statický model

Model reprezentuje příčnicku osazené na konstrukci a spřažené s hlavními nosnými trámy a ŽB deskou mostovky. Tvoří jej spojitý nosník. Pro vyšetření co nejvíce nepříznivých stavů působících na prefabrikované nosníky byly vytvořeny dva modely, které se liší v podepření spojitého nosníku. Podepření na krajích nosníku umožňuje jejich pootočení, což vnáší do výpočtu nepřesnost vzhledem k spřažení příčnicků do hlavních nosných trámů. Výsledný kladný ohybový moment bude mít vyšší hodnotu než skutečný ohybový moment působící na nosník po uvedení konstrukce do provozu. V tomto případě by mohl vzniknout problém týkající se tahu v horních vláknech nosníku. Předpětí je do nosníku vneseno už před provedením spřažení, respektive zatížení nosníku deskou, tudíž na něj v tento moment působí výrazně nižší ohybový moment od vlastní tíhy nosníku. Ani v jednom případě nevznikají dle posouzení MSP v nosníku tahy. Lze tedy předpokládat, že navržené předpětí je předimenzované vzhledem k reálným ohybovým momentům vznikajícím na nosníku v provozním stavu konstrukce, i přesto je ale bezpečné. Vzniklý záporný moment nad střední podporou není posuzován, je uvažováno, že bude přenesen příčným vyztužením středního trámu.

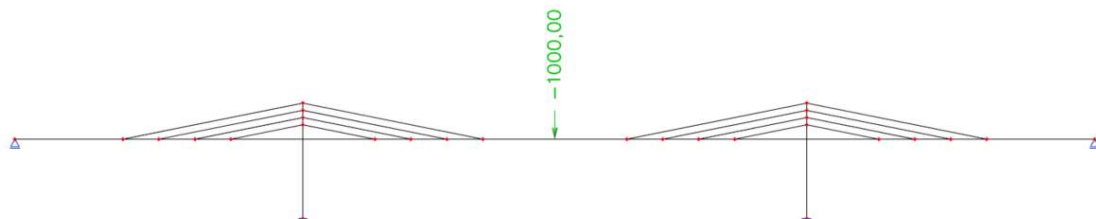
V prvním modelu je spojitý nosník podepřen kloubově. Reprezentuje příčnicku, které se nachází v místě podepření mostovky, tedy v místě kotvení extradosed kabelů.



Obrázek 164: Výpočetní model příčnicku nad podporou

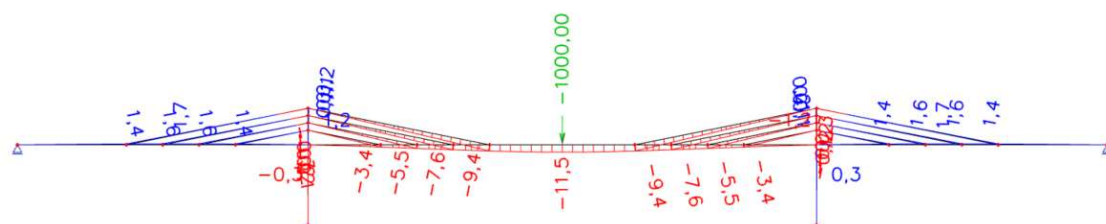
V druhém modelu podepření tvoří pružiny, jejichž tuhost odpovídá ohybové tuhosti hlavních nosných trámů. Model tedy reprezentuje příčnicku umístěné ve středu konstrukce, kde jsou předpokládány největší svislé deformace. Tuhosti hlavních nosných

trámů byly stanoveny pomocí rovinných modelů reprezentující konstrukci v podélném směru, které byly zatíženy jednotkovou silou.



Obrázek 165: Výpočetní model pro získání tuhosti pružných podpor

Z modelů byly odečteny svislé deformace ve středu konstrukce, pomocí kterých mohla být určena tuhost pružných podpor ve svislém směru.



Obrázek 166: Výsledné deformace od jednotkové síly (krajní trám)

Krajní podpory:

$$k_k = \frac{F}{u} = \frac{1}{0,012} = 87 \text{ MN/m}$$

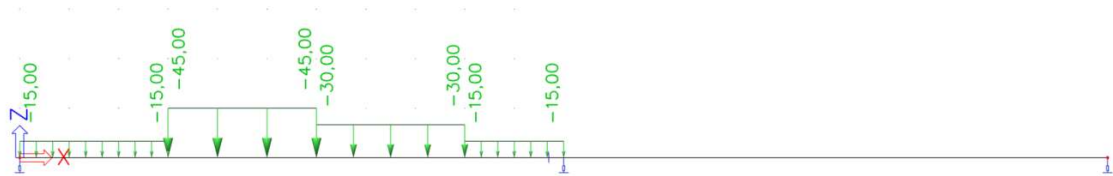
Střední podpora:

$$k_s = \frac{F}{u} = \frac{1}{0,005} = 196 \text{ MN/m}$$



Obrázek 167: Výpočetní model příčnicku ve středu rozpětí

Zatížení bylo uvažováno stejným způsobem jako při návrhu a posouzení železobetonové desky, pouze bylo vztaženo na zatěžovací šířku 5 m. Rozmístění pruhů zatěžovacího modelu LM1 bylo uvažováno ve třech různých variantách. Plošné zatížení účinkující mimo zatěžovací pruhy bylo v některých variantách v ostatních částech konstrukce zanedbáno vzhledem k možným příznivým silovým účinkům na příčník.



Obrázek 168: Příklad rozmístění UDL v modelu

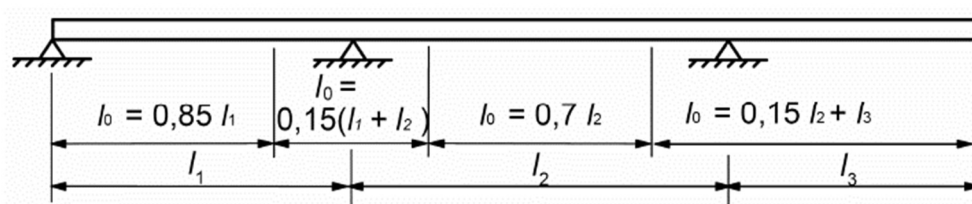
Soustředné zatížení nebylo vzhledem k charakteru výpočetního modelu rozpočítáváno na roznášecí plochu. Vzhledem k rozměrům nosníku, statickému schématu výpočetního modelu a umístění nosníku na konstrukci v provozní fázi bylo zanedbáno také zatížení od teploty.

14.2 Stanovení spolupůsobící šířky betonové desky

Délka nosníku:	$L = 11 \text{ m}$
Šířka desky pro jeden nosník:	$b_d = 5 \text{ m}$
Část šířky desky mezi nosníky:	$b_i = 2,2 \text{ m}$
Šířka nosníku:	$b_w = 0,6 \text{ m}$

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.3.2.1 [1]

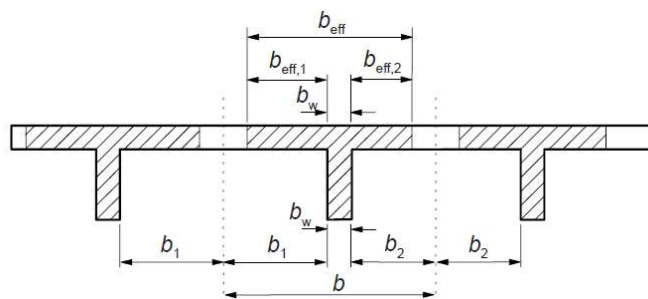
Vzdálenost inflexních bodů:



Obrázek 169: Obr. 5.2 - Definice l_0 pro výpočet spolupůsobící šířky desky [1]

$$l_0 = 0,85 \cdot L = 0,85 \cdot 11 = 9,35 \text{ m}$$

Spolupůsobící šířka:



Obrázek 170: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1]

$$b_1 = b_2 = 2,2 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 2,2 + 0,1 \cdot 9,35 \leq 0,2 \cdot 9,35$$

$$b_{eff,1} = 1,375 \text{ m} \leq 1,87 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 1,375 + 0,6 \leq 5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 3,35 \text{ m}$$

14.3 Návrh a posouzení předpětí příčnicku

Nosník byl posouzen pouze na omezení napětí ve středu rozpětí. Nosník je posuzován v následujících časech: vnesení předpětí, betonáž desky, vnesení ostatního stálého zatížení, uvedení do provozu a konec životnosti. Ztráty předpětí v těchto časech byly uvažovány zjednodušeně. V čase vnesení předpětí je uvažována ztráta 5 % předpínací síly. Ztráty v průběhu životnosti jsou uvažovány v hodnotě 10 % předpínací síly při betonáži desky a při uvedení konstrukce do provozu, 25 % na konci životnosti konstrukce.

Předpínací výztuž je navržena tak, aby při časté kombinaci zatížení nevznikalo tahové napětí na průřezu, dále aby tlakové napětí v betonu nepřekročilo hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci zatížení a tlakové napětí při kvazistálé kombinaci zatížení nepřekročilo hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}$. Posouzení je provedeno dvakrát, pro oba extrémní stavy podepření příčnicku.

14.3.1 Omezení napětí

Limitní hodnoty napětí pro beton C40/50 a ocelové prvky jsou stanoveny v kapitole 11.1.1. Zbylá omezení napětí jsou stanovena stejným postupem.

Pro betonovou desku by vzhledem k postupu výstavby mělo být správně uvažováno omezení napětí pro beton C40/50 různého stáří. Vzhledem k předpokládaným nízkým hodnotám tlakového normálového napětí působícím v desce je zjednodušeně uvažována konečná pevnost betonu desky.

14.3.1.1 Beton C45/55

Beton po uvedení konstrukce do provozu:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

Beton v čase předepnutí nosníku:

$$\sigma_c(14) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(14) = 0,6 \cdot 40,79 = 24,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(14) \leq 0,45 \cdot f_{ck}(14) = 0,45 \cdot 40,79 = 18,35 \text{ MPa}$$

14.3.2 Ohybové momenty

Pro posouzení MSP jsou uvažovány hodnoty přírůstků ohybových momentů v jednotlivých fázích výstavby ve středu rozpětí nosníku. Stejným způsobem jsou uvažovány silové účinky od vneseného předpětí, respektive ztráty předpětí.

Tabulka 53: Přírůstky ohybových momentů – kloubové uložení

Kombinace	M_{VP} [kNm]	M_{BD} [kNm]	M_{G0} [kNm]	M_{UP} [kNm]	M_{KZ} [kNm]
Charakteristická	283,14	589,88	174,00	2100,00	0,00
Častá	283,14	589,88	174,00	1437,45	0,00
Kvazistálá	283,14	589,88	174,00	0,00	0,00

Tabulka 54: Přírůstky ohybových momentů – uložení na pružinách

Kombinace	M_{VP} [kNm]	M_{BD} [kNm]	M_{G0} [kNm]	M_{UP} [kNm]	M_{KZ} [kNm]
Charakteristická	277,76	567,00	197,00	2185,00	0,00
Častá	277,76	567,00	197,00	2038,00	0,00
Kvazistálá	277,76	567,00	197,00	0,00	0,00

14.3.3 Průřezové charakteristiky

Trám

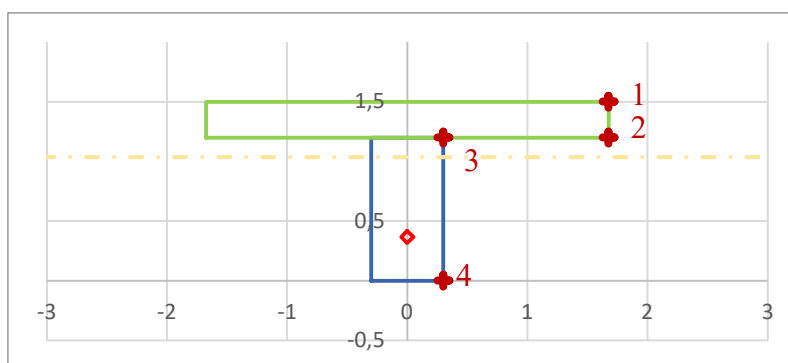
$$h_T = 1,200 \text{ m}$$

$$b_w = 0,600 \text{ m}$$

Deska

$$h_d = 0,300 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 3,350 \text{ m}$$



Nosník

Plocha průřezu:

$$A = 0,72 \text{ m}^2$$

Moment setrvačnosti:

$$I_y = 0,0864 \text{ m}^4$$

Poloha těžiště:

$$z_T = 0,6 \text{ m}$$

Excentricita posuzovaných vláken od těžiště

$$e_3 = -0,6 \text{ m}$$

$$e_4 = 0,6 \text{ m}$$

Spražený průřez

$$A = 1,725 \text{ m}^2$$

$$I_y = 0,3299 \text{ m}^4$$

$$z_T = 1,037 \text{ m}$$

$$e_1 = -0,463 \text{ m}$$

$$e_2 = -0,163 \text{ m}$$

$$e_3 = -0,163 \text{ m}$$

$$e_4 = 1,037 \text{ m}$$

Průřezové moduly v ohybu:

$$W_{3,N} = -0,144 \text{ m}^3$$

$$W_{4,N} = 0,144 \text{ m}^3$$

$$W_{1,D} = -0,712 \text{ m}^3$$

$$W_{2,D} = -2,023 \text{ m}^3$$

$$W_{3,D} = -2,023 \text{ m}^3$$

$$W_{4,D} = 0,318 \text{ m}^3$$

14.3.4 Návrh předpínací síly

Návrh počtu kabelů: **1 kabel po 31 lanech Y1860S7-15,7mm**

Excentricita kabelu: Nosník: $e_p = 233 \text{ mm}$

Spřaž. průřez: $e_p = 670 \text{ mm}$

Maximální hodnota předpínací síly:

$$P_{max} = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p,max} = 31 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1473,1 = 6,85 \text{ MN}$$

