



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

DÁLNIČNÍ MOST PŘES TRATĚ SŽDC

HIGHWAY BRIDGE ACROSS A RAILWAY

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Ondřej Mičánek

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Ondřej Mičánek
Název	Dálniční most přes Trať SŽDC
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2020
Datum odevzdání	15. 1. 2021

V Brně dne 31. 3. 2020

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

Literatura doporučena vedoucím diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Pro zadaný problém navrhnete dvě až tři varianty řešení a zhodnotíte je.

Ve výběru varianty se zaměřte na předpjatou dvoutrámovou nebo deskotrámovou mostní konstrukci.

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty mostu proveďte podle mezních stavů včetně zohlednění vlivu výstavby mostu na jeho návrh.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

ABSTRAKT

Tématem této diplomové práce je návrh a posouzení nosné konstrukce mostu. Byly vypracovány tři varianty přemostění, z nichž k podrobnému rozpracování byla vybrána varianta předpjaté deskotrémové konstrukce o sedmi polích. Konstrukce je betonována na výsuvné skruži v několika fázích. Konstrukce je posouzena na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Důraz je kladen i na posouzení konstrukce v jednotlivých fázích výstavby. Pro výpočet účinků zatížení a analýzu fázované výstavby byl použit software Scia Engineer 19.1. Návrh a posouzení je provedeno dle platných evropských norem.

KLÍČOVÁ SLOVA

most, návrh mostu, deskotrémová konstrukce, předpjatý beton, výsuvná skruž, fázová výstavba, zatížení dopravou, vnitřní síly, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti

ABSTRACT

The topic of this thesis is design and evaluation of the bridge structure. Three variants of bridging were created, among which the variant with prestressed girder deck and seven spans was chosen to detail processing. The bridge construction is built on sliding steel girder in several stages. Construction is evaluated considering the ultimate serviceability state and ultimate limit state. Emphasis is also on evaluation of construction stages. The calculation of load effects and analysis of building in stages was done in Scia Engineer 19.1 software. Design and evaluation were done according to currently valid European standards.

KEY WORDS

bridge, bridge design, RCDG structure, prestressed concrete, sliding girder, building in stages, traffic load, internal forces, ultimate limit state, serviceability limit state

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Ondřej Mičánek *Dálniční most přes Trať SŽDC*. Brno, 2021. 43 s., 301 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji svému vedoucímu Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D., za jeho ochotu a vedení během vypracovávání diplomové práce. Dále děkuji své rodině a blízkým za jejich podporu a trpělivost během studia, a nakonec svým spolužákům z fakulty za veškerou spolupráci a cenné rady.

OBSAH

1	Úvod	8
2	Návrh konstrukce	8
2.1	Oblastní podmínky	8
2.2	Varianta a	10
2.3	Varianta b	11
2.4	Varianta c	12
2.5	Výběr varianty	13
3	Popis mostu	13
3.1	Příčné uspořádání	13
3.2	Podélné uspořádání	14
3.3	Spodní stavba	14
3.4	Mostní svršek	17
4	Výstavba mostu	19
4.1	Výhody výstavby na výsuvné skruži	19
4.2	Nevýhody výstavby na výsuvné skruži	19
4.3	Postup výstavby – technologie	20
4.4	Postup výstavby – výpočet	21
4.5	Vliv výstavby na vnitřní síly	23
5	Výpočetní modely	24
5.1	Prostorový model	24
5.2	Prutový obloukový model	29
5.3	Model fázované výstavby	30
6	Zatížení mostu	30
6.1	Stálá zatížení	30
6.2	Proměnná zatížení	32
6.3	Zatížení ve fázích výstavby	34
7	Kombinace zatížení	35
7.1	Mezní stav použitelnosti	35
7.2	Mezní stav únosnosti	35
8	Mezní stav únosnosti	35
8.1	Pracovní diagramy	35
8.2	Posouzení ve fázích výstavby	36
8.3	Posouzení mostu při uvedení do provozu	37
8.4	Posouzení mostu v čase životnosti mostu	38
9	Mezní stav použitelnosti	38
9.1	Podmínky mezního stavu použitelnosti	38
9.2	Posouzení v průběhu výstavby	39
10	Zavěr	39
11	Seznam použitých zdrojů	40
12	Seznam příloh textové části	41
13	Seznam obrázků	42

1 ÚVOD

Základní funkcí mostu je bezpečně převést danou dopravu přes překážku. Při splnění této základní podmínky pak návrh mostních objektů zohledňuje další kritéria. V případě dálničních mostů je to zejména ekonomické kritérium. Dále se pak zohledňuje estetika mostu a soulad s okolním prostředím a krajinou.

Ekonomické kritérium v sobě zahrnuje několik hledisek návrhu. Jedná se o zvolenou technologii výstavby, tvar a typ nosné konstrukce a množství pilířů, přičemž vhodná varianta vychází zejména z charakteru přemostované překážky, výšky mostu nad terénem a požadované délky mostu.

Cílem této práce tedy je vytvořit varianty řešení mostu pro dané prostředí, mezi kterými bude vybrána vhodná varianta k podrobnému rozpracování. Pro tuto variantu budou hledány a vytvořeny výpočetní modely, které budou co nejlépe popisovat skutečné působení konstrukce. Poté bude konstrukce, respektive její modely, vystaveny normovým zatížením a bude posouzena dle platných norem a předpisů. Budou navrženy vhodné materiály, vyztužení a předpětí nosné konstrukce, které budou zpracovány ve výkresové dokumentaci. Důraz bude také kladen na posouzení mostu ve fázích výstavby.

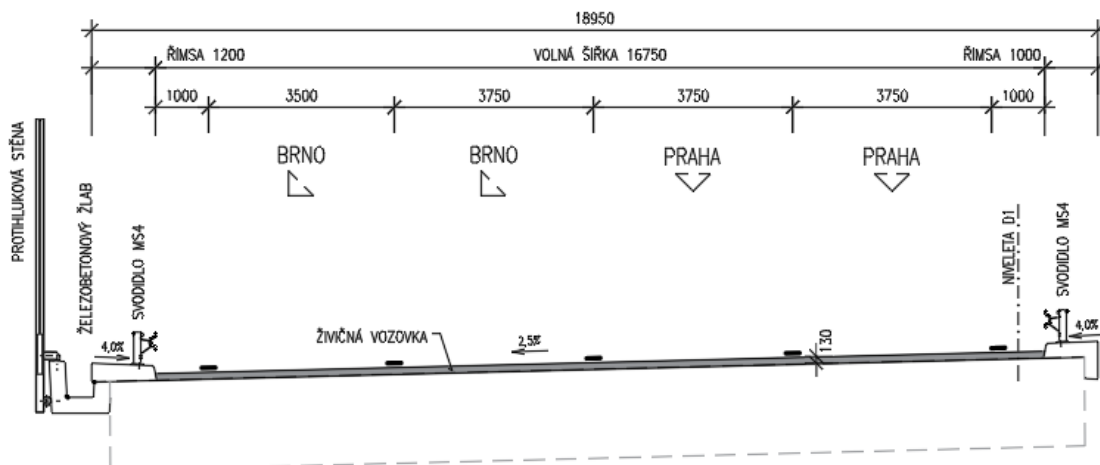
Dle zadání je most směrově rozdělen na dvě samostatné konstrukce. Ve zpracování variant a přehledných výkresech budou zpracovány obě konstrukce. Pro podrobnější rozpracování bude vybrána pouze konstrukce ve směru na Ostravu.

2 NÁVRH KONSTRUKCE

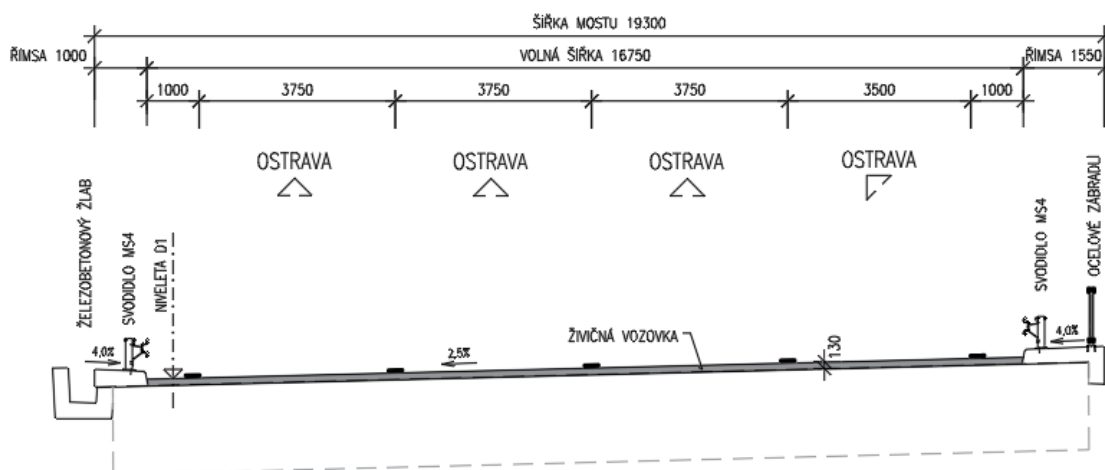
2.1 OBLASTNÍ PODMÍNKY

V našem případě je cílem převedení dálniční dopravy přes trať SŽDC a potok Leskava. Zadáním je mostní svršek s požadovaným šířkovým uspořádáním, podélný profil a situace terénu s niveletou. Umístění konstrukce je poblíž významného dopravního uzlu, proto je po celé délce mostů v obou směrech zvýšené množství dopravních pruhů, včetně odbočovacích. V každém směru jsou čtyři dopravní pruhy. Most je směrově rozdělen. Jedná se tedy o dvě na sobě staticky nezávislé konstrukce.

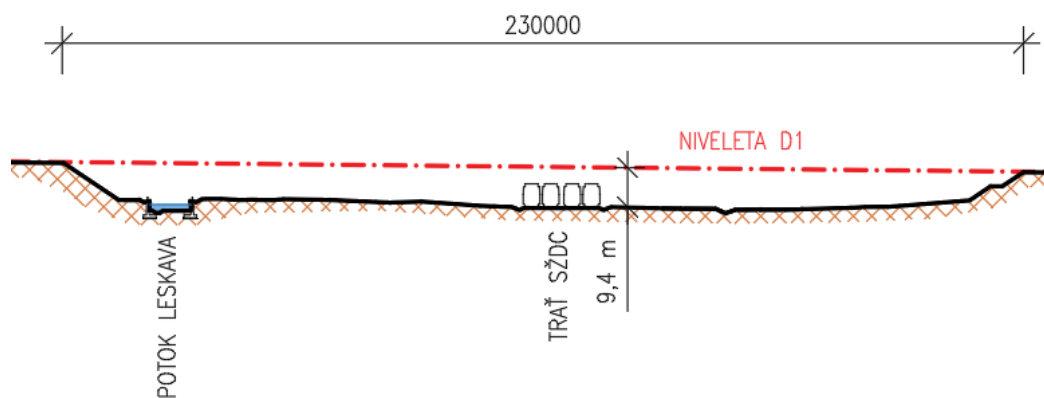
Konstrukce do délky 100 m je možné betonovat najednou. Konstrukce delší se obvykle betonují ve více fázích. V našem případě je délka přemostění přibližně 230 m, konstrukce bude tedy betonována v několika fázích.