14.3.5 Posouzení MSP

Normálové napětí v daných vláknech je stanoveno dle vztahu:

$$\sigma_n = -\frac{N_p}{A_{c,i}} + \frac{M_i}{W_i} + \frac{M_p}{W_i}$$

Pokud vychází normálové napětí kladné (beton je v tahu), je vypočteno poměrné přetvoření dle vztahu:

$$\varepsilon = \sigma_n / E_c$$

Poté je vypočteno napětí v betonářské výztuži, které je porovnáváno s limitní hodnotou 400 MPa dle vztahu:

$$\sigma_n = \varepsilon \cdot E_s$$

14.3.5.1 Posouzení kloubově podepřeného nosníku

Tabulka 55: MSP kloubové podepření – charakteristická kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,283	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-0,473	-24,472	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,603	-24,472	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,590	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-4,648	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,477	-27,000	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,174	-0,244	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,086	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,734	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-11,930	-27,000	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	2,100	-3,315	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-1,039	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,687	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-4,409	-27,000	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-3,562	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,868	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,516	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-2,570	-27,000	-	-	-	OK

Tabulka 56: MSP kloubové podepření – častá kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,283	0,000	0,0	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	0,0	-	-	-	-
	3		-0,144				-0,473	0,0	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,603	0,0	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,590	0,000	0,0	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	0,0	-	-	-	-
	3		-0,144				-4,648	0,0	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,477	0,0	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,174	-0,244	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,086	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,734	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-11,930	0,0	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	1,437	-2,385	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,711	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,359	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-6,492	0,0	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-2,632	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,541	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,189	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-4,652	0,0	-	-	-	OK

Tabulka 57: MSP kloubové podepření – kvazistálá kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,283	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-0,473	-18,354	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,603	-18,354	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,590	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-4,648	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,477	-20,250	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,174	-0,244	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,086	-18,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,734	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-11,930	-20,250	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	0,000	-0,368	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,001	-18,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,649	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-11,010	-20,250	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-0,615	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				0,169	-	0,004746	0,996566	400	OK
	3		-2,023				-4,479	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-9,171	-20,250	-	-	-	OK

14.3.5.2 Posouzení pružně podepřeného nosníku

Tabulka 58: MSP pružné podepření – charakteristická kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,278	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-0,436	-24,472	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,641	-24,472	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,567	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	
	3		-0,144				-4,452	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,673	-27,000	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,197	-0,277	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,097	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,549	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-12,054	-27,000	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	2,185	-3,467	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-1,092	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,544	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-4,266	-27,000	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-3,714	-24,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,922	-24,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,374	-27,000	-	-	-	OK
	4		0,318				-2,426	-27,000	-	-	-	OK

Tabulka 59: MSP pružné podepření – častá kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,278	0,000	0,0	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	0,0	-	-	-	-
	3		-0,144				-0,436	0,0	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,641	0,0	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,567	0,000	0,0	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	0,0	-	-	-	-
	3		-0,144				-4,452	0,0	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,673	0,0	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,197	-0,277	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,097	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,549	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-12,054	0,0	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	2,038	-3,261	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-1,019	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,471	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-4,728	0,0	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-3,508	0,0	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,849	0,0	-	-	-	OK
	3		-2,023				-5,301	0,0	-	-	-	OK
	4		0,318				-2,888	0,0	-	-	-	OK

Tabulka 60: MSP pružné podepření – kvazistálá kombinace

čas	vlákno	A _c	W _i	ΔN _p	ΔM _p	ΔM _{char}	σ _n	σ _{lim}	ε	σ _{n,s}	σ _{s,lim}	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	0,720	0,0	-6,508	-1,517	0,278	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	-
	3		-0,144				-0,436	-18,354	-	-	-	OK
	4		0,144				-17,641	-18,354	-	-	-	OK
BD	1	0,720	0,0	0,343	0,080	0,567	0,000	-	-	-	-	-
	2		0,0				0,000	-	-	-	-	-
	3		-0,144				-4,452	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,144				-12,673	-20,250	-	-	-	OK
GO	1	1,725	-0,712	0,000	0,000	0,197	-0,277	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,097	-18,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,549	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-12,054	-20,250	-	-	-	OK
UP	1	1,725	-0,712	0,343	0,229	0,000	-0,400	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				-0,012	-18,000	-	-	-	OK
	3		-2,023				-4,464	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-11,134	-20,250	-	-	-	OK
KZ	1	1,725	-0,712	0,685	0,459	0,000	-0,647	-18,000	-	-	-	OK
	2		-2,023				0,158	-	0,004427	0,9297	400	OK
	3		-2,023				-4,294	-20,250	-	-	-	OK
	4		0,318				-9,294	-20,250	-	-	-	OK

14.4 Návrh ohybové výztuže

Ohybová výztuž je navržena pro možnost manipulace s nosníky v nepředepnutém stavu. První možná manipulace s nosníky je uvažována po 3 dnech od jejich vybetonování, kdy budou vyzvednuty z formy.

Návrhové vnitřní síly:

moment v poli: $M_{Ed} = 374,98 \text{ kNm}$

Materiálové charakteristiky:

Betonový nosník – čas vynětí z formy:

$t = 3 \text{ dny}$
 $f_{ck(t)} = 27,14 \text{ MPa}$

$$f_{cd(t)} = 16,28 \text{ MPa}$$

Betonářská výztuž:

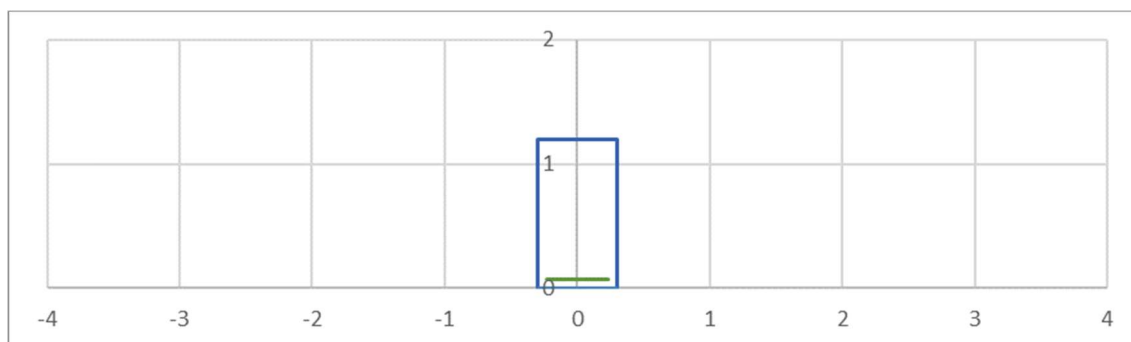
$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Geometrie průřezu:

$$h = 1,200 \text{ m}$$

$$b = 0,600 \text{ m}$$



Křídí vrstva:

$$c = 50 \text{ mm}$$

Smyková výztuž:

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

Návrh výztuže v poli u dolního povrchu

$$n = 4 \quad k_s$$

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

$$s = 154 \text{ mm}$$

$$A_s = 1017,8 \text{ mm}^2$$

$$d = 1131 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$x = 60,0 \text{ mm}$$

$$z = 1107 \text{ mm}$$

$$\xi = 0,05$$

$$0,05 < 0,45$$

$$M_{Rd} = 489,91 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

$$374,98 < 489,91$$

Rozteč prutů (vod. Směr):

$$a = 136,00 \text{ mm}$$

$$a > a_{min}$$

$$136,0 > 40$$

Rozteč prutů (svislý směr):

$$a = 0 \text{ mm}$$

Nová rozteč prutů (vod. Směr):

$$a = 0,00 \text{ mm}$$

$$a > a_{min}$$

$$0,0 < 0$$

Vyhovuje, využití: 76,5 %

Navržená výztuž: 4Ø18

15. Návrh spodní stavby

15.1 Návrh a posouzení pilotových základů pilířů

Pro posouzení pilotového základu byl použit program Geo5 – Pilotový základ. Pro piloty je pomocí programu navrženo vyztužení a provedeno posouzení na MSÚ. Konstrukční zásady pro návrh vyztužení pilot jsou převzaty z ČSN EN 1992-1-1 [1].

V tabulkách 62 a 65 jsou vypsány návrhové hodnoty silového zatížení základu, které jsou dány kombinací zatížení MSÚ, ta tvoří obálku vnitřních sil daných kombinacemi zatížení 6.10a a 6.10b. Silové účinky byly vyčteny z reakcí ve vetknutí pilířů.

Pro názornost je v kapitole 15.1.1 uveden kompletní výstup z programu Geo5.

Posouzení svislé únosnosti pilot je vzhledem k charakteru podloží provedeno dle [36], kapitola 4.3.3. Piloty jsou opřeny o nestlačitelné podloží, proto je uvažováno, že pro jejich únosnost je rozhodující zatížení betonového dřívku piloty, nikoliv únosnost skalní horniny, do níž je pata opřena. Únosnost takových pilot je dána vztahem:

$$U_{vd} = 0,8 \cdot A_s \cdot R_{bk}$$

- A_s plocha průřezu piloty
- R_{bk} charakteristická pevnost betonu piloty v tlaku

Všechny piloty jsou navrženy shodně, proto je svislá únosnost betonového dřívku pro všechny piloty stejná.

$$U_{vd} = 0,8 \cdot 1,131 \cdot 30 = 27,14 \text{ MN}$$

15.1.1 Založení krajních pilířů P2

Materiály a normy

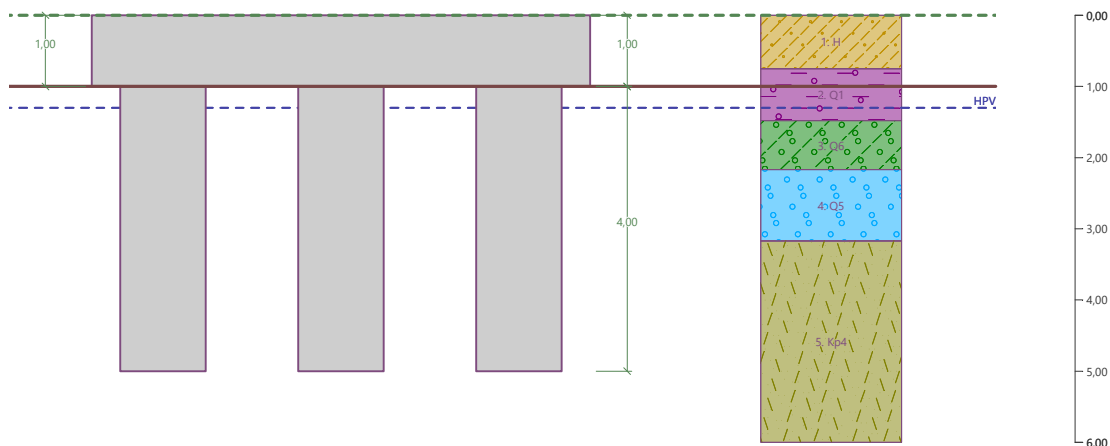
Betonové konstrukce:	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1:	standardní
Ocelové konstrukce:	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílní součinitel únosnosti ocelového průřezu:	$\gamma_{M0} = 1,00$

Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x = 7,00 \text{ m}$
	$b_y = 4,50 \text{ m}$
Průměr piloty	$d = 1,20 \text{ m}$
Počet pilot	$n_x = 3$
	$n_y = 2$
Osová vzdálenost	$s_x = 2,50 \text{ m}$
	$s_y = 2,50 \text{ m}$

Geometrie

Hloubka založení	$h_z = 1,00 \text{ m}$
Vysazení piloty	$h = 0,00 \text{ m}$
Tloušťka základové desky	$t = 1,00 \text{ m}$
Délka pilot	$l = 4,00 \text{ m}$
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g = 1,00$



Obrázek 171: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P2

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti ve smyku

$$G = 13750,00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu

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

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu

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

Tabulka 61: Geologický profil a přiřazení zemín –P2

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,75	0,00 .. 0,75	H	
2	0,73	0,75 .. 1,48	Q1	
3	0,69	1,48 .. 2,17	Q6	
4	1,00	2,17 .. 3,17	Q5	
5	-	3,17 .. ∞	Kp4	

Tabulka 62: Zatížení – krajní pilíř, P2

Číslo	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
1	P2 Střed Max MSÚ	Návrhové	28198,00	-13388,00	-7290,00	-1919,00	-2858,00	75,00
2	P2 Střed Min MSÚ	Návrhové	21698,00	13452,00	9319,00	1486,00	2923,00	82,00
3	P2 Střed Max Char	Užitné	22468,00	-11957,00	-6045,00	-1599,00	-2569,00	62,80
4	P2 Střed Min Char	Užitné	19028,00	11958,00	7722,00	124,00	2626,00	68,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,30 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu: pružinová metoda

Uložení pilot v patě: piloty vetknuté do nestlačitelného podloží

Připojení pilot k desce: tuhé

Modul reakce podloží: podle ČSN 73 1004

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -7871,86 kN

Minimální tlaková síla = -1,92 kN

Maximální moment = 1286,91 kNm

Maximální posouvající síla = 649,52 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 1,0 mm

Maximální vodorovný posun desky = 1,8 mm

Maximální natočení desky = 1,3E-02 °

Tabulka 63: Maximální vnitřní síly na pilotách – krajní pilíř, P2

Pilota	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pilota 1 - 1	-7165,31	-1247,99	1286,91	649,52
pilota 1 - 2	-6738,62	-1316,42	1041,41	434,74
pilota 1 - 3	-6311,92	-1384,85	1269,32	641,10
pilota 2 - 1	-7700,69	-1275,12	1279,98	646,77
pilota 2 - 2	-7786,28	-718,79	1035,17	432,64
pilota 2 - 3	-7871,86	-1,92	1262,30	638,32

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro dimenzaci piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivější kombinace.

Výztuž navržena pro všechny piloty ve skupině.