Obrázek 1 – Mostní svršek levého mostu ve směru Praha



Obrázek 2 - Mostní svršek pravého mostu ve směru Ostrava



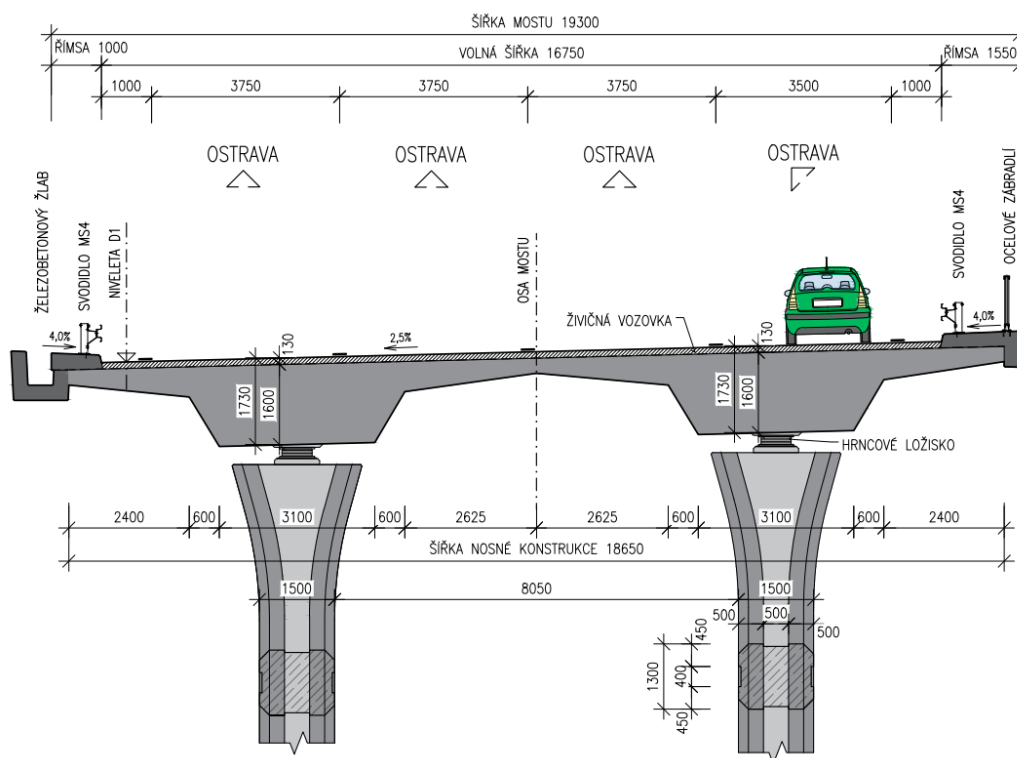
Obrázek 3 - Podélný řez terémem s niveletou komunikace

2.2 VARIANTA A

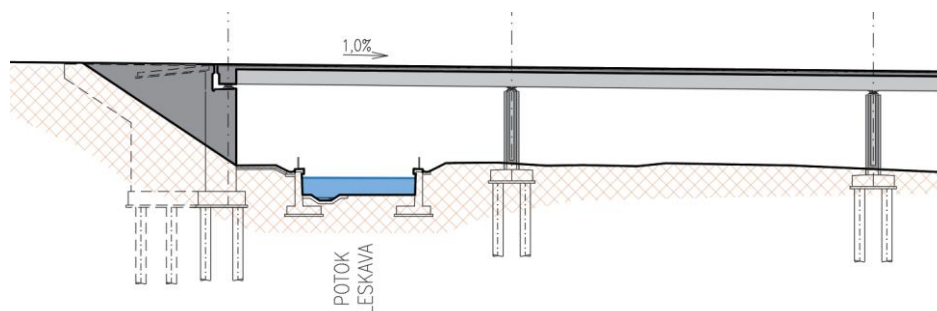
Varianta A je monolitický deskotrám z předpjatého betonu. Tento typ konstrukce je vhodný při rozpětích okolo 30 m. Jedná se o desku s dvěma širokými, nízkými trámy. Každý trám bude podepřen vlastním pilířem. Příčníky jsou navrženy pouze na konci mostu. Mezi trámy je deska s příčnými náběhy, na krajích jsou vyložené konzoly.

Výška nosné konstrukce v ose trámů je 1,60 m, šířka trámů je 3,10 m. Vnitřní deska a krajní konzoly mají proměnnou tloušťku 0,30-0,60 m. Most je o 7 polích. Rozpětí vnitřních polí je 31,90 m, rozpětí krajních polí je 25,0 m. Celková stavební výška je 1,73 m. Konstrukce je podepřena hrcovými ložisky.

Tvar pilířů je navržen tak aby opticky navazoval na geometrii nosné konstrukce. Tloušťka pilířů je 1,30 m. Jejich šířka je proměnná. V hlavě pilíře je šířka 2,60 m. Dále po obloukové křivce přechází do šířky 1,50 m. Geometrie průřezu vychází z obdélníku, rohy jsou však zkoseny 200/200 mm a ve středech stran obdélníku je vybrání o hloubce 50 mm.



Obrázek 4 - Příčný řez mostem, Varianta A



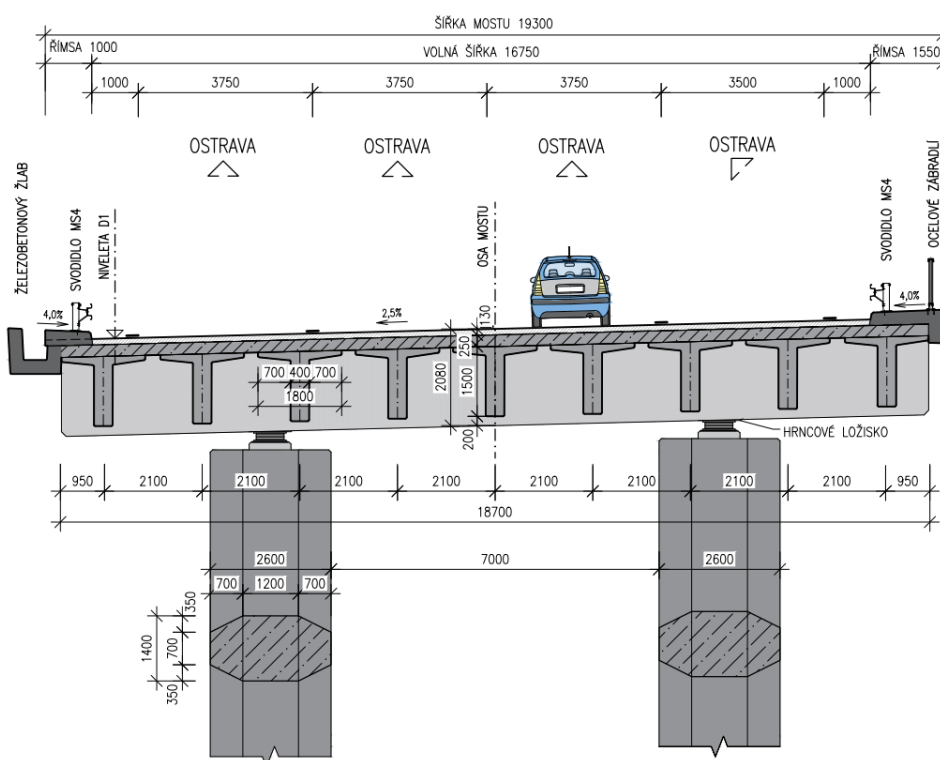
Obrázek 5 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta A

2.3 VARIANTA B

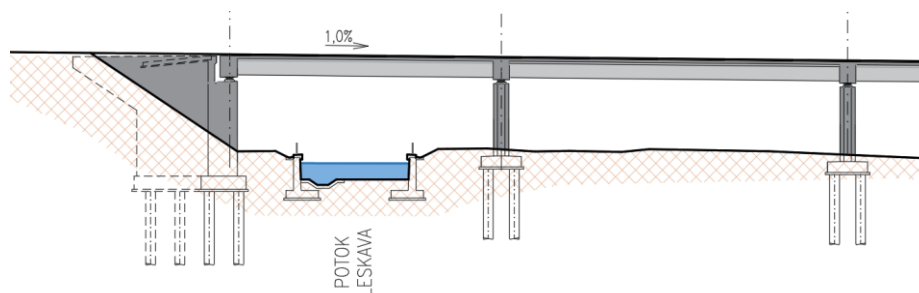
Varianta B je most z prefabrikovaných nosníků spřažených monolitickou deskou. Nosníky jsou předem předpjaté. Tento typ konstrukce je opět vhodný při rozpětích okolo 30 m. Jedná se o prefabrikované, předem předpjaté nosníky tvaru T, na každém mostě v příčném směru 9 kusů. V místě všech podepření je most ztužen příčnicí. V místě podepření jsou vždy dva pilíře.

Výška prefabrikovaných nosníků je 1,50 m, jejich šířka je 1,80 m. Tloušťka stojiny je 0,40 m, tloušťka pásnice je proměnná 0,10-0,20 m. Tloušťka spřažené desky je 0,25 m. Příčnice jsou široké 18,70 m, jejich výška je 1,95 m a tloušťka 1,50 m. Tloušťka koncových příčniců je 1,60 m. Most je o 7 polí. Rozpětí vnitřních polí je 31,90 m, rozpětí krajních polí je 25,0 m. Celková stavební výška je 2,08 m. Konstrukce je podepřena hrncovými ložisky.

Tvar pilířů vychází z obdélníku. Hrany jsou zkoseny 350/700 mm. Šířka pilířů je 2,60 m, jejich tloušťka je 1,40 m.



Obrázek 6 - Příčný řez mostem, Varianta B



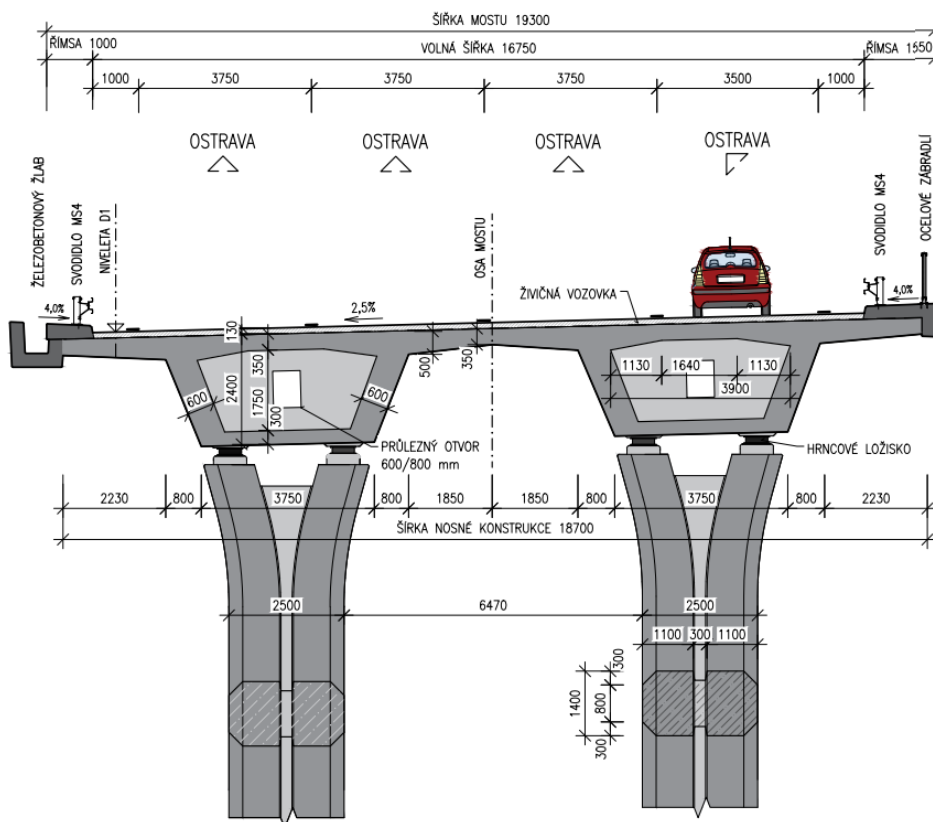
Obrázek 7 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta B

2.4 VARIANTA C

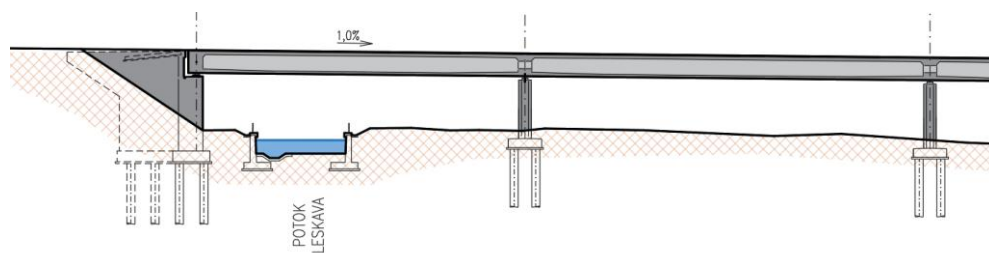
Varianta C je monolitická komorová konstrukce, tvořená dvěma komorami spojenými deskou mostovky. Krajiní stěny jsou navrženy nakloněné. Každá komora je podepřena vlastním pilířem se dvěma ložisky. Předpětí je v této konstrukci vedeno ve stěnách komor. Tento typ konstrukce je vhodný při rozpětích 30 až 45 m.

Šířka komory je při dolním líci 3,75 m, náběhy jsou široké 0,60 m. Tloušťka dolní pásnice komor je po délce proměnná 0,30-0,45 m. Tloušťka stěn komory je 0,6 m. Deska mostovky má proměnnou tloušťku 0,35-0,50 m. Most je o 5 polích. Rozpětí krajních polí je 36,5 m. Rozpětí vnitřních polí je 45,0 m. Stavební výška je 2,40 m.

Geometrie pilířů je navržena tak aby opticky navazoval na geometrii nosné konstrukce. V hlavě se pilíř rozdvouje na dva obdélníky, kdy na každém je jedno ložisko. Dále je v ose pilíře vybrán o hloubce 300 mm. Šířka v patě pilíře je 2,50 m. Celková šířka v hlavě je 3,60 m, přičemž šířka obdélníkového prvku s ložiskem je 1,10 m. Tloušťka pilíře je 1,40 m.



Obrázek 8 - Příčný řez mostem, Varianta C



Obrázek 9 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta C

2.5 VÝBĚR VARIANTY

Varianta A má nejmenší konstrukční výšku a zároveň jednoduchou geometrii, což snižuje pracnost bednění a urychluje výstavbu. Dále díky šířce trámů umožňuje jednodušší fázové předpínání, konkrétně dostatečnou plochu pro roznos napětí, aby nedošlo k potrhání betonu. Nevýhodou této varianty je velké množství použitého betonu, a tedy i vysoká vlastní tíha konstrukce.

Varianta B má výhodu připravených prefabrikovaných nosníků, a tedy i možnost poměrně rychlé výstavby s minimalizací „mokrých fází“, bez omezení provozu na železnici. Výraznou nevýhodou je však půdorysné zakřivení konstrukce a z toho vyplývající různá délka prefabrikátů a problematické dodržení křivosti mostního svršku při přímých prefabrikátech. V poslední řadě příčnický nad všemi podporami jsou neestetické.

Varianta C je díky komorám ze zvolených variant technologicky nejnáročnější. Zato ale umožňuje největší rozpětí polí. Pro dálniční viadukty je však zbytečné navrhovat příliš dlouhá pole, pokud to dispozice nevyžaduje. Tato varianta má největší stavební výšku a nebylo by tak pravděpodobně možné provedení stavby bez omezení provozu na železnici. Další nevýhodou jsou samotné komory, kvůli kterým je problematická revize mostu.

Po zvážení výhod a nevýhod jednotlivých variant byla pro podrobnější zpracování vybrána varianta monolitického deskotrámu, která umožňuje i v oblouku rychlou a jednoduchou výstavbu, kterou lze provést bez omezení provozu na železnici.

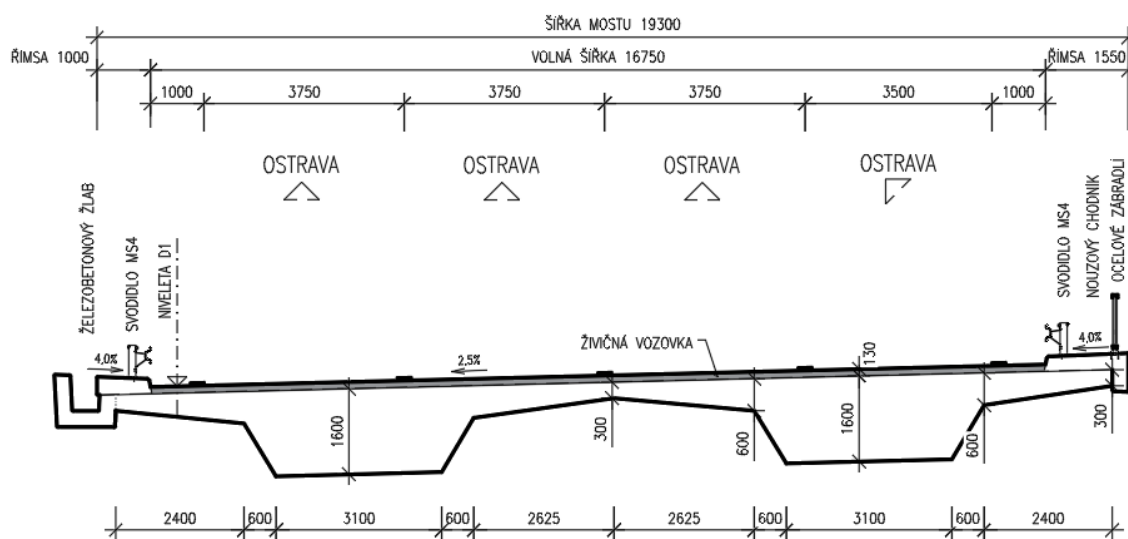
3 POPIS MOSTU

3.1 PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ

Nosná konstrukce je monolitická s dodatečně předepnutými lany. Mostovku tvoří deska s dvěma deskovými trámy s příčnými náběhy. Jejich konstrukční výška je po celé délce 1,60 m. Šířka trámu v dolní části je 3,10 m, šířka desky mezi trámy 5,25 m a délka krajních konzol 2,40 m. Náběhy mezi deskou a trámem jsou široké 0,6 m. Tloušťka desky i krajních konzol je proměnná 0,30-0,60 m. Most se nachází v oblouku, nosná konstrukce i vozovka jsou proto v jednostranném příčném sklonu 2,5% se spádem na levou stranu. Každý trám je podepřen samostatně, vlastním pilířem s hrncovým ložiskem.

Na mostě jsou tři jízdní pruhy o šířce 3,75 m a jeden o šířce 3,50 m. Volná šířka mezi svodidly je 16,75 m. Na pravé římse je navržen nouzový chodník o šířce 0,75 m. Po obou stranách vozovky jsou na římsách osazena mostní svodidla typu MS4 výšky 0,75 m. Na pravé římse je dále osazeno ocelové mostní zábradlí z otevřených profilů výšky 1,10 m. Na levé straně mostu je k nosné konstrukci připojen železobetonový žlab, který odvádí vodu z mostu.

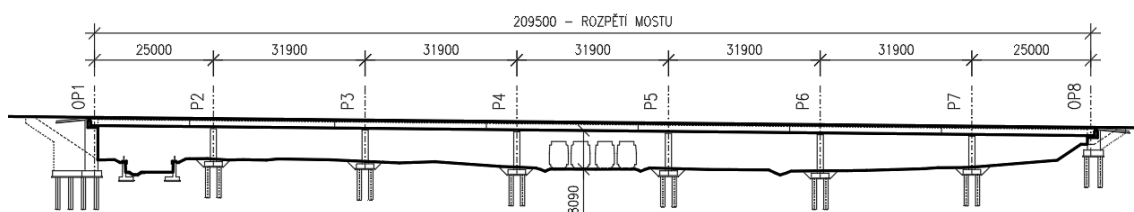
Beton nosné konstrukce: C40/50 – XC4, XD1, XF2 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S3



Obrázek 10 - Schéma příčného řezu

3.2 PODÉLNÉ USPOŘÁDÁNÍ

Konstrukce tvoří nadjezd nad potokem Leskava a tratí SŽDC. Celková teoretická délka nosné konstrukce mezi krajním uložením je 209,5 m. Most je rozdělen na 7 polí. Rozpětí vnitřních polí je 31,9 m. Krajní pole jsou navržena kratší, aby ohybový moment od stálých složek zatížení ve vnitřních a krajních polích byl přibližně stejný, jejich délka je tedy 25,0 m. Most je v konstantním podélném sklonu 1,0%. Obloukové zakřivení osy mostu má poloměr 2830,0 m.



Obrázek 11 - Schéma podélného řezu

3.3 SPODNÍ STAVBA

3.3.1 OPĚRY

Opěry jsou společné pro obě konstrukce a jsou monolitické železobetonové. Výška opěry OP1 je 9,05 m a tloušťka 2,7 m. Opěra OP8, je vysoká 2,64 m a její tloušťka je 2,7 m. Obě opěry jsou na základových patkách jejichž šířka je 4,15 m a výška 1,2 m. Založení spodní stavby je na vrtaných pilotách. V místě uložení nosné konstrukce na opěru navazuje závěrná zídka, na které je uložena přechodová deska.

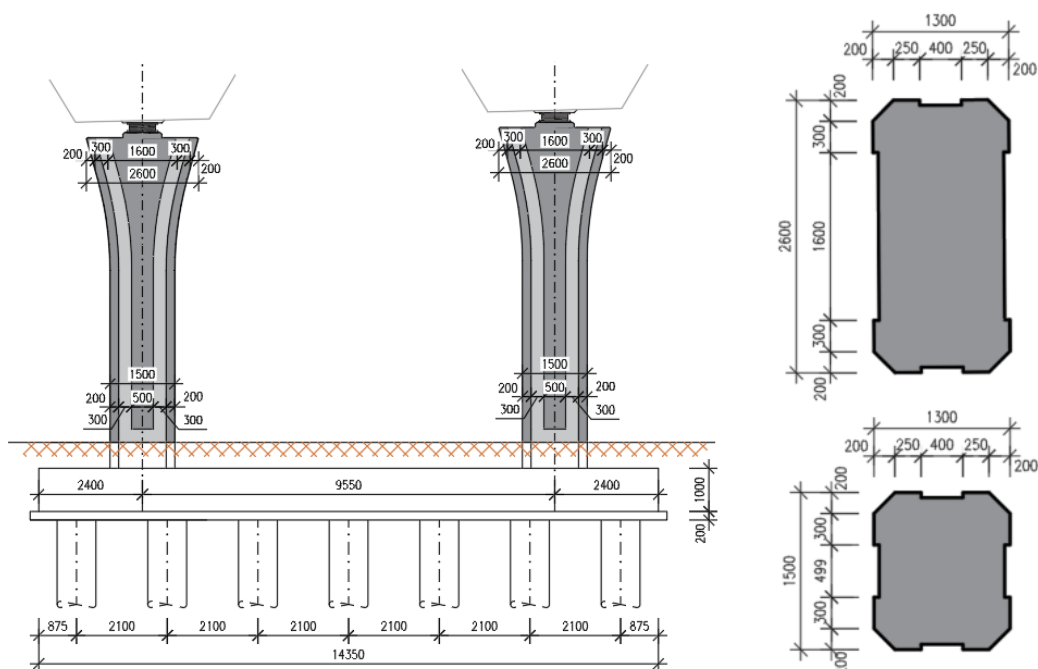
3.3.2 PILÍŘE

Pilíře jsou monolitické železobetonové. Sousední pilíře mostu jsou založeny na společné základové desce.