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (P2 Střed Min MSÚ)

Průměr piloty: d = 1,20m

Vyztužení - 20 ks profil 20,0 mm; krytí 110,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení): pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0,556 \% > 0,250 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení: $N_{Ed} = 421,73 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 1212,55 \text{ kNm}$
 Únosnost: $N_{Rd} = 532,92 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 1532,24 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (P2 Střed Max MSÚ)

Smyková výztuž – profil 16,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 1005,3 = 2010,6 \text{ mm}^2$

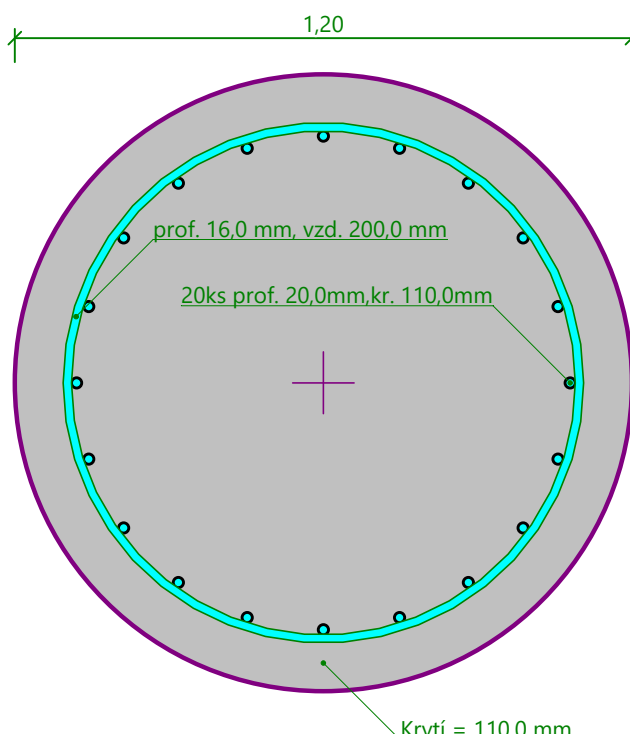
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23 \text{ kN} > 620,53 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Tabulka 64: Průběhy vnitřních sil nejzatíženější piloty – krajní pilíř, P2

Hloubka [m]	Posouvající síla Q [kN]	Ohyb. moment M [kNm]	Normálová síla N [kN] (tah)	Normálová síla N [kN] (tlak)
0.00	649.52	1286.91	-1.92	-7871.86
0.40	643.20	1029.59	-1.92	-7871.86
0.80	626.36	777.62	-1.92	-7871.86
1.20	609.52	533.91	-1.92	-7871.86
1.60	603.28	370.77	-1.92	-7871.86
2.00	597.14	214.15	-1.92	-7871.86
2.40	365.83	182.65	-1.92	-7871.86
2.80	128.41	246.94	-1.92	-7871.86
3.20	166.99	219.38	-1.92	-7871.86
3.60	287.99	126.09	-1.92	-7871.86
4.00	328.85	0.00	-1.92	-7871.86



Obrázek 172: Schéma vyztužení pilot – krajní pilíře, P2

Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$
$$7,871 \leq 27,14 \text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

15.1.2 Založení středního pilíře P2

15.1.2.1 Návrh pilotového základu a vyztužení pilot – střední pilíř, P2

Materiály a normy

Betonové konstrukce:	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1:	standardní
Ocelové konstrukce:	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu:	$\gamma_{M0} = 1,00$

Konstrukce

Šířka základové desky	$b_x = 9,50 \text{ m}$
	$b_y = 6,20 \text{ m}$
Průměr piloty	$d = 1,20 \text{ m}$
Počet pilot	$n_x = 4$
	$n_y = 3$
Osová vzdálenost	$s_x = 2,50 \text{ m}$
	$s_y = 2,10 \text{ m}$

Geometrie

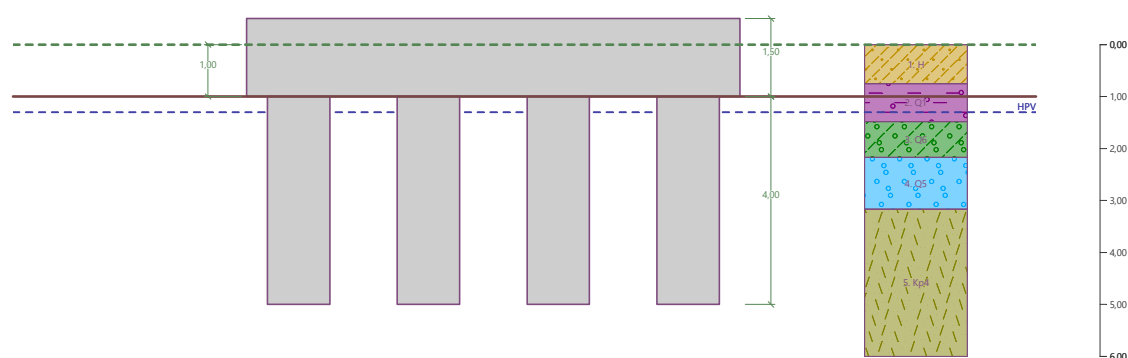
Hloubka založení	$h_z = 1,00 \text{ m}$
Vysazení piloty	$h = 0,00 \text{ m}$
Tloušťka základové desky	$t = 1,50 \text{ m}$
Délka pilot	$l = 4,00 \text{ m}$
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g = 1,00$

Materiál konstrukce

Viz. předchozí kapitola

Geologický profil a přiřazení zemin

Viz. předchozí kapitola



Obrázek 173: Schéma založení a geo. profilu – střední pilíř, P2

Tabulka 65: Zatížení – střední pilíř, P2

Číslo	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
1	P2 Střed Max MSÚ	Návrhové	62752,60	-34090,00	-1490,00	-1874,00	-7298,00	238,0
2	P2 Střed Min MSÚ	Návrhové	52529,00	32829,00	8815,00	447,00	7411,00	238,0
3	P2 Střed Max Char	Užitné	53279,00	-30687,00	-151,00	-1491,00	-6620,00	198,0
4	P2 Střed Min Char	Užitné	45860,00	31229,00	7162,00	119,00	6705,00	198,0 0

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,30 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu: pružinová metoda

Uložení pilot v patě: piloty vetknuté do nestlačitelného podloží

Připojení pilot k desce: tuhé

Modul reakce podloží: podle ČSN 73 1004

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -9409,00 kN

Minimální tlaková síla = -419,70 kN

Maximální moment = 1710,64 kNm

Maximální posouvající síla = 833,53 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 1,1 mm

Maximální vodorovný posun desky = 2,2 mm

Maximální natočení desky = 9,9E-03 °

Tabulka 66: Maximální vnitřní síly na pilotách – střední pilíř, P2

Pilota	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	M _{max} [kNm]	Q _{max} [kN]
pilota 1 - 1	-8547,84	-1586,49	1710,64	833,53
pilota 1 - 2	-8362,51	-1431,65	1403,03	568,18
pilota 1 - 3	-8177,19	-1276,82	1393,85	564,72
pilota 1 - 4	-7991,86	-1121,98	1681,33	820,86
pilota 2 - 1	-5718,24	-4335,02	1410,06	570,89
pilota 2 - 2	-5557,99	-4158,44	1233,23	421,32
pilota 2 - 3	-5397,74	-3981,86	1224,95	418,64
pilota 2 - 4	-5237,49	-3805,28	1387,26	562,62
pilota 3 - 1	-9409,00	-949,45	1705,79	831,51
pilota 3 - 2	-9248,75	-772,87	1398,74	566,67
pilota 3 - 3	-9088,50	-596,28	1389,53	563,20
pilota 3 - 4	-8928,25	-419,70	1682,56	821,34

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro dimenzaci piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivější kombinace.

Výztuž navržena pro všechny piloty ve skupině.

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (P2 Střed Min MSÚ)

Průměr piloty: d=1,20m

Vyztužení - 20 ks profil 22,0 mm; krytí 110,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení): pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0,672 \% > 0,250 \% = \rho_{\min}$
 Zatížení: $N_{Ed} = 703,97 \text{ kN}$ (tlak); $M_{Ed} = 1682,56 \text{ kNm}$
 Únosnost: $N_{Rd} = 776,16 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 1855,11 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (P2 Střed Max MSÚ)

Smyková výztuž – profil 16,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 1005,3 = 2010,6 \text{ mm}^2$

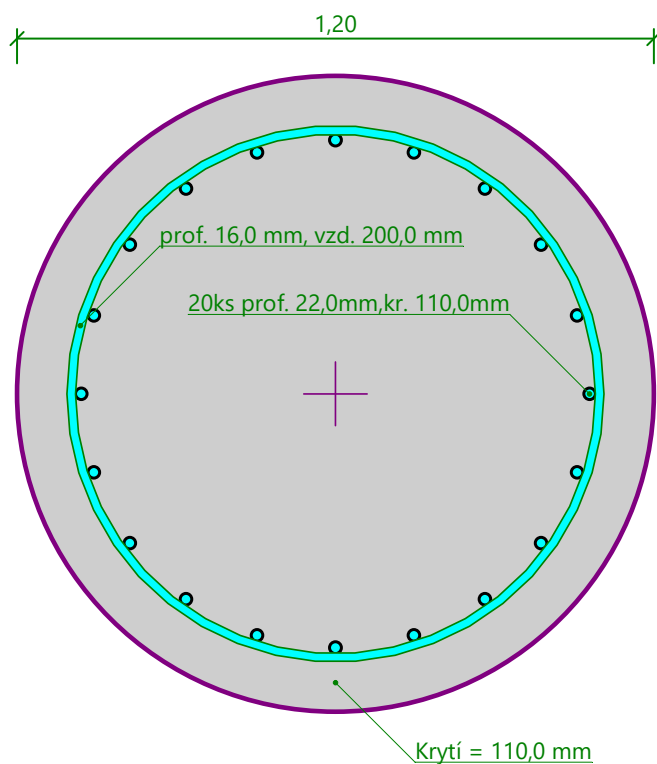
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23 \text{ kN} > 821,34 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Tabulka 67: Průběhy vnitřních sil nejzatíženější piloty – střední pilíř, P2

Hloubka [m]	Posouvající síla Q [kN]	Ohyb. moment M [kNm]	Normálová síla N [kN] (tah)	Normálová síla N [kN] (tlak)
0.00	833.53	1710.64	-419.70	-9409.00
0.40	825.95	1378.83	-419.70	-9409.00
0.80	805.57	1052.68	-419.70	-9409.00
1.20	785.07	737.25	-419.70	-9409.00
1.60	777.41	570.56	-419.70	-9409.00
2.00	769.87	408.21	-419.70	-9409.00
2.40	483.49	262.56	-419.70	-9409.00
2.80	220.24	251.40	-419.70	-9409.00
3.20	158.28	237.14	-419.70	-9409.00
3.60	313.78	139.24	-419.70	-9409.00
4.00	365.25	0.00	-419.70	-9409.00



Obrázek 174: Schéma vyztužení pilot – střední pilíř, P2

Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$

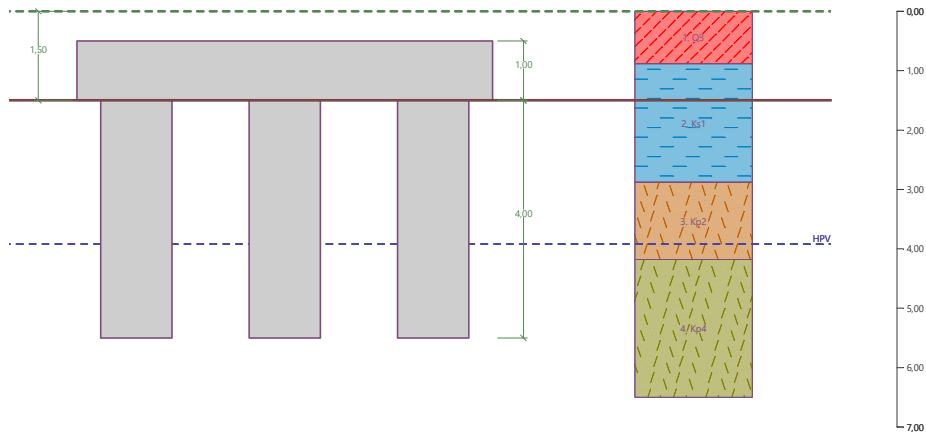
$$9,409 \leq 27,14 \text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

15.1.3 Založení krajních pilířů P3

Tabulka 68: Geologický profil a přiřazení zemin – P3

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,88	0,00 .. 0,88	Q3	
2	2,00	0,88 .. 2,88	Ks1	
3	1,30	2,88 .. 4,18	Kp2	
4	-	4,18 .. ∞	Kp4	



Obrázek 175: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P3

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,92 m od původního terénu.

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla	=	-8076,28 kN
Maximální tahová síla	=	240,23 kN
Maximální moment	=	1644,73 kNm
Maximální posouvající síla	=	628,33 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí	=	1,0 mm
Maximální vodorovný posun desky	=	2,6 mm
Maximální natočení desky	=	1,4E-02 °

Posouzení čís. 1

Posouzení na tlak a ohyb

Zatížení: $N_{Ed} = 231,41$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1558,72$ kNm

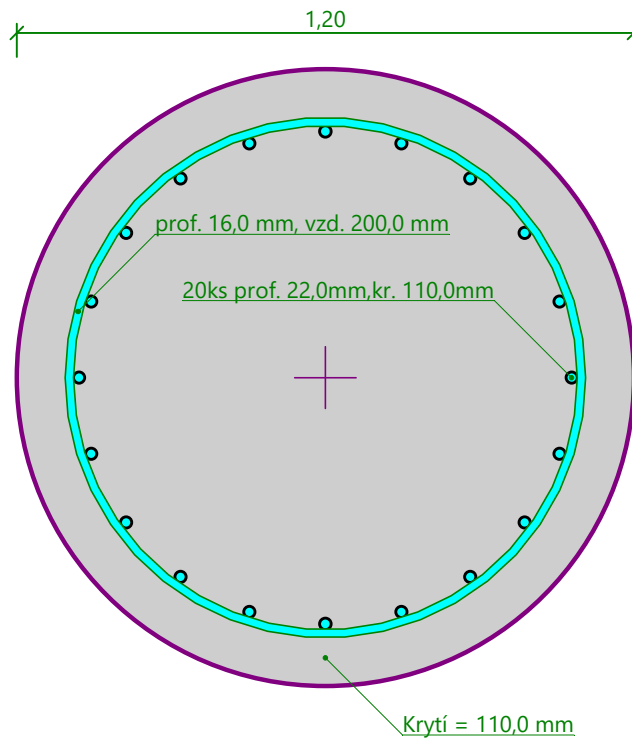
Únosnost: $N_{Rd} = 245,75$ kN; $M_{Rd} = 1655,31$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23$ kN > $600,06$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.