Geometrie pilíře je z estetických důvodů po výšce proměnná. Navržena je tak, aby opticky pilíř plynule navazoval na lichoběžníkový tvar trámu. Z šířky 2,60 m, která je v hlavě pilíře, plynule, po obloukové křivce přechází v šířku 1,50 m, která je pak konstantní po zbytku výšky. Tloušťka v podélném směru je po celé výšce konstantní 1,60 m.

Geometrie průřezu vychází z obdélníku, rohy jsou však zkoseny 200/200 a ve středech stran obdélníku je vybrání o hloubce 50 mm.

Pilíře jsou založeny na základové desce o výšce 1,0 m, šířce 3,7 m a délce 14,35 m. Základová deska je na čtrnácti vrtaných pilotách o průměru 900 mm a délce 10 m.

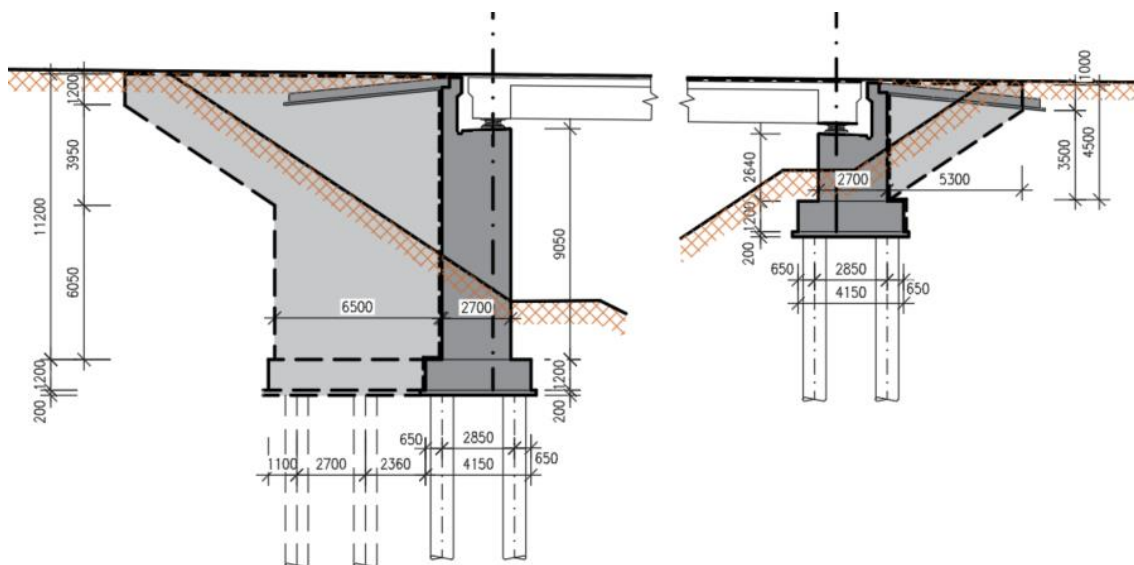


Obrázek 12 - Schéma mostního pilíře

3.3.3 KŘÍDLA

Na opěře OP1 jsou s ohledem na velkou výšku opěr, a tedy i velkou potřebnou délku křídel navržena železobetonová dilatovaná křídla. Křídla jsou na vlastní základové desce s vrtanými pilotami.

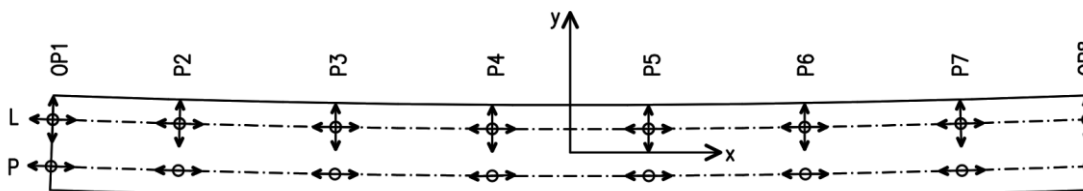
Opěra OP8 je podstatně nižší a křídla jsou tedy navržena jako železobetonová zavěšená.



Obrázek 13 - Schéma krajních opěr a křídel

3.3.4 LOŽISKA

Most je ve všech místech podepřen hrncovými ložisky. Na opěře OP8 je umístěno pevné ložisko. Ostatní ložiska jsou navržena posuvná tak, aby byla mostu umožněna dilatace ve všech směrech. Rozmístění ložisek vychází z postupu výstavby, pevné ložisko je umístěno na části mostu, která bude stavěna jako první.



Obrázek 14 - Schéma možného směru posunu konstrukce v místě uložení

Řada ložisek	Strana	Typ	Pohyb ve směru		
			X	Y	Z
OP1	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P2	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P3	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P4	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P5	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P6	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
P7	L	Všesměrné	Ano	Ano	Ne
	P	Jednosměrné	Ano	Ne	Ne
OP8	L	Jednosměrné	Ne	Ano	Ne
	P	Pevné	Ne	Ne	Ne

Tabulka 1 – Tabulka typu ložisek a jejich rozmístění

Beton opěr a pílířů:	C 30/37 – XC3, XD1, XF2 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S3
Beton základových desek:	C 30/37 – XC2, XD1, XF2 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S3
Beton pilot:	C 25/30 – XC2, XA1 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S3

3.4 MOSTNÍ SVRŠEK

3.4.1 VOZOVKA

Na mostě je navržena třívrstvá živičná vozovka o celkové tloušťce 130 mm. Její podrobná skladba je definována v tabulce.

Název vrstvy	Značení	Tloušťka/Množství
Zdrsňující posyp přebalenou drtí		2 kg/m ²
Asfaltový koberec mastixový	SMA 11	40 mm
Spojovací postřík	SP	0,25 kg/m ²
Asfaltový beton pro ložné vrstvy	ACL 16 S	50 mm
Spojovací postřík	SP	0,40 kg/m ²
Zdrsňující posyp přebalenou drtí		2 kg/m ²
Litý asfalt pro ochranné vrstvy	MA 11	35 mm
Izolace z NAIP s pečeticí vrstvou		5 mm
Celková tloušťka souvrství		130 mm

Tabulka 2 - Skladba vozovky

3.4.2 ŘÍMSY

Na mostě jsou navrženy monolitické železobetonové římsy. Levá římsa je široká 1,0 m, pravé římsa 1,55 m. Obě římsy jsou v příčném sklonu 4,0 % směrem do vozovky. Výška obruby je 0,15 m. Povrch říms je opatřen ochranným nátěrem a je provedena striáž.

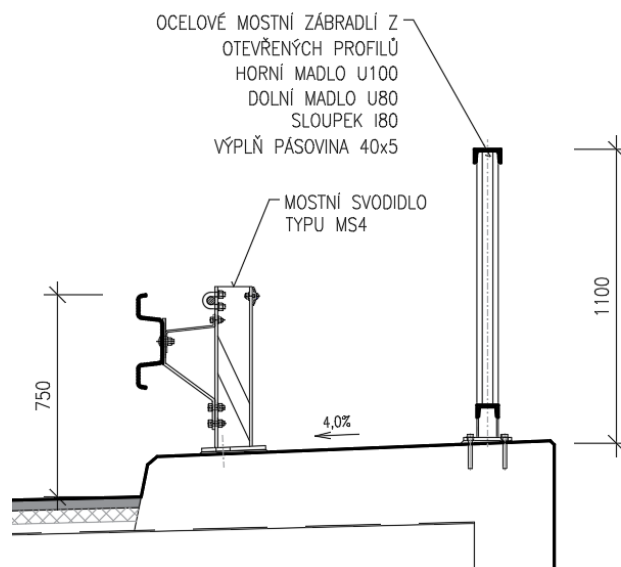
Na levé římse je upevněno mostní svodidlo typu MS4. Římsa přesahuje přes líc nosné konstrukce a je pod ní veden odvodňovací žlab, v římse jsou nátoky o šířce 0,40 m pro odtok vody z vozovky do odvodňovacího žlabu. V tomto místě je výška betonu římsy zarovnaná do úrovně vozovky a opatřena izolací.

Na pravé římse je osazeno mostní svodidlo typu MS4 a ocelové mostní zábradlí z otevřených profilů. Římsa přesahuje přes nosnou konstrukci, šířka této části je 0,3 m a výška 0,72 m.

Beton říms: C 30/37 – XC4, XD3, XF4 – Cl-0,2 – Dmax 22 – S3

3.4.3 ZÁCHYTNÝ SYSTÉM

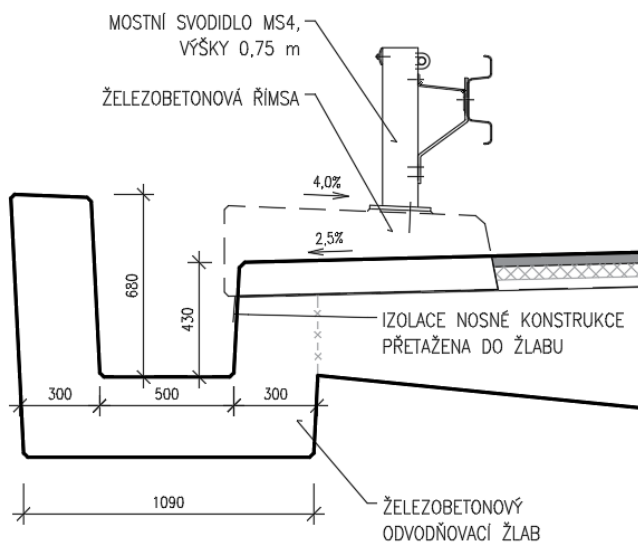
Na obou stranách vozovky je osazeno mostní svodidlo typu MS4 výšky 0,75 m, na pravé římse navíc ocelové mostní zábradlí z otevřených profilů výšky 1,10 m. Šířka zrcadla mezi mosty je 0,20 m a tedy nemusí být překryto.



Obrázek 15 - Detail zábradlí a svodidla

3.4.4 ODVODNĚNÍ

Podélný sklon komunikace je 1,0 %. Při tomto sklonu se dle TP 106 odvodňovače umísťují po vzdálenosti 10-25 m. V našem případě je odvodnění řešeno nátoky v římsách, kterými voda odtéká do odvodňovacího žlabu. Nátoky jsou po vzdálenosti 20 m a jejich šířka je 0,40 m. Voda je žlabem vedena až ke krajní opěře, kde je svedena do odvodňovací jímky. Nátoky jsou překryty krycí deskou.



Obrázek 16 - Detail odvodnění mostu

Beton žlabu: C 30/37 – XC4, XD3, XF4, XA2 – Cl-0,2 – Dmax 22 – S3, max průsak 22

4 VÝSTAVBA MOSTU

Již v úvodu bylo zmíněno, že konstrukce o délce větší než 100 m jsou betonovány po částech. Monolitické konstrukce jsou běžně stavěny na pevné nebo výsuvné skruži. Na pevné skruži je možné stavět od prostředního pole. Sousední pole jsou pak stavěna současně, což urychluje výstavbu. Při užití výsuvné skruže je vždy stavba zahájena krajním polem, kvůli nájezdu skruže na pilíře. Pro tento případ byla zvolena technologie výsuvné skruže, a to kvůli výhodám, které z této technologie vyplývají.

Poloha pracovních spár je volena v místech, kde je přibližně nulový ohybový moment. Jednotlivá pole jsou proto betonována delší, s konzolami o délce přibližně 1/5 rozpětí následujícího pole.

4.1 VÝHODY VÝSTAVBY NA VÝSUVNÉ SKRUŽI

V předmostí je stávající komunikace, po které může být dovážen stavební materiál. Při stavbě od krajního pole je možné všechen stavební materiál, jako ocelovou výztuž, nebo čerstvý beton dovézt přímo na most, což výrazně zjednodušuje a urychluje stavbu.

Další výhodou je, že při zatížení konzoly čerstvým betonem dojde k deformaci konzoly a nadpodoporovému namáhání, které přibližně odpovídá namáhání na spojitém nosníku, což znamená, že nové pole je betonováno k čelu předchozího pole, které je již deformováno do přibližně finálního tvaru.

Také bude možné provést výstavbu mostu, aniž by byla omezena doprava na železnici pod mostem, jejíž průjezdný profil je relativně blízko pod dolním lícem nosné konstrukce, to by při stavbě na pevné skruži nebylo možné.

4.2 NEVÝHODY VÝSTAVBY NA VÝSUVNÉ SKRUŽI

Hlavní nevýhodou této technologie je vysoké namáhání. Konzola nového pole je zatížena obrovskou tíhou nejen tekutého betonu, ale také samotné skruže. Při tomto zatížení musí konstrukce vyhovět na mezní stav únosnosti i mezní použitelnosti, kdy při kvazi-stálé kombinaci nesmí vzniknout trhliny. Účinky zatížení vyrovnává předpětí.

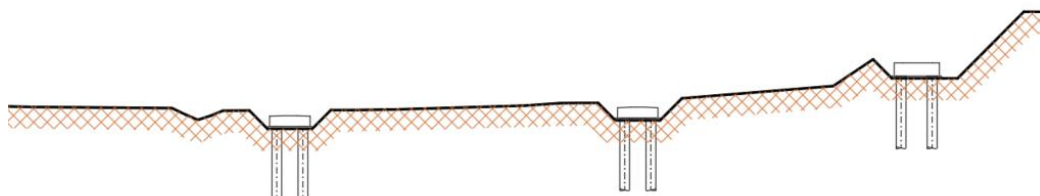
Předpětí bývá běžně navrhováno tak, aby po dokončení výstavby vyrovnávalo přibližně 90 % až 100 % účinků stálého zatížení. Při technologii fázové výstavby je však v každé spáře předepínáno vždy pouze 50 % předpínacích lan. To znamená, že nově vybetonované pole je zatíženo vlastní tíhou, tíhou tekutého betonu a skruží na konzole a zároveň není plně předepnuto. Dále je potřeba zohlednit, že se jedná o stáří betonu, kdy ještě nedosáhl tabulkových hodnot pevností.

Aby konstrukce vyhověla ve fázích, kdy není plně předepnuta, muselo být v tomto případě nadvýšeno množství předpínací výztuže, což znamená, že po dokončení výstavby je předpětí naddimenzováno. Konkrétně místo 16 předpínacích kabelů jich bylo navrženo 20, tedy 10 po 22 lanech v každém trámu.

4.3 POSTUP VÝSTAVBY – TECHNOLOGIE

4.3.1 PŘÍPRAVA STAVBY

Na začátku jsou provedeny terénní úpravy jako odhumusování a výkopy. Dále jsou vyvrtány a vybetonovány všechny piloty a základové desky spodní stavby. Trvání této fáze bylo vyhodnoceno na přibližně 34 dní.



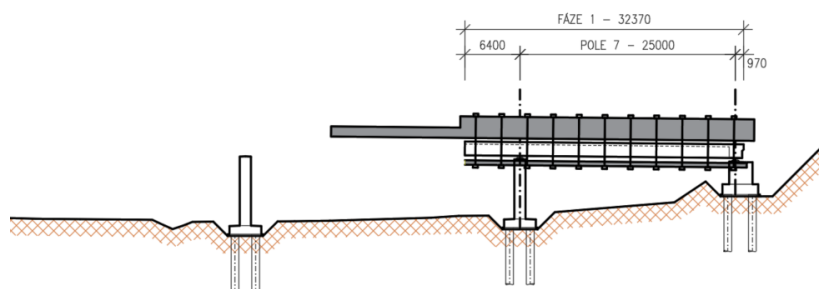
Obrázek 17 - Schéma přípravné fáze

Před započítím výstavby nosné konstrukce musí být vybetonovány krajní podpěry, tedy opěra OP8 a pilíř P7, na které může výsuvná skruž najet.

4.3.2 FÁZE 1

V čase stání krajních pilířů přibližně 8 dní bude vysunuta skruž a započne příprava betonáže prvního pole (pole 7), která zahrnuje sestavení bednění a vyztužení. Doba od vysunutí skruže po betonáž prvního pole je zvolena 7 dní. Dále 7 dní po betonáži je pole předepruto 50 % lan a je uvolněno jeho podepření. Skruž se následně přesouvá do dalšího pole. Trvání celé fáze je uvažováno 17 dní.

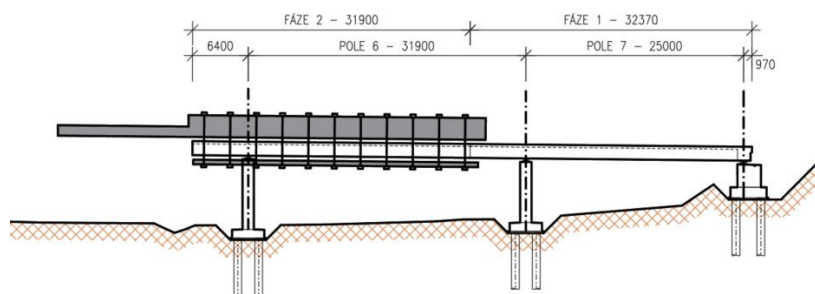
Souběžně se stavbou pole 7 je betonován pilíř P6 pro další fázi výstavby.



Obrázek 18 - Schéma stavby prvního pole

4.3.3 FÁZE 2

Po přesunu skruže je postup totožný s fází 1. Je sestaveno bednění a vyztuž nového pole. Pole je vybetonováno. Rozdíl je, že nyní je most předeprnut průběžnými kabely. Po předeprnutí je pole 7 plně předepruto, pole 6 je předepruto 50 % lan.



Obrázek 19 - Schéma výstavby druhého pole

Další fáze výstavby jsou již identické, nebudou proto podrobně rozepisovány. Podrobný rozpis výstavby je ve výkresové příloze P3. Stavební postup a vizualizace.

4.3.4 DOKONČENÍ STAVBY

Dokončení výstavby nosné konstrukce a spodní stavby je uvažováno 159. den od započetí terénních úprav. Poté následují dokončovací práce, jako pokládka mostní izolace, betonáž říms a závěrných zídek, pokládka vozovky, sestavení dlažby a terénní úpravy pod mostem. Uvedení mostu do provozu je uvažováno 207. den od zahájení prací. Životnost mostu je 100 let.

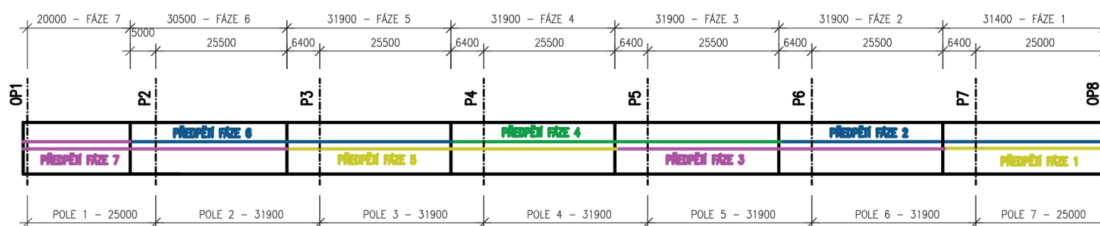
4.4 POSTUP VÝSTAVBY – VÝPOČET

Časový harmonogram použitý pro analýzu fází výstavby není totožný s technologickým harmonogramem výstavby. Analýza se zaměřuje pouze na nosnou konstrukci, proto je nultým dnem (započetí výstavby) betonáž prvního pole. Dále jsou v technologickém harmonogramu výstavby uvažovány v každé fázi 2 dny jako časová rezerva. Ty jsou na stranu bezpečnou ve výpočtu zanedbány.

Uvažováno je tedy, že 7. den po betonáži je pole předepnuto a uvolněno jeho podepření. O 7 dní později je již betonováno další pole, které je o dalších 7 dní později předepnuto. Toto schéma pokračuje po celou dobu výstavby nosné konstrukce.

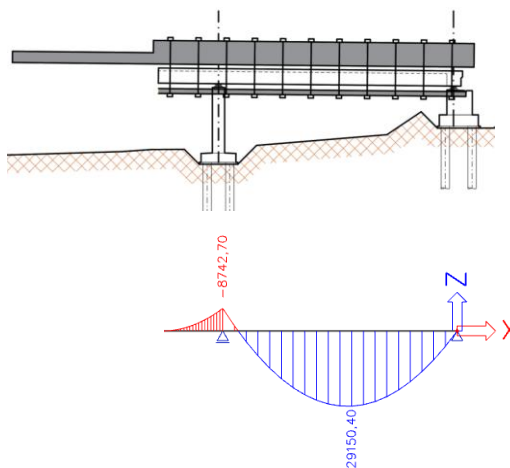
ČAS UKONU (VE DNECH)	0	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	91	139	36500	
POPIS FÁZE	BETONÁŽ PRVNÍ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ PRVNÍ FÁZE	BETONÁŽ DRUHÉ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ DRUHÉ FÁZE	BETONÁŽ TŘETÍ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ TŘETÍ FÁZE	BETONÁŽ ČTVRTÉ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ ČTVRTÉ FÁZE	BETONÁŽ PÁTÉ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ PÁTÉ FÁZE	BETONÁŽ ŠESTÉ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ ŠESTÉ FÁZE	BETONÁŽ SEDMÉ FÁZE	PŘEDEPNUTÍ SEDMÉ FÁZE	BETONÁŽ ŘÍMS, MONTÁŽ ZÁBRADLÍ, POKLÁDKA VOZOVKY,...	UVEDENÍ MOSTU DO PROVOZU	KONEC ŽIVOTNOSTI MOSTU