Obrázek 176: Schéma vyztužení pilot – krajní pilíře, P3

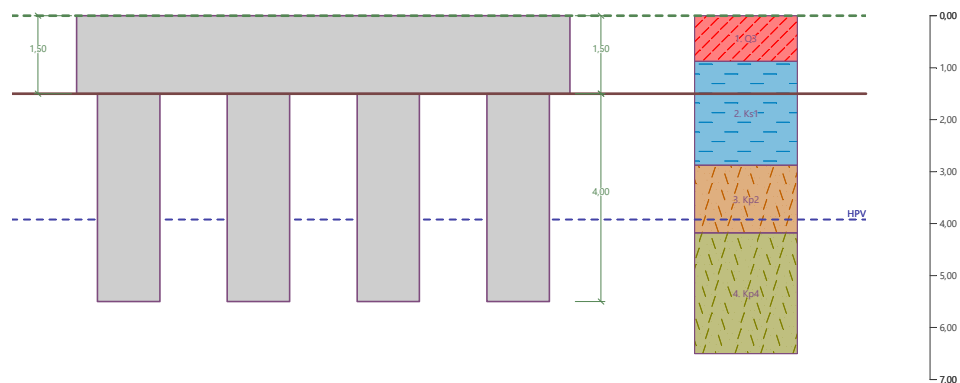
Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$

$$8,076 \leq 27,14 \text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

15.1.4 Založení středního pilíře P3



Obrázek 177: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P3

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 3,92 m od původního terénu.

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla	= -9729,52 kN
Minimální tlaková síla	= -166,51 kN
Maximální moment	= 2045,41 kNm

Maximální posouvající síla = 766,18 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 1,1 mm

Maximální vodorovný posun desky = 3,0 mm

Maximální natočení desky = 1,1E-02 °

Posouzení čís. 1

Posouzení na tlak a ohyb

Zatížení: $N_{Ed} = 432,21$ kN (tlak); $M_{Ed} = 2012,98$ kNm

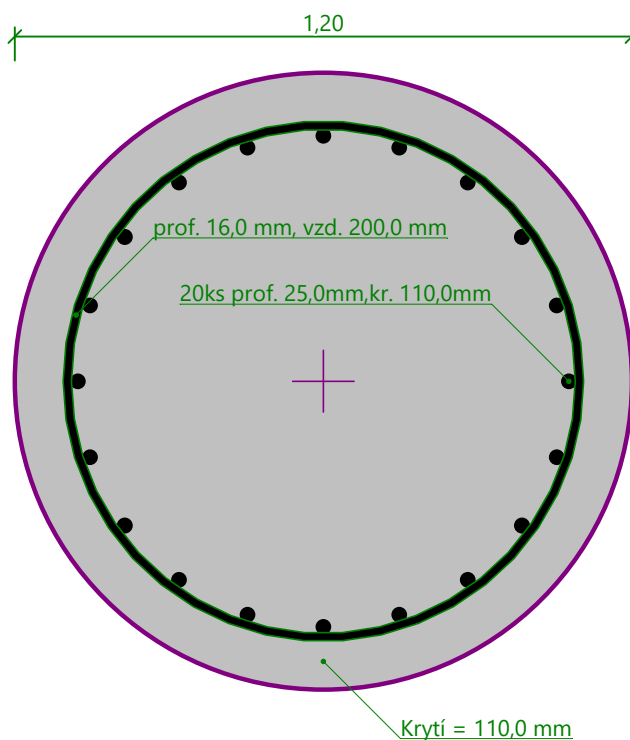
Únosnost: $N_{Rd} = 455,22$ kN; $M_{Rd} = 2120,13$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23$ kN > $754,88$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.



Obrázek 178: Schéma vyztužení pilot – střední pilíř, P3

Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$

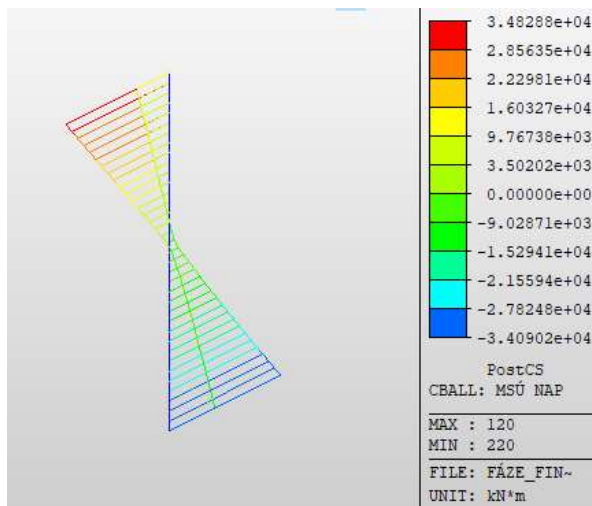
$$9,729 \leq 27,14 \text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

15.2 Posouzení pilíře na kombinaci M + N

15.2.1 Návrhové vnitřní síly

Posuzované průřezy se nacházejí v patě dříku a v místě vetknutí pilíře do mostovky. V následující tabulce jsou vypsány návrhové hodnoty vnitřních sil, které jsou dány stejnou kombinací zatížení použité při návrhu pilotového založení. Celkové posouzení včetně navržení ohybové výztuže dříku pilíře je provedeno pomocí interakčního diagramu. Posouzení bylo provedeno v online programu InDiOn (Holan, Štefan).



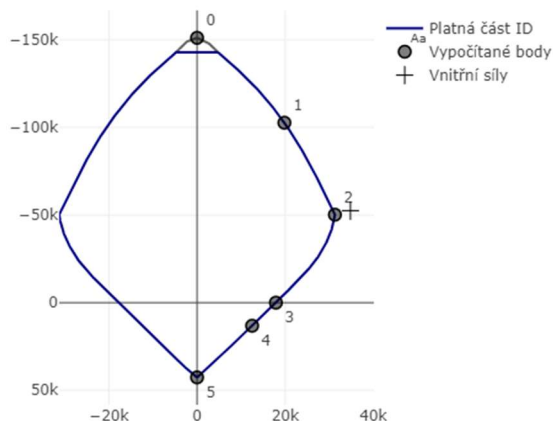
Obrázek 179: Příklad obálky průběhu M_y – střední pilíř

Tabulka 69: Návrhové vnitřní síly na pilířích

Průřez	Kombinace	Krajní pilíř			Střední pilíř		
		N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Horní	MSÚ max	-20315	12539	6075	-51606	31659	4170
	MSÚ min	-27036	-12617	-7995	-67465	-31932	-9528
Dolní	MSÚ max	-21698	13451	9319	-52526	34828	8815
	MSÚ min	-28198	-13388	-7301	-68545	-34090	-1773

15.2.2 Návrh a posouzení vyztužení pilířů

V průběhu návrhu byla snížena tloušťka, respektive ohybová tuhost pilířů v podélném směru. Díky vyšší poddajnosti pak na pilíře působily nižší vnitřní síly. Na pilíři byly vnitřní síly sníženy přibližně 6x krát. Přesto nebylo dosaženo dostatečného vyztužení pilíře na návrhovou kombinaci ohybového momentu a normálové síly. O únosnosti rozhoduje ohybový moment.



Obrázek 180: Příklad interakčního diagramu nedostatečného vyztužení pilíře

Další ztenčování pilíře nevedlo k dobrým výsledkům, navíc začala být rozhodující i normálová síla. Proto byly v průřezích pilířů navrženy svazky betonářské výztuže po dvou prutech, dle ČSN 1992-1-1, kap. 8.9 [1]. Navržené vyztužení poté vyhovělo a nebylo třeba zasahovat do průřezů na konstrukci, což by mělo dopad na všechny ostatní provedené výpočty a posouzení.

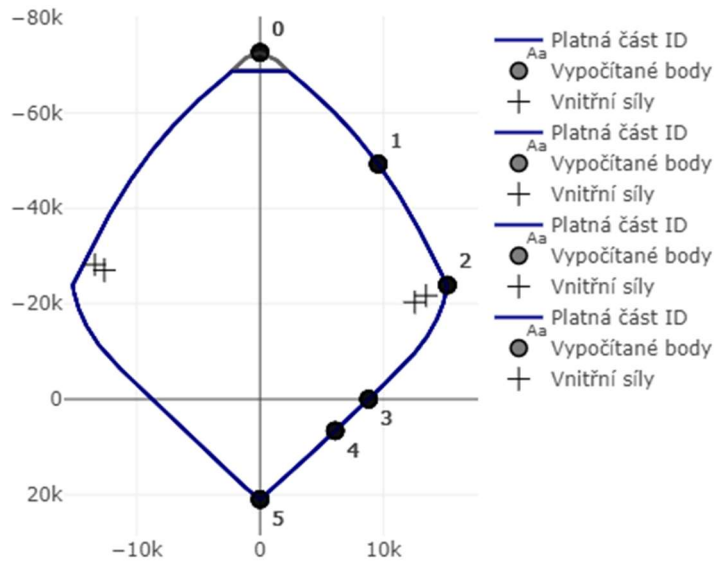
V několika málo případech pak průřez nevyšel znovu, to už ale o únosnosti rozhodovala normálová síla. Stačilo zvýšit pevnostní třídu betonu pilíře z původní C35/45 na C40/50. Tím byla nepatrně navýšena ohybová tuhost pilíře a rovněž by mělo dojít k novému přerozdělení vnitřních sil na konstrukci. Rozdíl modulů pružnosti betonů je ovšem malý, a proto navýšení tuhosti bylo zanedbáno.

Vyztužení je uvažováno na obou koncích dříku pilíře stejné, proto jsou zobrazeny všechny kombinace zatížení na pilíř v jednom interakčním diagramu.

15.2.2.1 Krajní pilíř

Tabulka 70: Navržené vyztužení krajního pilíře – komb. N + M_y

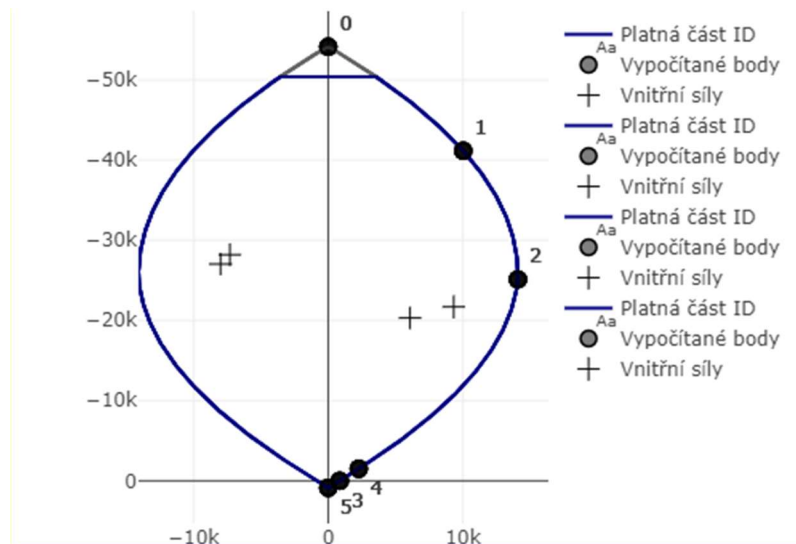
$\varnothing = 32$ mm	$\varnothing_n = 45.3$ mm
$n_b = 2$ ks	$n_n = 15$ ks
$s = 125$ mm	$A_{s,1} = 1608.495$ mm ²
$c = 65$ mm	$A_{s,prov} = 24127.43$ mm ²
$b = 2000$ mm	$d_1 = 91$ mm
	$a_{min} = 54.3058$ mm
	$a_{prov} = 61$ mm
	54 < 61



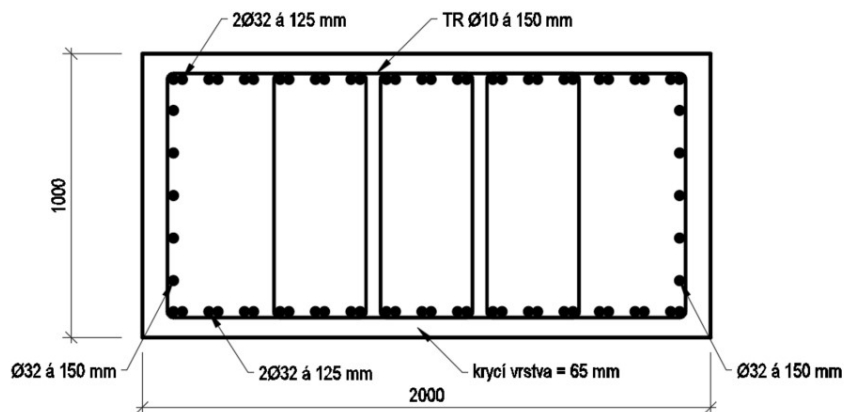
Obrázek 181: Interakční diagram krajního pilíře – komb. N + M_y

Tabulka 71: Navržené vyztužení krajního pilíře – komb. N + M_z

$\varnothing = 16$ mm	$n_n = 5$ ks
$s = 150$ mm	$A_{s,1} = 201.0619$ mm ²
$c = 65$ mm	$A_{s,prov} = 1005.31$ mm ²
$b = 1000$ mm	$d_1 = 101$ mm
	$a_{min} = 37$ mm
	$a_{prov} = 134$ mm
	37 < 134



Obrázek 182: Interakční diagram krajního pilíře – komb. N + M_z

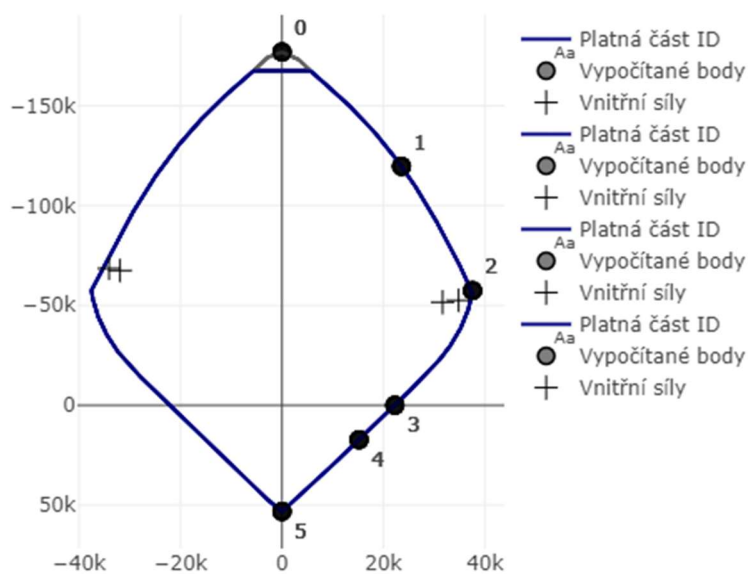


Obrázek 183: Schéma vyztužení krajního pilíře

15.2.2.2 Střední pilíř

Tabulka 72: Navržené vyztužení středního pilíře – komb. N + M_y

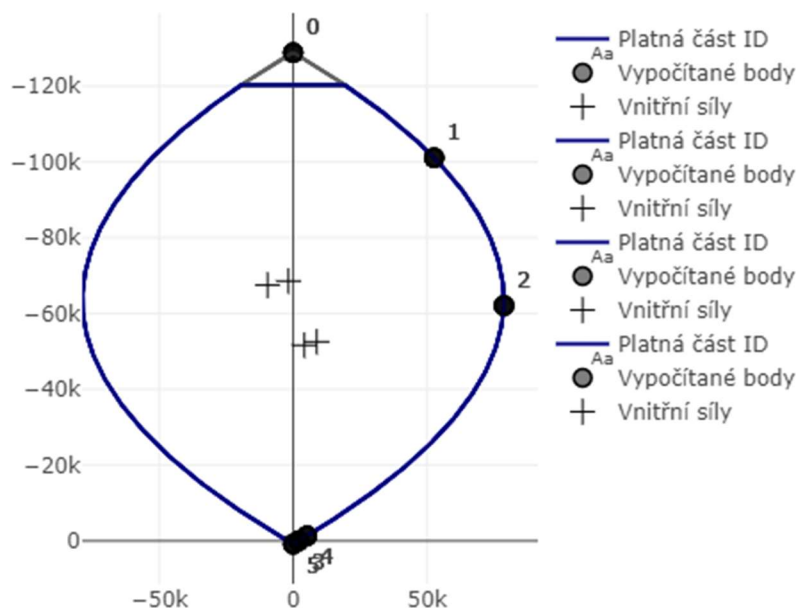
$\varnothing = 32$ mm	$\varnothing_n = 45.3$ mm
$n_b = 2$ ks	$n_n = 37$ ks
$s = 125$ mm	$A_{s,1} = 1608.5$ mm ²
$c = 65$ mm	$A_{s,prov} = 61122.8$ mm ²
$b = 4800$ mm	$d_1 = 91$ mm
	$a_{min} = 54.3058$ mm
	$a_{prov} = 61$ mm
	54 < 61



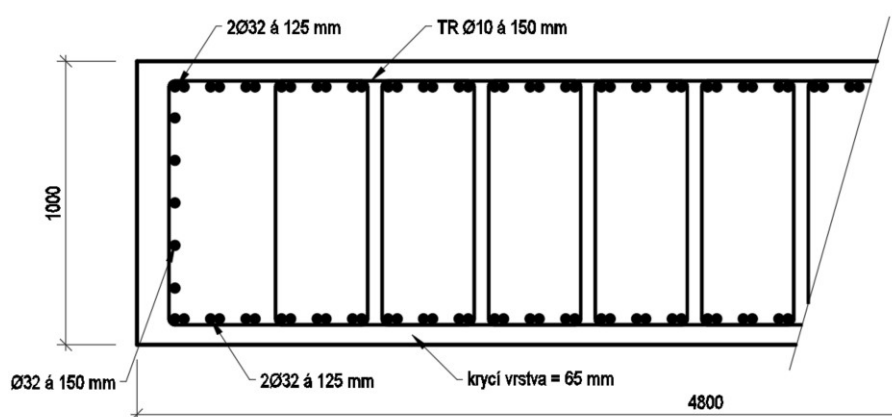
Obrázek 184: Interakční diagram středního pilíře – komb. N + M_y

Tabulka 73: Navržené vyztužení středního pilíře – komb. N + M_z

$\varnothing = 16$ mm	$n_n = 5$ ks
$s = 150$ mm	$A_{s,1} = 201.0619$ mm ²
$c = 65$ mm	$A_{s,prov} = 1005.31$ mm ²
$b = 1000$ mm	$d_1 = 101$ mm
	$a_{min} = 37$ mm
	$a_{prov} = 134$ mm
	37 < 134



Obrázek 185: Interakční diagram středního pilíře – komb. N + M_z



Obrázek 186: Schéma vyztužení středního pilíře

15.3 Návrh a posouzení pilotových základů opěr

Pro návrh opěr byl použit program Geo5 – Opěra, který stanovil veškeré silové účinky působící na pilotový základ opěr. Pilotové základy byly pak posouzeny pomocí programu Geo5 – Pilotový základ stejným způsobem jako u pilotových základů pilířů. Konstrukční

zásady pro návrh vyztužení pilot jsou převzaty z ČSN EN 1992-1-1 [1]. Vzhledem k podobným geotechnickým podmínkám, jaké jsou uvažovány pro založení pilířů, rozhoduje o svislé únosnosti pilot únosnost betonového dřívku, viz kapitola 15.1.

Pro názornost je v kapitole 15.3.2 převzat kompletní výstup z programu Geo5.

Při výpočtu je zjednodušeně uvažován zásyp za opěrou ze zeminy třídy S4 místo přechodové oblasti.

15.3.1 Stanovení přetížení za opěrou od dopravy

Přetížení bylo zjednodušeně uvažováno jako konstantní. Hodnota přetížení odpovídá zatížení modelu LM1 roznesenému na plochu přechodové desky. Na každé opěře se nachází dvě přechodové desky o šířce 11,75 m a délce 5,0 m.

$$\sum F_{TS} = \sum Q_{ik} = 1200 \text{ kN}$$

$$\sum F_{UDL} = \sum (q_{ik} \cdot b_{ik} \cdot L_d) = 487,5 \text{ kN}$$

$$q_{pl} = \frac{\sum F}{b_d \cdot L_d} = 14,36 \text{ kN/m}^2$$

15.3.2 Založení opěry O1

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Materiály a normy

Mostní opěry: EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1: standardní

Výpočet zdí

Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997
 Výpočet aktivního tlaku: Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku: Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Tvar zemního klínu: počítat šikmý
 Dovolená excentricita: 0,333
 Návrhový přístup: 2 - redukce zatížení a odporu

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 35/45

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
 Pevnost v tahu $f_{ctm} = 3,20 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

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

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina: Třída S4 (pod Op)
 Sklon = 45,00 °

Založení

Typ založení: pilotový základ
Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

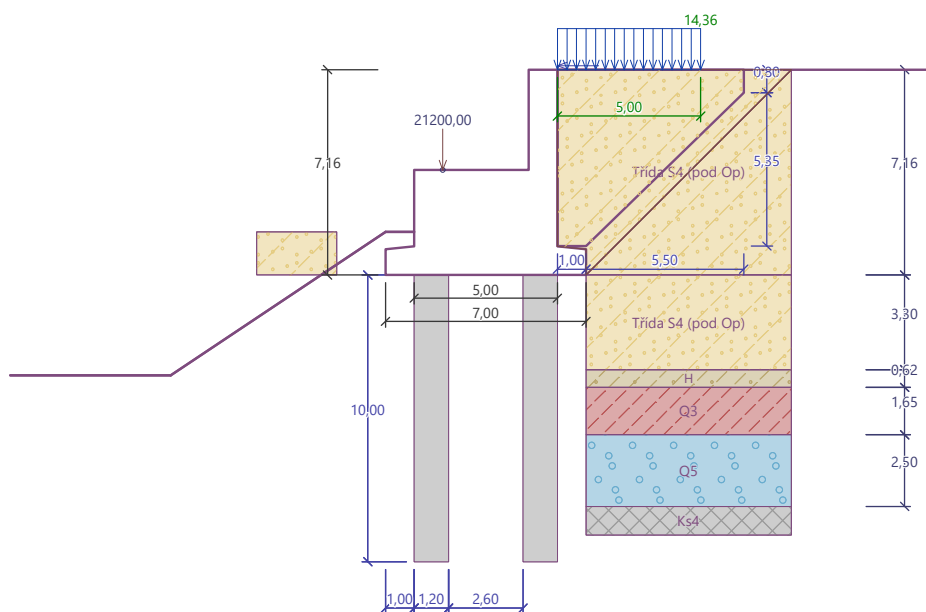
Délka $l = 10,00 \text{ m}$
Odsazení $d = 1,20 \text{ m}$
Průměr $x = 1,00 \text{ m}$
Rozestup $b = 2,60 \text{ m}$

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.



Obrázek 187: Schéma založení, zatížení a geo. profilu – opěra O1

Tabulka 74: Zadané síly působící na konstrukci – opěra O1

Číslo	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Brzdné	stálé	-26,00	0,00	0,00	0,00	-0,14

Posouzení čís. 1

Tabulka 75: Spočtené síly působící na konstrukci – opěra O1

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zeď	0,00	-2,25	592,50	3,80	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,55	-0,49	1,04	-0,52	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-1,50	13,89	6,33	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	114,16	-2,04	104,62	6,51	1,000	1,350	1,350
Přít. 1 - pásové	24,09	-3,57	11,97	6,33	1,500	1,500	1,500
Křídla opěry	0,00	-4,84	21,48	8,42	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	0,00	-3,66	721,09	2,00	-	-	-

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Reakce přech. desky	0,00	-7,16	0,00	6,00	-	-	-
Brzdné	26,00	-7,30	0,00	6,00	1,350	1,350	1,350

Posouzení mostní opěry

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře: 270,24 kPa

Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot $s = 2,50$ m

Celkový počet řad pilot $n = 12$

Zatěžovací délka $l = 31,40$ m

Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Konstrukce

Šířka základové desky $b_x = 7,00$ m

$b_y = 31,40$ m

Průměr piloty $d = 1,20$ m

Počet pilot $n_x = 2$

$n_y = 12$

Osová vzdálenost $s_x = 3,80$ m

$s_y = 2,50$ m

Geometrie

Hloubka založení $h_z = 0,00$ m

Vysazení piloty $h = -1,50$ m

Tloušťka základové desky $t = 0,90$ m

Délka pilot $l = 10,00$ m

Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 1,00$

Tabulka 76: Zatížení – opěra O1

Číslo	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
1	ZS 1	Návrhové	50839,06	0,00	25638,09	-6233,33	0,00	0,00
2	ZS 2	Návrhové	43291,71	0,00	29784,25	-6334,95	0,00	0,00
3	ZS 3	Užitné	43115,76	0,00	27065,45	-4538,58	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6,50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu: pružinová metoda

Uložení pilot v patě: piloty vetknuté do nestlačitelného podloží

Připojení pilot k desce: tuhé

Modul reakce podloží: podle ČSN 73 1004

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -3346,23 kN

Minimální tlaková síla = -476,88 kN

Maximální moment = 1303,09 kNm

Maximální posouvající síla = 386,78 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 1,0 mm
Maximální vodorovný posun desky = 5,4 mm
Maximální natočení desky = 8,4E-03 °

Posouzení čís. 1

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Průměr piloty: $d=1,20\text{m}$

Vyztužení - 20 ks profil 18,0 mm; krytí 110,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení): pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,450\% > 0,250\% = \rho_{\min}$

Zatížení: $N_{Ed} = 476,88\text{ kN}$ (tlak); $M_{Ed} = 1303,09\text{ kNm}$

Únosnost: $N_{Rd} = 481,18\text{ kN}$; $M_{Rd} = 1314,86\text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

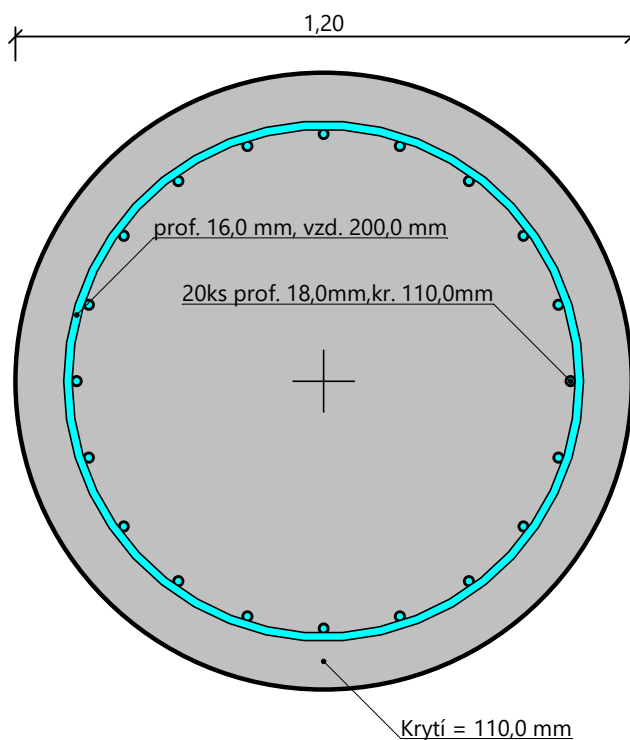
Smyková výztuž – profil 16,0 mm; vzdálenost 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 1005,3 = 2010,6\text{ mm}^2$