Obrázek 20 - Časový harmonogram použitý ve výpočtovém modelu

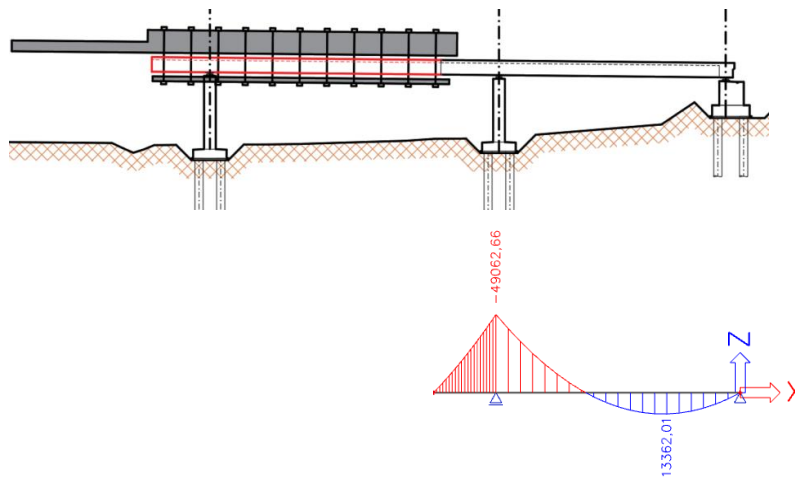


Obrázek 21 - Schéma fází výstavby a předpínání

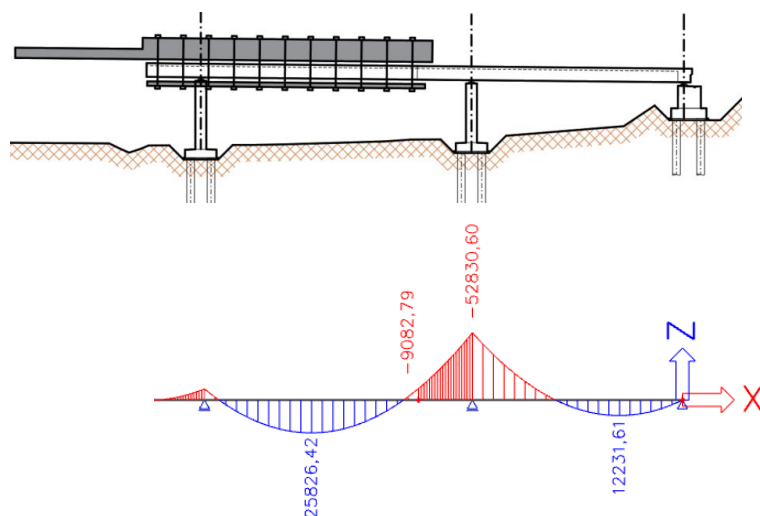
4.4.1 NAMÁHÁNÍ POSTUPNĚ BETONOVANÉ KONSTRUKCE OD VLASTNÍ TÍHY



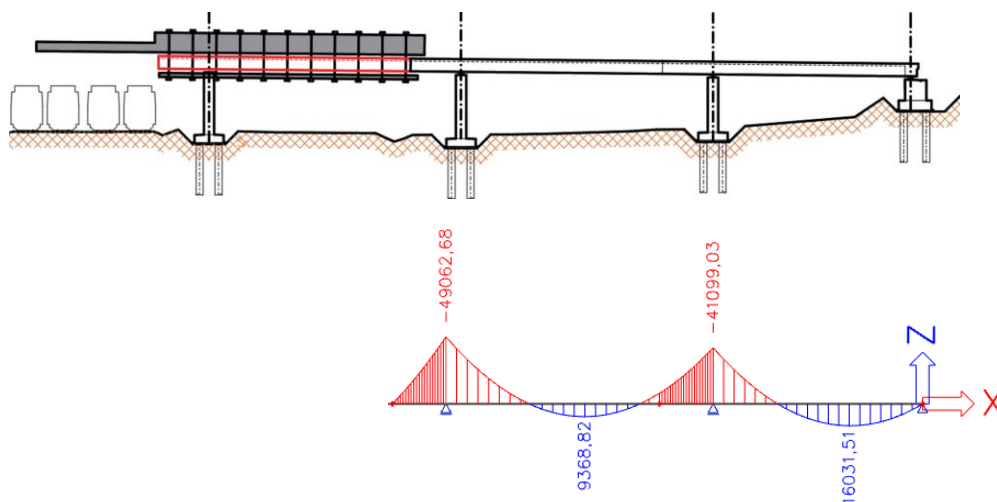
Obrázek 22 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1



Obrázek 23 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1 + tíha skruže s betonem



Obrázek 24 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1+2



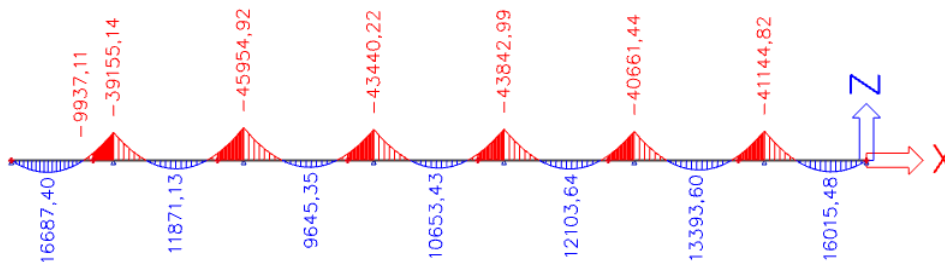
Obrázek 25 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1+2+tíha skruže s betonem

4.5 VLIV VÝSTAVBY NA VNITŘNÍ SÍLY

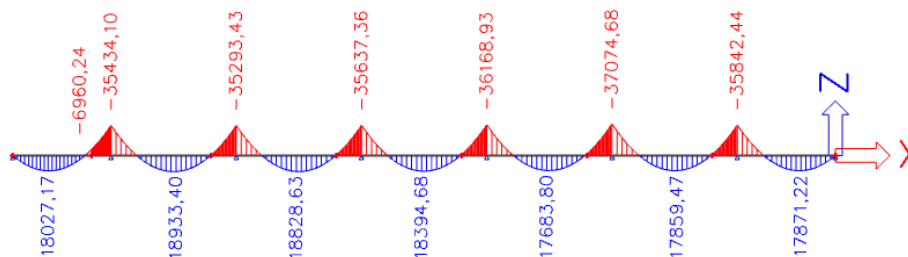
V průběhu výstavby se několikrát mění statické schéma konstrukce. Tento fakt má vliv na vnitřní síly. V průběhu životnosti mostu se pak vlivem dotvarování a smršťování konstrukce postupně přibližuje působení, které by platilo, kdyby byl most stavěn vcelku.

Konstrukce je posuzována při uvedení do provozu a v čase životnosti mostu, tedy ve stáří 100 let. Na mostě stavěném po fázích jsou tedy jiné vnitřní síly v čase uvedení mostu do provozu a v čase životnosti mostu.

4.5.1 MOST STAVĚNÝ PO FÁZÍCH

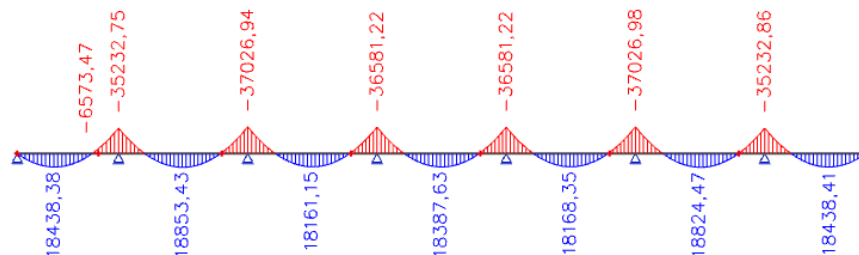


Obrázek 26 - Ohybový moment v čase uvedení mostu do provozu



Obrázek 27 - Ohybový moment v čase životnosti mostu

4.5.2 MOST STAVĚNÝ V CELKU



Obrázek 28 - Ohybový moment na mostě stavěném vcelku

5 VÝPOČETNÍ MODELY

Pro potřeby výpočtu budou vytvořeny 3 modely. Prostorový model bude sloužit pro posudek konstrukce v příčném směru a pro určení vnitřních sil od složek, které zatěžují jednotlivé trámy nerovnoměrně. Dále budou vytvořeny dva prutové modely. První pro určení vlivu fázované výstavby a posouzení konstrukce v jednotlivých fázích a druhý určení vnitřních sil od ostatního zatížení.

5.1 PROSTOROVÝ MODEL

Konstrukce je tvořena dvěma deskotrámy. Zatížení od dopravy most zatěžuje v příčném směru nerovnoměrně. Každý trám proto bude jinak namáhaný. V podélném směru proto bude posuzován každý zvlášť, respektive bude posouzen pouze více namáhaný trám.

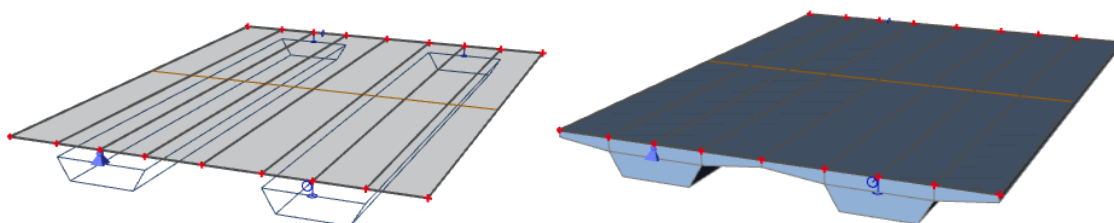
První částí práce s prostorovým modelem bude procentuální poměr namáhání jednotlivých trámů od každého zatěžovacího stavu. Pro většinu zatěžovacích stavů bude tento

poměr 50 %/50 %, pro pohyblivá zatížení od dopravy bude ale pro každý zatěžovací stav poměr jiný. Přesné poměry jsou vykresleny v příloze P4. Statický výpočet.

Další částí práce s tímto modelem bude získání vnitřních sil pro posudek konstrukce v příčném směru, a to posudek desky mezi trámy a konzol na krajích konstrukce.

Cílem této části bude navrhnout model, který bude co nejlépe reflektovat skutečné působení konstrukce a bude dávat co nej přesnější hodnoty.

5.1.1 DESKA S ŽEBRY

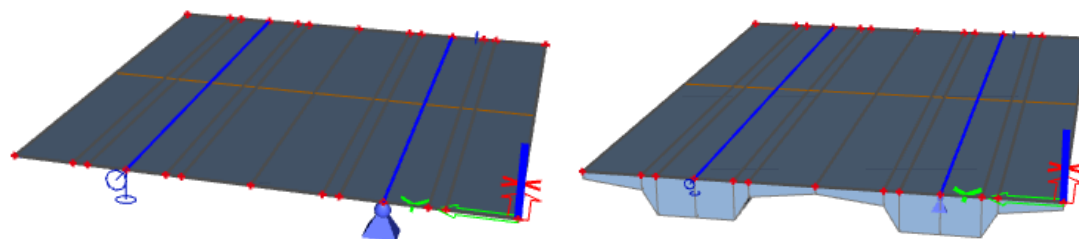


Obrázek 29 – Model desky se žebry

Tento model je vytvořen jako deska s proměnnou tloušťkou, ke které je v daném místě připojen komponent plochy žebro, s průřezem odpovídajícím trámu.