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23\text{ kN} > 386,78\text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž



Obrázek 188: Schéma vyztužení pilot – opěra O1

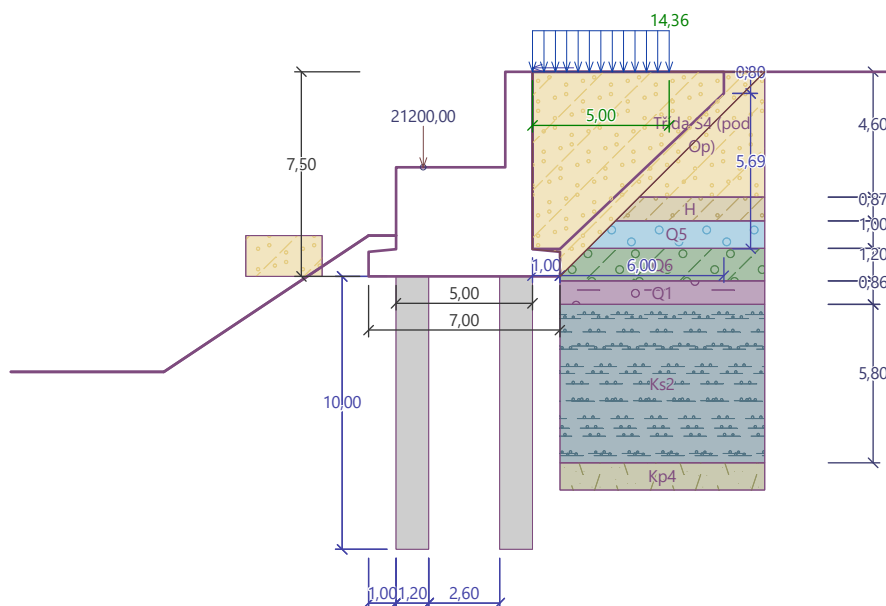
Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$

$$3,346 \leq 27,14\text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

15.3.3 Založení opěry O4



Obrázek 189: Schéma založení, zatížení a geo. profilu – opěra O4

Posouzení čís. 1

Tabulka 77: Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-2,40	635,00	3,78	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-10,55	-0,49	1,04	-0,52	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,50	13,79	6,33	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	125,18	-2,15	111,99	6,51	1,000	1,350	1,350
LM1	25,31	-3,75	12,25	6,32	1,500	1,500	1,500
Křídla opěry	0,00	-5,07	28,94	8,60	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	0,00	-4,00	721,09	2,00	-	-	-
Reakce přech. desky	0,00	-7,50	0,00	6,00	-	-	-
Brzdne	26,00	-7,64	0,00	6,00	1,350	1,350	1,350

Posouzení mostní opěry

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

Celkové posouzení – OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře: 279,72 kPa

Únosnost základové půdy

Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot $s = 2,50$ m

Celkový počet řad pilot $n = 12$

Zatěžovací délka $l = 31,40$ m

Posouzení skupiny pilot

Tabulka 78: Zatížení – opěra O4

Číslo	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
1	ZS 1	Návrhové	53122,96	0,00	25275,65	-6724,71	0,00	0,00
2	ZS 2	Návrhové	44986,67	0,00	29701,66	-6826,33	0,00	0,00
3	ZS 3	Užitné	44806,63	0,00	26769,86	-4898,58	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 4,80 m od původního terénu.

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -3383,46 kN
Minimální tlaková síla = -601,48 kN
Maximální moment = 1087,14 kNm
Maximální posouvající síla = 371,50 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 1,0 mm
Maximální vodorovný posun desky = 3,2 mm
Maximální natočení desky = 8,1E-03 °

Posouzení čís. 1

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)
Průměr piloty: $d=1,20\text{m}$
Vyztužení - 20 ks profil 16,0 mm; krytí 110,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení $\rho = 0,356 \% > 0,250 \% = \rho_{\min}$
Zatížení: $N_{Ed} = 601,48 \text{ kN}$ (tlak); $M_{Ed} = 1087,14 \text{ kNm}$
Únosnost: $N_{Rd} = 655,89 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 1185,48 \text{ kNm}$

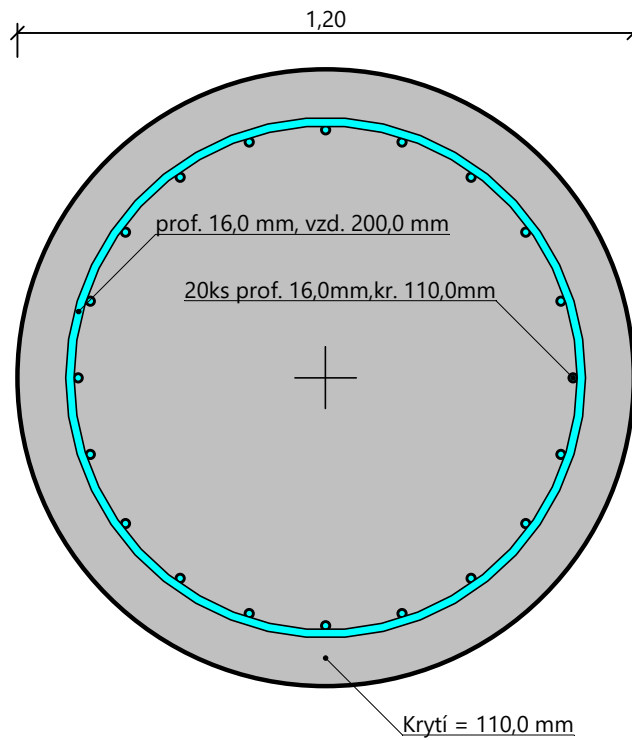
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)
Smyková výztuž – profil 16,0 mm; vzdálenost 200,0 mm
 $A_{sw} = 2 \times 1005,3 = 2010,6 \text{ mm}^2$
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1888,23 \text{ kN} > 371,50 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž



Obrázek 190: Schéma vyztužení pilot – opěra O4

Svislá únosnost piloty:

$$U_d \leq U_{vd}$$

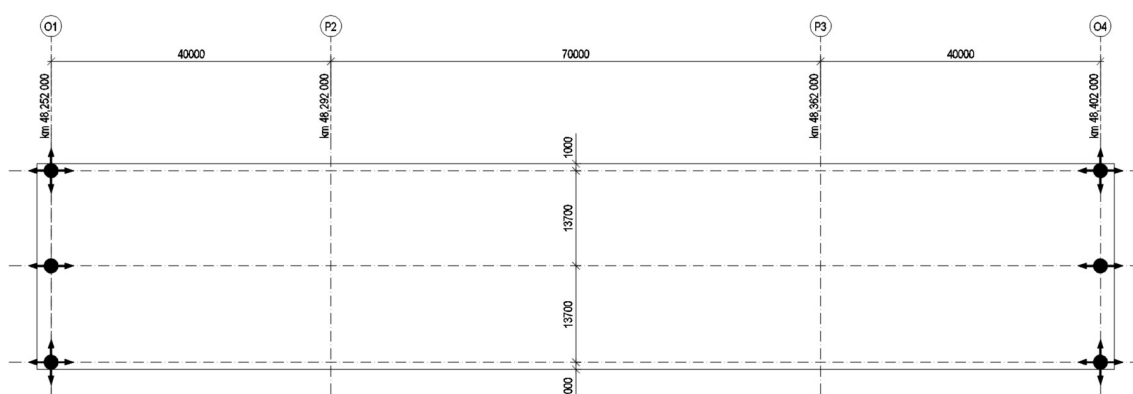
$$3,384 \leq 27,14 \text{ MN}$$

Svislá únosnost piloty vyhovuje.

16. Návrh ložisek a mostních závěrů

16.1 Návrh ložisek

Vzhledem k rámovému uspořádání konstrukce, kdy pevné body tvoří vetknuté pilíře, nebylo na konstrukci navrženo pevné ložisko. Navržená ložiska podírají hlavní nosné trámy na jejich koncích a jsou uložena na opěrách. Ložiska podírající střední trám jsou navržena jako podélně posuvná a ložiska podírající krajní trámy jsou navržena jako všesměrně posuvná. Použita jsou kalotová ložiska Tetron SB od výrobce Fryssinet.



Obrázek 191: Schéma ložisek

Maximální svislá zatížení působící na ložiska v provozním stavu konstrukce jsou dána kombinací zatížení MSÚ, viz předchozí kapitoly. Ve fázích výstavby není předpokládáno překročení návrhových provozních zatížení. Pouze je ověřeno, že jsou všechna ložiska namáhána tlakem.

Tabulka 79: Síly působící na ložiska v jednotlivých fázích [kN]

	1. fáze	2. fáze	3. fáze	4. fáze	5. fáze	6. fáze (před UP)
Krajní ložiska	-1437	-2347	-2442	-1733	-1815	-2372
Střední ložisko	-4865	-6550	-7753	-6009	-5373	-6163

Tabulka 80: Návrhové zatížení ložisek [kN]

	Uvedení do provozu		Konec životnosti	
	MSÚ max	MSÚ min	MSÚ max	MSÚ min
Krajní ložiska	-5389	-1569	-5919	-2240
Střední ložisko	-11168	-5831	-10590	-5609

Pro návrh maximálních posunů konstrukce v místě podepření ložiskem jsou uvažovány charakteristické hodnoty posunů od jednotlivých vstupů. Maximální posun se skládá z deformace v hlavě pilířů od stálého zatížení, pružné deformace mostovky vlivem vnesení předpětí, deformací konstrukce od zatížení teplotou, zatížení od dopravy a deformací vlivem reologických změn. Veškeré tyto faktory zahrnuje fázovaný výpočet.

Tabulka 81: Stanovení celkových posunů ložisek [mm]

	Uvedení do provozu		Konec životnosti	
	Krajní ložiska	Střední ložisko	Krajní ložiska	Střední ložisko
Posun pevného bodu	9	9	9	9
Předpětí	6	10	6	10
Posun od dotvarování	5	6	6	7
Posun od smršťování	2	2	2	2
Teplota max	23	23	23	23
Teplota min	-21	-22	-21	-22
Doprava max	1	1	1	1
Doprava min	-1	-1	-1	-1
Min celkem	-22	-23	-22	-23
Max celkem	46	51	47	52
Celkový posun ložiska	68	74	69	75

GL Ložisko všesměrné posuvné	20 000 Svislé zatížení ULS (kN)	250 Celkový přípustný podélný posun (mm)	40 Celkový přípustný příčný posun (mm)
GGT Ložisko jednosměrné posuvné vedené příčně		800 Podélné zatížení ULS (kN)	40 Celkový přípustný příčný posun (mm)
GGL Ložisko jednosměrné posuvné vedené podélně		800 Příčné zatížení ULS (kN)	40 Celkový přípustný podélný posun (mm)
FX Ložisko pevné		900 Vodorovné zatížení ULS (kN) (výslednice x/y)	

Obrázek 192: Označení ložisek dle výrobce Freyssinet [33]

Tabulka 82: Přehled navržených ložisek

Podpora	Umístění	Název	Typ	Max. zatížení [kN]	Max. posuny [mm]
O1	Levé	Tetron SB GL 6000-100.40	Všesměrné	-5919	69
	Střední	Tetron SB GGL 12000-1200.100	Podélné	-11168	75
	Pravé	Tetron SB GL 6000-100.40	Všesměrné	-5919	69
O4	Levé	Tetron SB GL 6000-100.40	Všesměrné	-5919	69
	Střední	Tetron SB GGL 12000-1200.100	Podélné	-11168	75
	Pravé	Tetron SB GL 6000-100.40	Všesměrné	-5919	69

16.2 Návrh mostních závěrů

Vzhledem k instalaci mostních závěrů po dokončení závěrných zídek lze zanedbat vliv na deformace v mostním závěru od vneseného předpětí. Také vliv reologických změn lze omezit vzhledem k tomu, že již částečně změny proběhly. Díky použití časově závislé analýzy lze zjistit posuny na koncích konstrukce, ovšem pro návrh mostních závěrů

budou uvažovány pouze přírůstky posunů od reologických změn od 5. fáze dále. V této fázi je předpokládáno, že dojde k osazení mostních závěrů. Shodně jsou uvažovány i přírůstky posunů pevných bodů. Navržené mostní závěry jsou typu CIPEC Wd+ od výrobce Freyssinet.

Tabulka 83: Stanovení celkových mostních závěrů [mm]

	Uvedení do provozu		Konec životnosti	
	O1	O4	O1	O4
Přírůstek posunů pevného bodu	0	0	0	0
Přírůstek od dotvarování	0	0	11	11
Přírůstek od smršťování	0	0	22	22
Teplota max	24	24	24	24
Teplota min	-22	-22	-22	-22
Doprava max	1	1	1	1
Doprava min	-1	-1	-1	-1
Min celkem	-23	-23	-23	-23
Max celkem	25	25	58	58
Celkový posun v MZ	48	48	81	81

Tabulka 84: Přehled navržených mostních závěrů

Umístění	Název	Max. posuny [mm]
O1	CIPEC Wd+ 110	81
O4	CIPEC Wd+ 110	81

Závěr

Konstrukce třípolového extradosed mostu navržená v rámci práce vyhověla na všechna provedená posouzení. V následujících fázích by bylo třeba navrhnout a posoudit lokální prvky konstrukce, kterými jsou například kotevní oblasti předpínacích a extradosed kabelů. Při provádění návrhu byla nejnáročnější tvorba fázovaného průřezu a následný návrh předpětí. Bylo nutné prověřit a zvolit nejefektivnější způsob návrhu předpětí. Největší problémy způsobily záporné ohybové momenty vznikající nad místy kotevních oblastí extradosed kabelů, návrh prostorového uspořádání předpínacích kabelů v trámech, redistribuce ohybových momentů po ukončení výstavby a vznikající tahy ve středu konstrukce.

Oproti předběžnému návrhu mostu je nejzásadnější změnou provedenou ve finální verzi ztenčení pilířů, eliminování kolizních vedení podélných předpínacích kabelů a extradosed kabelů, navýšené počty lan v předpínacích kabelech, zvýšení průřezu hlavních nosných trámů a upravený tvar základů pilířů.

Na základě provedených posouzení lze navržený most považovat v dané lokalitě jako technicky realizovatelný.

Seznam příloh

1. Půdorys	M 1:250
2. Podélný řez	M 1:200
3. Vzorový příčný řez	M 1:50
4. Výkres předpínací výztuže, střední trám – podélný řez	M 1:200
5. Výkres předpínací výztuže, střední trám – příčné řezy	M 1:100
6. Výkres předpínací výztuže, krajní trám – podélný řez	M 1:200
7. Výkres předpínací výztuže, krajní trám – příčné řezy	M 1:100
8. Schéma postupu výstavby	M 1:500
9. Schéma betonářské výztuže	M 1:50
10. Pohled na pilíř P2	M 1:100

Seznam použitých norem

- [1] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [2] ČSN EN 1993-1-1 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [3] ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [4] ČSN EN 1991-1-5 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [5] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [6] ČSN EN 1992-2 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [7] ČSN 73 6242 *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [8] ČSN 73 6101 *Projektování silnic a dálnic*. Praha: Český normalizační institut, 2018.
- [9] ČSN EN 1536 *Provádění speciálních geotechnických prací – vrtané piloty*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [10] ČSN 73 6214 *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.

Seznam použité literatury

- [11] **Mapy.cz** [online]. Praha: Seznam.cz, 1998 [cit. 2024-08-01]. Dostupné z:
<https://mapy.cz/zakladni?>
- [12] **HEGGADE, V. N.** *Conceiving of extradosed bridges* [online] February 2021 [cit. 2024-01-09] Dostupné z:
https://www.academia.edu/55128584/CONCEIVING_OF_EXTRADOSED_BRIDGES
- [13] **BENJUMEA, José, CHIO Gustavo a MALDONADO Esparanza.** *Structural behavior and design criteria of extradosed bridges: general insight and state of the art* [online] Revista Ingenieria de Construcción, Diciembre de 2010 [cit. 2024-01-09] Dostupné z: https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v25n3/en_art04.pdf
- [14] **MERMIGAS, Konstantinos Kris.** *Behaviour and Design of EXTRADOSED BRIDGES* [online] University of Toronto 2008 [cit. 2024-01-09] Dostupné z: https://tspace.library.utoronto.ca/bitstream/1807/17203/1/Mermigas_Konstantinos_K_200811_MASc_thesis.pdf
- [15] **KASUGA, Akio.** *Extradosed bridges in Japan* [online] Tokyo 2006 Dostupné z: https://concrete.ethz.ch/assets/fib_sept2006_article1.pdf
- [16] **SMÍŠEK, Pavel.** *Mosty s kabely typu extradosed* [online] 20.5.2006 Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/mosty-s-kabely-typu-extradosed/>
- [17] **GIS Pardubického kraje.** [online] ČÚZK 2015 [cit. 2024-08-01]. Dostupné z: <https://mapy.pardubickykraj.cz/hv/pakr/PAKR?MAP=pu&lon=16.1532161&lat=49.8772383&scale=350000>
- [18] **RAMIREZ, Juan Jose Ramires.** *First extradosed bridge in Ireland* [online] 09 of May of 2013 Dostupné z: <https://blog.ferrovial.com/en/2013/05/first-extradosed-bridge-in-ireland/>
- [19] **International Database and Gallery of Structures.** [online] Dostupné z: <https://structurae.net/en/structures>
- [20] **DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems.** [prospekt] Dostupné z: http://www.gcs.com.ph/003-DSI_DYWIDAG_Multistrand_Stay_Cable_Systems_ENG%202014.pdf
- [21] **Neznámý autor,** *Letmá betonáž* [online] Dostupné z: <http://www.vsl.cz/letma-betonaz/>
- [22] **HRDOUŠEK, Vladislav a Helena VČELOVÁ.** *Letmé betonování mostů* [online] 2018 Dostupné z: https://dspace.cvut.cz/bitstream/handle/10467/81756/Hrdousek_Vcelova__Letme_betonovani_mostu__%282018%29_PUBV_328454.pdf?sequence=-1&isAllowed=y
- [23] **Freyssinet CS.** *Předpínací systém Freyssinet* [prospekt] III/2011. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/195-prospekty>

- [24] **Ministerstvo dopravy.** *Vzorové listy staveb pozemních komunikací – VL4 – Mosty* Leden 2021.
- [25] **SVOBODOVÁ, Lenka.** *Výstavba mostu Oparno* [online] 12. března 2010 Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/vystavba-mostu-oparno>
- [26] **ŠPAK, Matej, Radek NOVOSAD a František KARABA.** *Letmá betonáž SO 206 na rychlostnej ceste R4 Košice – Milhost'* [online] 20. augusta 2013 Dostupné z: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/letma-betonaz-so-206-na-rychlostnej-ceste-r4-kosice-milhost>
- [27] **BERÁNEK, Daniel.** *Ondřej Matoušek: letmo betonované konstrukce mají budoucnost a své místo tam, kam zapadají* [online] 15.9.2021 Dostupné z: <https://www.valbekstory.cz/ondrej-matousek-letmo-betonovane-konstrukce-maji-budoucnost-a-sve-misto-tam-kam-zapadaji/>
- [28] **STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS.** *Betonové mosty II – Modul M03.* Brno 2007
- [29] **STRÁSKÝ, Jiří.** *Betonové mosty.* Praha 2001
- [30] **Ředitelství silnic a dálnic ČR.** *Dálnice D35 Džbánov – Litomyšl* [online] duben 2020 Dostupné z: <https://www.dalnice-d35.cz/public/files/documents/infoletak-d35-dzbanov-litomysl-5.pdf>
- [31] **VSL SSI 2000.** *Stay Cable Systém* [prospekt] Dostupné z: <http://www.vsl.cz/download/48>
- [32] **Projektová dokumentace stupeň DSP D35 Džbánov – Litomyšl: SO 06-206 Most na D35 pře Loučnou, km 48,340**
- [33] **Freyssinet CS.** *Kalotová mostní ložiska* [prospekt] Dostupné z: https://www.freyssinet.cz/265-kalotova_mostni_loziska.html
- [34] **BENJUMEA, José, Gustavo CHIO a Mario RODRÍGUEZ.** *Structural behavior od Extradosed Bridges During Cantilever Construction* [online] Revista EIA – December 2013 Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/317500059_STRUCTUREL_BEHAVIOR_OF_EXTRADOSED_BRIDGES_DURING_CANTILEVER_CONSTRUCTION
- [35] **VÍTEK, Jan L.** *Předpjatý beton. Vliv objemových změn na působení betonových konstrukcí – část 1* [online] Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Prednasky/2021_B03CK_Vitek-04.pdf
- [36] **MASOPUST, Jan.** *Navrhování základových konstrukcí (TP 1.9.5)* [online] 2021 Dostupné z: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-9-5/>

Seznam obrázků

Obrázek 1: Model viaduktu Arrêt-Darré [18]	6
Obrázek 2: Pohled na most Ganter [19]	6
Obrázek 3: Detail provedení v oblasti podpor mostu Ganter [19]	7
Obrázek 4: Extradosed most přes Labe u Nymburka [19]	7
Obrázek 5: Most Akatonbo v Japonsku [19]	7
Obrázek 6: Porovnání empirických vztahů mezi trámovým, extradosed a zavěšeným mostem [14]	8
Obrázek 7: Schéma sedlového kotvení [20]	9
Obrázek 8: Graf porovnávající přístupy k omezení napětí v extradosed kabelech [13] .	10
Obrázek 9: Uspořádání závěsů: vějířovité, polovějřovité a harfové	11
Obrázek 10: Schéma letmé betonáže [21]	12
Obrázek 11: Redistribuce ohybových momentů [35]	13
Obrázek 12: Provizorní podpory zárodku [26]	13
Obrázek 13: Betonážní vozíky a rámové stojky [27]	14
Obrázek 14: Schéma vedení předpínacích kabelů [28]	14
Obrázek 15: Letmá betonáž oblouku [25]	15
Obrázek 16: Schéma výstavby extradosed mostu [34]	15
Obrázek 17: Vysouvaná komorová konstrukce	17
Obrázek 18: Letmo betonovaná konstrukce	19
Obrázek 19: Obloukový most se spodní mostovkou	21
Obrázek 20: Extradosed konstrukce	23
Obrázek 21: Zavěšená komorová konstrukce	25
Obrázek 22: Umístění navrhované konstrukce [11]	27
Obrázek 23: Hranice regionálního biokoridoru [17]	28
Obrázek 24: Příklad geotechnického profilu v místě opěry O4	29
Obrázek 25: Schéma uspořádání extradosed kabelů na mostovce	33
Obrázek 26: Příčný řez navrhované konstrukce	34
Obrázek 27: Podélný řez navrhované konstrukce	34
Obrázek 28: Stanovení poměru β	35
Obrázek 29: Obr. 8.15 – Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [1]	36
Obrázek 30: Navržené uspořádání závěsů	37

Obrázek 31: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců – krajní trám	45
Obrázek 32: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců – střední trám.....	45
Obrázek 33: Roštový výpočetní model pro návrh podélného směru	51
Obrázek 34: Ukázka použitého průřezu pro výpočet.....	52
Obrázek 35: Ukázka zadaného kabelu spojitosti	52
Obrázek 36: Ukázka zadání modelu LM1 ve výpočetním programu	53
Obrázek 37: Změna průřezu hlavních nosných trámů v průběhu návrhu	53
Obrázek 38: Původní návrh extradosed kabelů.....	54
Obrázek 39: Přidání 4. extradosed kabelu.....	54
Obrázek 40: Průběh M_y od stálého zat. – závěsy kotveny nad těžištěm	54
Obrázek 41: Průběh M_y od stálého zat. – závěsy kotveny v těžišti.....	55
Obrázek 42: σ_n při časté kombinaci zatížení – horní vlákna, krajní trám	55
Obrázek 43: σ_n při časté kombinaci zatížení – dolní vlákna, krajní trám	55
Obrázek 44: σ_n při časté kombinaci zatížení – horní vlákna, střední trám	56
Obrázek 45: σ_n při časté kombinaci zatížení – dolní vlákna, střední trám.....	56
Obrázek 46: Napětí v extradosed kabelech při char. kombinaci – krajní trám	56
Obrázek 47: Napětí v extradosed kabelech při char. kombinaci – střední trám	57
Obrázek 48: Zadávání výpočetních fází.....	60
Obrázek 49: Zadávání zatížení pro výpočetní fáze.	61
Obrázek 50: Výpočetní model	61
Obrázek 51: Průběh součinitele dotvarování v čase	62
Obrázek 52: Průběh přetvoření od smršťování v čase	62
Obrázek 53: Pevnost v tlaku betonu C40/50 závislá na čase	63
Obrázek 54: Konstrukce v 1. fázi.....	64
Obrázek 55: Konstrukce v 2. fázi.....	64
Obrázek 56: Konstrukce ve 3. fázi.....	65
Obrázek 57: Konstrukce ve 4. fázi.....	65
Obrázek 58: Konstrukce v 5. fázi.....	65
Obrázek 59: Vzniklá tahová napětí ve středu konstrukce – V1	66
Obrázek 60: Výpočetní model konstrukce s přitížením krajních polí.....	67
Obrázek 61: Reakce v místě přitížení ve 4. fázi [kN]	67
Obrázek 62: Normálová napětí v čase KZ, častá komb. – horní vlákna, V2.....	67
Obrázek 63: Normálová napětí v čase KZ, častá komb. – dolní vlákna, V2	68

Obrázek 64: Výsledný průběh M_y – 3. fáze	68
Obrázek 65: Prostorový model předpínacích a extradosed kabelů	69
Obrázek 66: Detail kabelů ve vyřešeném kolizním místě.....	69
Obrázek 67: M_y na původních pilířích.....	70
Obrázek 68: M_y na ztenčených pilířích.....	70
Obrázek 69: Kabel – 2. fáze, $L = 58$ m, čas vnesení předpětí – krajní trám	71
Obrázek 70: Kabel – 2. fáze, $L = 58$ m, čas konce životnosti – krajní trám.....	72
Obrázek 71: Kabel – 4. fáze, $L = 76$ m, čas vnesení předpětí – krajní trám	72
Obrázek 72: Kabel – 4. fáze, $L = 76$ m, čas konce životnosti – krajní trám.....	72
Obrázek 73: Kabel – 5. fáze, $L = 154$ m, čas vnesení předpětí – krajní trám.....	72
Obrázek 74: Kabel – 5. fáze, $L = 154$ m, čas konce životnosti – krajní trám.....	72
Obrázek 75: Průhyby – 2. fáze.....	74
Obrázek 76: Průhyby – 3. fáze.....	75
Obrázek 77: Průhyby – 4. fáze.....	75
Obrázek 78: Průhyby – čas uvedení do provozu, kvazi. komb.....	75
Obrázek 79: Normálové napětí na levém trámu, 2. fáze, horní vlákna.....	79
Obrázek 80: Normálové napětí na levém trámu, 2. fáze, dolní vlákna.....	79
Obrázek 81: Normálové napětí na pravém trámu, 2. fáze, horní vlákna	79
Obrázek 82: Normálové napětí na pravém trámu, 2. fáze, dolní vlákna.....	80
Obrázek 83: Normálové napětí na středním trámu, 2. fáze, horní vlákna	80
Obrázek 84: Normálové napětí na středním trámu, 2. fáze, dolní vlákna.....	80
Obrázek 85: Normálové napětí na levém trámu, 3. fáze, horní vlákna.....	81
Obrázek 86: Normálové napětí na levém trámu, 3. fáze, dolní vlákna.....	81
Obrázek 87: Normálové napětí na pravém trámu, 3. fáze, horní vlákna	81
Obrázek 88: Normálové napětí na pravém trámu, 3. fáze, dolní vlákna.....	82
Obrázek 89: Normálové napětí na středním trámu, 3. fáze, horní vlákna	82
Obrázek 90: Normálové napětí na středním trámu, 3. fáze, dolní vlákna.....	82
Obrázek 91: Normálové napětí na levém trámu, 4. fáze, horní vlákna.....	83
Obrázek 92: Normálové napětí na levém trámu, 4. fáze, dolní vlákna.....	83
Obrázek 93: Normálové napětí na pravém trámu, 4. fáze, horní vlákna	83
Obrázek 94: Normálové napětí na pravém trámu, 4. fáze, dolní vlákna.....	84
Obrázek 95: Normálové napětí na středním trámu, 4. fáze, horní vlákna	84
Obrázek 96: Normálové napětí na středním trámu, 4. fáze, dolní vlákna.....	84