Hlavní výhodou tohoto modelu je schopnost trámu přidělit mu plochu, ze které přebírá zatížení. Je zde tedy poměrně lehké určit poměr vnitřních sil na každém trámu.

5.1.2 DESKA S VRCHNÍ SYSTÉMOVOU ROVINOU PRVKU



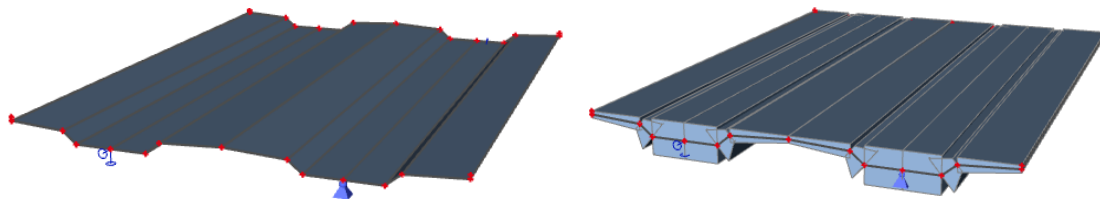
Obrázek 30 – Model desky s vrchní systémovou rovinou prvku

Deskový model je celý tvořený deskovými díly, pro přesnou geometrii jsou všechny části vztaženy k horní systémové ose prvku.

U tohoto modelu je hlavním otázkou zarovnání geometrie s horní osou a nejednoznačnost toho, jestli tato funkce je pouze vizuální, nebo zda si je model vědom skutečné polohy těžiště prvků a podle toho i roznáší zatížení.

Dále nelze využít funkci žebra, která zjednodušuje práci s vnitřními silami v příčném směru. Jeho funkci lze nahradit integračním dílcem, který je ale v programu SCIA funkční pouze v Prostředí pro vyhodnocení výsledků „výchozí“, zatímco jiné využívané funkcionality, například zatížení mostů, jsou funkční pouze v Prostředí „v 16 a starší“.

5.1.3 DESKA MODELOVANÁ OKOLO SKUTEČNÉ OSY PRVKŮ

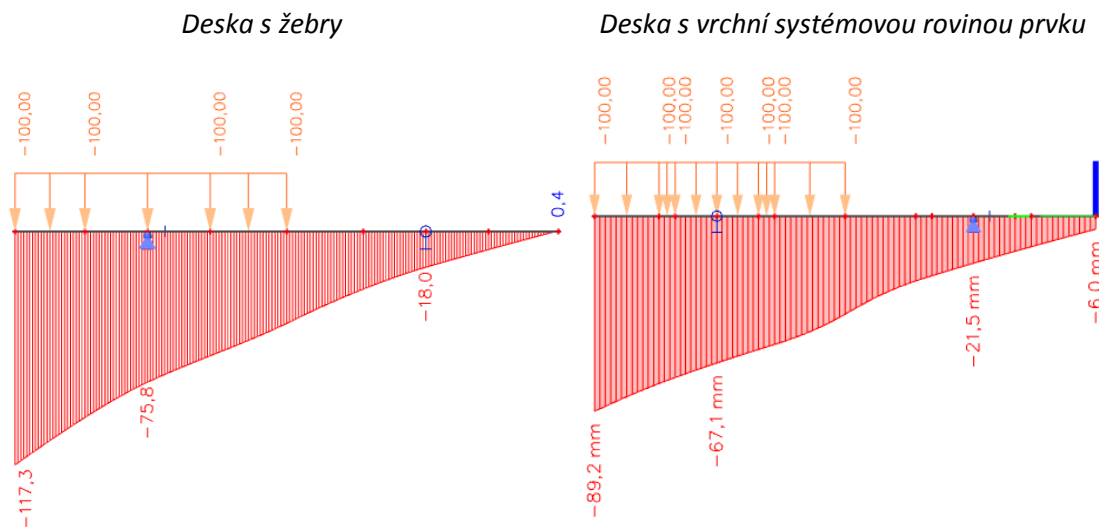


Tabulka 3 - Deska modelovaná okolo skutečné osy prvků

Tento model je téměř totožný s předchozí variantou. Pouze zde odpadávají nejasnosti okolo skutečné geometrie výpočtového modelu. Nevýhodou je vykreslování vnitřních sil kolmo k ose, které je poměrně nepřehledné.

5.1.4 VOLBA VÝPOČTOVÉHO MODELU

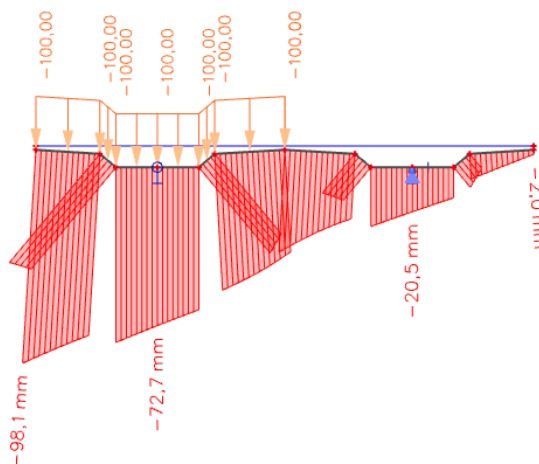
V první části výběru byl sledován průhyb jednotlivých konstrukcí při nerovnoměrném zatížení. Jedna strana modelu byla zatížena plošným zatížením 100 kN/m^2 . Vykreslen je příčný řez v polovině rozpětí konstrukce.



Tabulka 4 - Porovnání průhybů Desky s žebry a desky s vrchní systémovou rovinou prvku

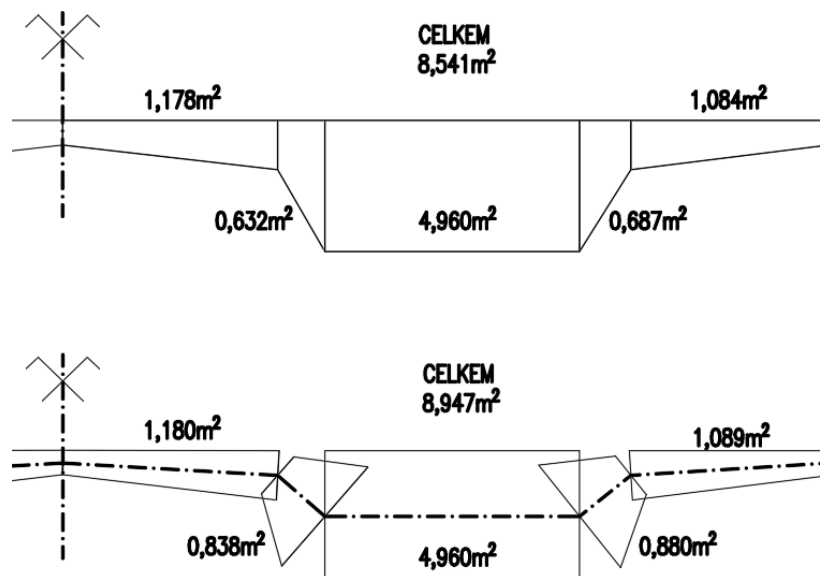
Z vykreslení průhybu konstrukce je viditelné, že na desce s žebry je průhyb téměř lineární, zatímco u deskové konstrukce je v místech trámů zploštělý. Zároveň je viditelné, že poměr průhybu v osách obou trámů je poměrně výrazně jiný. Z tohoto vykreslení lze vyvodit závěr, že model desky s žebrem nerespektuje skutečnou šířku žebra, která je v tomto případě poměrně výrazná, ale uvažuje žebro pouze osově. Model desky s žebrem je proto vhodný v případě, že se jedná o úzké trámy, kde je vztažení tuhosti prvku do osy zanedbatelné. V našem případě tomu tak však není a tento nedostatek je pro správné rozložení účinků zásadní. **Model desky s žebrem je proto nevhodný.**

Deska modelovaná okolo skutečné osy



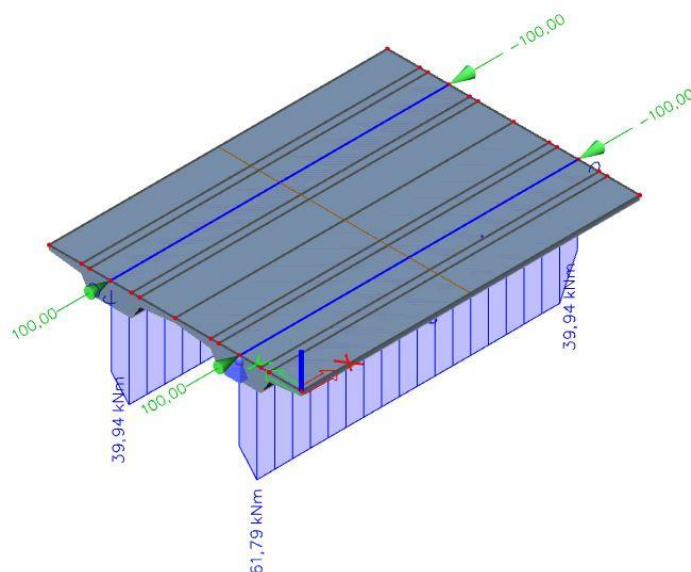
Tabulka 5 – Průhyb deskového modelu, s modelováním okolo skutečné osy

Při podrobnějším průzkumu bylo zjištěno, že při užití tohoto modelu je obtížné namodelovat jednotlivé části tak, aby odpovídaly skutečné ploše prvku. Tento rozdíl může měnit i tuhost jednotlivých částí, a tedy i ovlivňovat správnost výsledků. Zároveň jsou výsledky vykreslovány kolmo k ose, což zhoršuje orientaci.



Tabulka 6 - Porovnání ploch deskových modelů

Druhý deskový model (deska s horní systémovou rovinou prvků, při svém správném fungování taktéž počítá se správnou osou prvků a zároveň nevykazuje problémy, které má deska modelovaná okolo skutečné osy. Správnost tohoto působení byla ověřena, a to zatížením nosmálovou silou v místě systémové roviny prvku, tedy při horním líci.