Obrázek 97: Normálové napětí na levém trámu, 5. fáze, horní vlákna.....	85
Obrázek 98: Normálové napětí na levém trámu, 5. fáze, dolní vlákna.....	85
Obrázek 99: Normálové napětí na pravém trámu, 5. fáze, horní vlákna	86
Obrázek 100: Normálové napětí na pravém trámu, 5. fáze, dolní vlákna.....	86
Obrázek 101: Normálové napětí na středním trámu, 5. fáze, horní vlákna	86
Obrázek 102: Normálové napětí na středním trámu, 5. fáze, dolní vlákna.....	87
Obrázek 103: Normálové napětí na levém trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna	88
Obrázek 104: Normálové napětí na levém trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna.....	88
Obrázek 105: Normálové napětí na pravém trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna ...	88
Obrázek 106: Normálové napětí na pravém trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna	89
Obrázek 107: Normálové napětí na středním trámu, 6. fáze – před UP, horní vlákna ...	89
Obrázek 108: Normálové napětí na středním trámu, 6. fáze – před UP, dolní vlákna ...	89
Obrázek 109: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna	90
Obrázek 110: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna	90
Obrázek 111: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna	90
Obrázek 112: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna	91
Obrázek 113: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – char. k., horní vlákna	91
Obrázek 114: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – char. k., dolní vlákna	91
Obrázek 115: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna	92
Obrázek 116: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna	92
Obrázek 117: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna	92
Obrázek 118: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna	93
Obrázek 119: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – čas. k., horní vlákna	93
Obrázek 120: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – čas. k., dolní vlákna	93
Obrázek 121: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna	94

Obrázek 122: Obálka norm. napětí na levém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna	94
Obrázek 123: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna	94
Obrázek 124: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna	95
Obrázek 125: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., horní vlákna	95
Obrázek 126: Obálka norm. napětí na středním trámu, 6. fáze, UP – kvaz. k., dolní vlákna	95
Obrázek 127: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna.....	96
Obrázek 128: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna.....	96
Obrázek 129: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna...	96
Obrázek 130: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna...	97
Obrázek 131: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – char. k., horní vlákna.	97
Obrázek 132: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – char. k., dolní vlákna.	97
Obrázek 133: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna.....	98
Obrázek 134: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna.....	98
Obrázek 135: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna ..	98
Obrázek 136: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna...	99
Obrázek 137: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – častá k., horní vlákna	99
Obrázek 138: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – častá k., dolní vlákna.	99
Obrázek 139: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna .	100
Obrázek 140: Obálka norm. napětí na levém trámu, 7. fáze – kvazi. k., dolní vlákna .	100
Obrázek 141: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna	100
Obrázek 142: Obálka norm. napětí na pravém trámu, 7. fáze – kvazi. k., dolní vlákna	101
Obrázek 143: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – kvazi. k., horní vlákna	101
Obrázek 144: Obálka norm. napětí na středním trámu, 7. fáze – kvaz. k., dolní vlákna	101
Obrázek 145: Příklad výstupu hodnot napětí v extradosed kabelech	102
Obrázek 146: Průhyb konstrukce na konci životnosti.....	107
Obrázek 147: Průhyb středního trámu na konci životnosti.....	107
Obrázek 148: Návrhový pracovní diagram betonu C40/50	109

Obrázek 149: Návrhový pracovní diagram před. v. Y1860 S7 – 15,7 mm.....	110
Obrázek 150: Návrhový pracovní diagram před. v. Y1860 S7 – 15,7 mm.....	110
Obrázek 151: Obr. 5.2 - Definice l_0 pro výpočet spolupůsobící šířky desky [1].....	111
Obrázek 152: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1].....	111
Obrázek 153: Grafický výstup dle tabulky 36	114
Obrázek 154: Grafický výstup dle tabulky 38	116
Obrázek 155: Grafický výstup dle tabulky 43	118
Obrázek 156: Grafický výstup dle tabulky 45	119
Obrázek 157: Výpočetní model desky ve středu konstrukce	127
Obrázek 158: Roznos osamělých břemen na střednici desky	128
Obrázek 159: Výpočetní model desky u podpory	128
Obrázek 160: Ohybový moment – kombinace 6.10b	129
Obrázek 161: Ohybový moment – kombinace 6.10a.....	129
Obrázek 162: Ohybový moment – kombinace 6.10b	129
Obrázek 163: Ohybový moment – kombinace 6.10a.....	129
Obrázek 164: Výpočetní model příčniku nad podporou	132
Obrázek 165: Výpočetní model pro získání tuhosti pružných podpor.....	133
Obrázek 166: Výsledné deformace od jednotkové síly (krajní trám)	133
Obrázek 167: Výpočetní model příčniku ve středu rozpětí	133
Obrázek 168: Příklad rozmístění UDL v modelu	134
Obrázek 169: Obr. 5.2 - Definice l_0 pro výpočet spolupůsobící šířky desky [1].....	134
Obrázek 170: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1].....	134
Obrázek 171: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P2	143
Obrázek 172: Schéma vyztužení pilot – krajní pilíře, P2.....	145
Obrázek 173: Schéma založení a geo. profilu – střední pilíř, P2.....	146
Obrázek 174: Schéma vyztužení pilot – střední pilíř, P2.....	149
Obrázek 175: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P3	150
Obrázek 176: Schéma vyztužení pilot – krajní pilíře, P3.....	151
Obrázek 177: Schéma založení a geo. profilu – krajní pilíř, P3	151
Obrázek 178: Schéma vyztužení pilot – střední pilíř, P3.....	152
Obrázek 179: Příklad obálky průběhu M_y – střední pilíř.....	153
Obrázek 180: Příklad interakčního diagramu nedostatečného vyztužení pilíře.....	154
Obrázek 181: Interakční diagram krajního pilíře – komb. N + M_y	155

Obrázek 182: Interakční diagram krajního pilíře – komb. $N + M_z$	155
Obrázek 183: Schéma vyztužení krajního pilíře	156
Obrázek 184: Interakční diagram středního pilíře – komb. $N + M_y$	156
Obrázek 185: Interakční diagram středního pilíře – komb. $N + M_z$	157
Obrázek 186: Schéma vyztužení středního pilíře.....	157
Obrázek 187: Schéma založení, zatížení a geo. profilu – opěra O1	159
Obrázek 188: Schéma vyztužení pilot – opěra O1	161
Obrázek 189: Schéma založení, zatížení a geo. profilu – opěra O4	162
Obrázek 190: Schéma vyztužení pilot – opěra O4.....	164
Obrázek 191: Schéma ložisek	165
Obrázek 192: Označení ložisek dle výrobce Freyssinet [33].....	166

Seznam tabulek

Tabulka 1: Návrhové parametry pro extradosed mosty [34]	11
Tabulka 2: Charakteristiky geotechnických typů použité při návrhu založení	30
Tabulka 3: Hydrologické údaje povrchových bod [32]	31
Tabulka 4: Vlastní tíha prutových prvků nosné konstrukce.....	44
Tabulka 5: Vlastní tíha desky.....	44
Tabulka 6: Ostatní stálé zatížení.....	44
Tabulka 7: Vozovkové souvrství	44
Tabulka 8: Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé	45
Tabulka 9: Zatížení rovnoměrnou složkou teploty	46
Tabulka 10: Zatížení rozdílovou složkou teploty.....	47
Tabulka 11: Zatížení od betonářského vozíku a čerstvého betonu	47
Tabulka 12: Použité hodnoty součinitelů kombinací	50
Tabulka 13: Parametry navržené předpínací výztuže – krajní trámy.....	71
Tabulka 14: Parametry navržené předpínací výztuže – střední trám	71
Tabulka 15: Předpínací síly v kabelech	73
Tabulka 16: Napětí v předpínacích kabelech.....	73
Tabulka 17: Procentuální vyjádření největších ztrát předpětí po délce kabelu.....	73
Tabulka 18: Procentuální přírůstky ztrát předpínací síly	74
Tabulka 19: Napětí v kabelech při napínání – výpočet průhybů	74
Tabulka 20: Extrémní svislé deformace ve fázích LB.....	75
Tabulka 21: Navržený počet lan v extradosed kabelech.....	76
Tabulka 22: Navržené napětí v extradosed kabelech po vnesení předpětí.....	76
Tabulka 23: Napětí v extradosed kabelech – 2. fáze.....	102
Tabulka 24: Napětí v extradosed kabelech – 3. fáze.....	103
Tabulka 25: Napětí v extradosed kabelech – 4. fáze.....	103
Tabulka 26: Napětí v extradosed kabelech – 5. fáze.....	104
Tabulka 27: Napětí v extradosed kabelech – 6. fáze.....	104
Tabulka 28: Napětí v extradosed kabelech – 7. fáze.....	105
Tabulka 29: Návrhové vnitřní síly pro posouzení MSÚ	108
Tabulka 30: Materiálové charakteristiky betonu C40/50 - MSÚ.....	109
Tabulka 31: Materiálové charakteristiky Y1860 S7 - 15,7 mm.....	109

Tabulka 32: Materiálové charakteristiky Y1860 S7 - 15,7 mm.....	110
Tabulka 33: Počáteční def. průřezu – v poli	113
Tabulka 34: Počáteční def. předpínací výztuže – v poli	113
Tabulka 35: Počáteční def. betonářské výztuže – v poli.....	114
Tabulka 36: Napětí a přetvoření po průřezu, rozhoduje předpínací výztuž – v poli.....	114
Tabulka 37: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje předpínací výztuž – v poli	115
Tabulka 38: Napětí a přetvoření, rozhoduje drcení betonu – v poli.....	115
Tabulka 39: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje drcení betonu – v poli.....	116
Tabulka 40: Počáteční def. průřezu – nad podporou.....	117
Tabulka 41: Počáteční def. předpínací výztuže – nad podporou	117
Tabulka 42: Počáteční def. betonářské výztuže – nad podporou.....	117
Tabulka 43: Napětí a přetvoření po průřezu, rozhoduje předp. výztuž – nad podporou	117
Tabulka 44: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje předp. výztuž – nad podporou	118
Tabulka 45: Napětí a přetvoření, rozhoduje drcení betonu – nad podporou.....	119
Tabulka 46: Napětí a přetvoření v bet. výztuži, rozhoduje drcení betonu – v poli.....	120
Tabulka 47: Stanovení M_{Rd}	120
Tabulka 48: Navržená výztuž nad podporou, posouzení smyku – krajní trám.....	122
Tabulka 49: Navržená výztuž v poli, posouzení smyku – krajní trám.....	124
Tabulka 50: Navržená výztuž nad podporou, posouzení smyku – střední trám	125
Tabulka 51: Navržená výztuž v poli, posouzení smyku – střední trám	125
Tabulka 52: Výsledné zatížení od osamělých břemen modelu LM1	128
Tabulka 53: Přírůstky ohybových momentů – kloubové uložení	136
Tabulka 54: Přírůstky ohybových momentů – uložení na pružinách.....	136
Tabulka 55: MSP kloubové podepření – charakteristická kombinace.....	138
Tabulka 56: MSP kloubové podepření – častá kombinace	138
Tabulka 57: MSP kloubové podepření – kvazistálá kombinace	139
Tabulka 58: MSP pružné podepření – charakteristická kombinace.....	139
Tabulka 59: MSP pružné podepření – častá kombinace	140
Tabulka 60: MSP pružné podepření – kvazistálá kombinace	140
Tabulka 61: Geologický profil a přiřazení zemin –P2	143
Tabulka 62: Zatížení – krajní pilíř, P2	144
Tabulka 63: Maximální vnitřní síly na pilotách – krajní pilíř, P2.....	144

Tabulka 64: Průběhy vnitřních sil nejzatíženější piloty – krajní pilíř, P2.....	145
Tabulka 65: Zatížení – střední pilíř, P2.....	146
Tabulka 66: Maximální vnitřní síly na pilotách – střední pilíř, P2	147
Tabulka 67: Průběhy vnitřních sil nejzatíženější piloty – střední pilíř, P2	148
Tabulka 68: Geologický profil a přiřazení zemin – P3	149
Tabulka 69: Návrhové vnitřní síly na pilířích.....	153
Tabulka 70: Navržené vyztužení krajního pilíře – komb. N + M_y	154
Tabulka 71: Navržené vyztužení krajního pilíře – komb. N + M_z	155
Tabulka 72: Navržené vyztužení středního pilíře – komb. N + M_y	156
Tabulka 73: Navržené vyztužení středního pilíře – komb. N + M_z	157
Tabulka 74: Zadané síly působící na konstrukci – opěra O1	159
Tabulka 75: Spočtené síly působící na konstrukci – opěra O1	159
Tabulka 76: Zatížení – opěra O1	160
Tabulka 77: Spočtené síly působící na konstrukci.....	162
Tabulka 78: Zatížení – opěra O4.....	163
Tabulka 79: Síly působící na ložiska v jednotlivých fázích [kN]	165
Tabulka 80: Návrhové zatížení ložisek [kN]	165
Tabulka 81: Stanovení celkových posunů ložisek [mm]	166
Tabulka 82: Přehled navržených ložisek.....	166
Tabulka 83: Stanovení celkových mostních závěrů [mm].....	167
Tabulka 84: Přehled navržených mostních závěrů.....	167