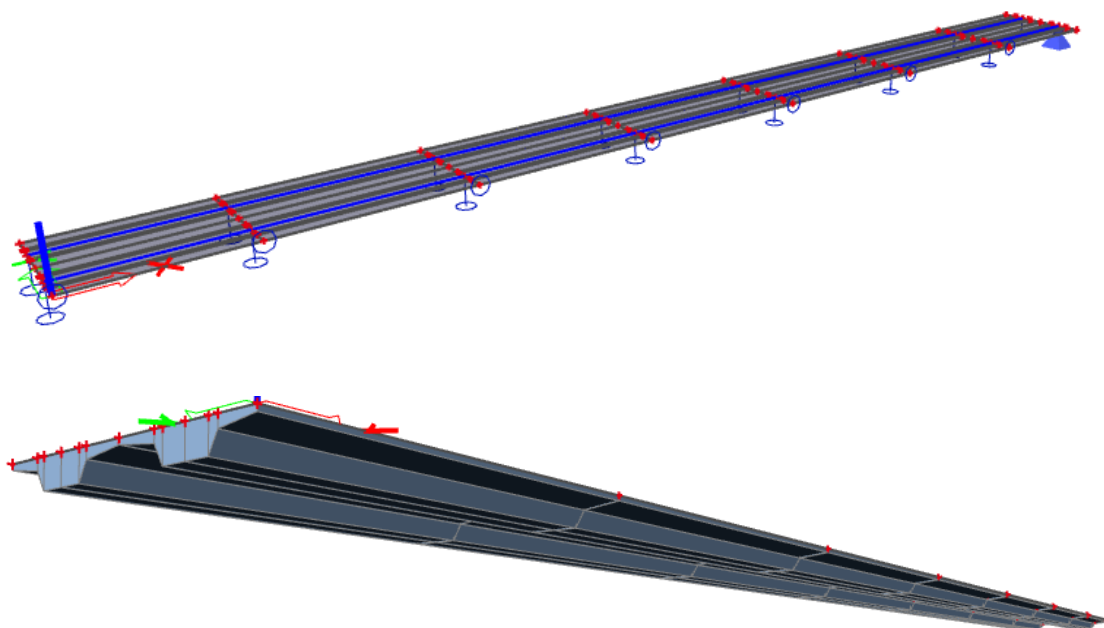


Tabulka 7 - Zatížení deskového modelu normálovou silou, ohybový moment M_y

Vzdálenost těžiště prvku od horního líce je 0,617m. Při zatížení 100 kN by při správném výpočtu měl být ohybový moment prvku $M_y=61,7\text{kNm}$. Z obrázku vidíme, že přesně takový ohybový moment model na prvku vypočítal, je tedy zjevné, že model v programu SCIA funguje v souladu s tím, jak vypadá. **Deskový model s horní systémovou rovinou prvku bude použit pro výpočet.**

5.1.5 INTEGRAČNÍ PÁS

Přestože je model tvořen deskovými prvky, posuzován v podélném směru bude jako dva samostatné pruty. Proto bude využit integrační pás, který sčítá vnitřní síly na požadované části konstrukce a součet vykresluje v ose integračního pásu. Správnost tohoto sčítání byla ověřena ručním výpočtem.



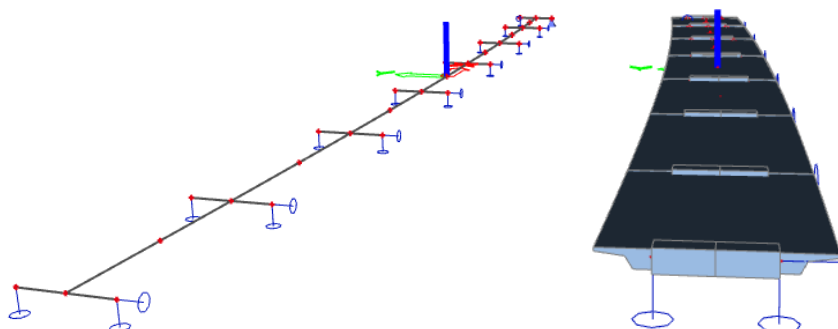
Obrázek 31 - Finální verze deskového modelu

5.2 PRUTOVÝ OBLOUKOVÝ MODEL

Pro zjištění vnitřních sil na mostě, zejména zatěžujících most v příčném směru rovnoměrně byl vytvořen prutový model.

Programové prostředí SCIA umožňuje navrhovat prutové prvky ve tvaru oblouku. Tento model je velmi výhodný, protože umožňuje nejen vykreslovat celé pole konstrukce jako celek, ale i tímto způsobem zadávat zatížení a jednoduše definovat dráhu pohyblivého zatížení. Není však jasné, zda obloukové zakřivení prutu není pouze vizuální, nebo po jakých částech je oblouk dělen. Ve výsledku je totiž vždy modelem polygon.

Model byl zkoumán a závěrem je, že oblou je softwarem dělen na polygony dle nastavení sítě modelu, zejména nastavení sítě -> Průměrná velikost plošného/ zakřiveného prvku.



Obrázek 32 - Prutový model

5.3 MODEL FÁZOVANÉ VÝSTAVBY

Model fázové výstavby pro posouzení v podélném směru byl zvolen jako prutový a s ohledem na to, že SCIA ve fázích výstavby nepodporuje zaoblení, je model přímý. Hlavním cílem tohoto modelu je posoudit konstrukci v jednotlivých fázích výstavby a zohlednit průběh dotvarování a smršťování při posudcích konstrukce uvedené do provozu.

Výstupem práce s tímto modelem jsou vnitřní síly v jednotlivých fázích výstavby, a také vnitřní síly od vlastní tíhy v posuzovaných časech životnosti mostu.

5.3.1 MODELOVÁNÍ PŘEDPÍNACÍCH LAN

Kabely všech fází byly modelovány pomocí zdrojové geometrie. Ta byla počítána v MS Excel a přes textový soubor vložena do výpočetního programu SCIA.

Souřadnice parabolické části kabelů vycházely z rovnice paraboly:

$$y = -\frac{4f}{L^2}x^2 + \frac{4f}{L}x + \frac{e_b - e_a}{L}x + e_a$$

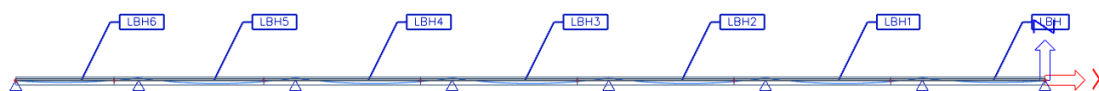
Souřadnice obloukové nadpodporové části kabelů vycházely z rovnice oblouku:

$$y = R - \sqrt{R^2 - x^2}$$

V poli byly souřadnice generovány po vzdálenosti 0,8m, v nadpodporové oblasti byly body zahuštěny a generovány po 0,2m.



Obrázek 33 - Vykreslení trasy předpínacího kabelu



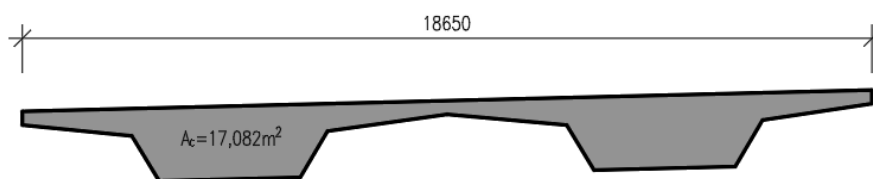
Obrázek 34 - Prutový model fázované výstavby

6 ZATÍŽENÍ MOSTU

6.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

6.1.1 VLASTNÍ TÍHA

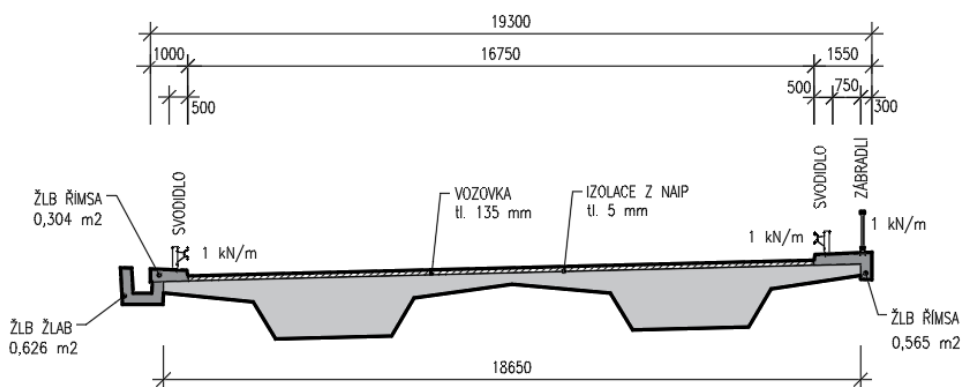
Vlastní tíha mostu je generována automaticky v programovém prostředí Scia Engineer.



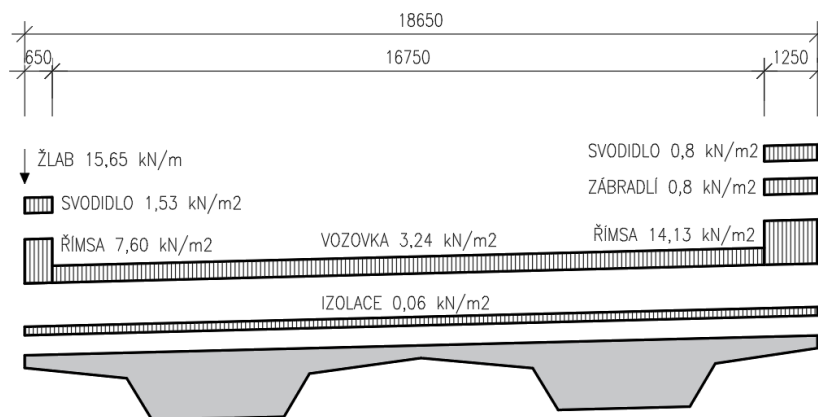
Obrázek 35 - Schéma průřezu nosné konstrukce

6.1.2 OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Jedná se o mostní svršek a o příslušenství na mostě.



Obrázek 36 - Schéma příčného řezu s vyznačením ostatního stálého zatížení



Obrázek 37 - Schéma příčného řezu s vykreslením zatížení od jednotlivých částí mostního svršku

6.1.3 PŘEDPĚTÍ

Zvolená předpínací výztuž je typu Y1860-S7-15,7-A. Trajektorie lan byla navržena jako parabola s obloukovým zakřivením o poloměru $R=5,0$ m nad podporami. Ve vnitřních polích o délce 31,9 m bylo navrženo vzepětí $f = 1,16$ m. V krajních polích o délce 25,0 m byla zohledněna excentricita kabelů nad podporou v místě kotvení, která vnáší záporný ohybový moment, potřebné vzepětí je proto nižší, a to $f=0,60$ m.

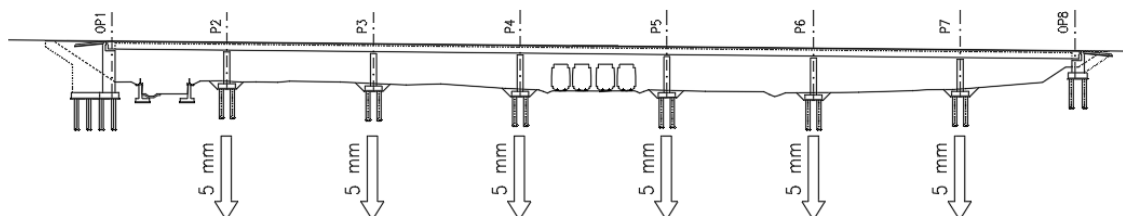
Původně si návrh předpětí kladl za cíl vyrovnání 90 -100 % účinků od stálého zatížení. Jak bylo zmíněno již dříve, nakonec bylo předpětí navrženo tak, aby konstrukce vyhověla v jednotlivých fázích výstavby.

Finální návrh předpětí je 10 kabelů po 22 lanech v každém trámu. Dohromady 20 kabelů, respektive 440 předpínacích lan. Krátkodobé ztráty jsou počítány automaticky softwarem. Dlouhodobé ztráty jsou odhadnuty na 15 %

Způsob modelování předpětí je popsán v kapitole popisující model fázované výstavby.

6.1.4 SEDÁNÍ PODPOR

Kvůli založení spodní stavby na pilotách je třeba zohlednit vliv možného poklesu podpěr. Hodnota poklesu je zvolena 5 mm. Vždy je zadáno sednutí pouze jedné řady podpěr a následně je vytvořena obálka účinků pro sednutí všech podpěr. Sousední pilíře v příčném směru jsou na společné základové desce, proto je sednutí předpokládáno stejné.



Obrázek 38 - Schéma sedání podpěr

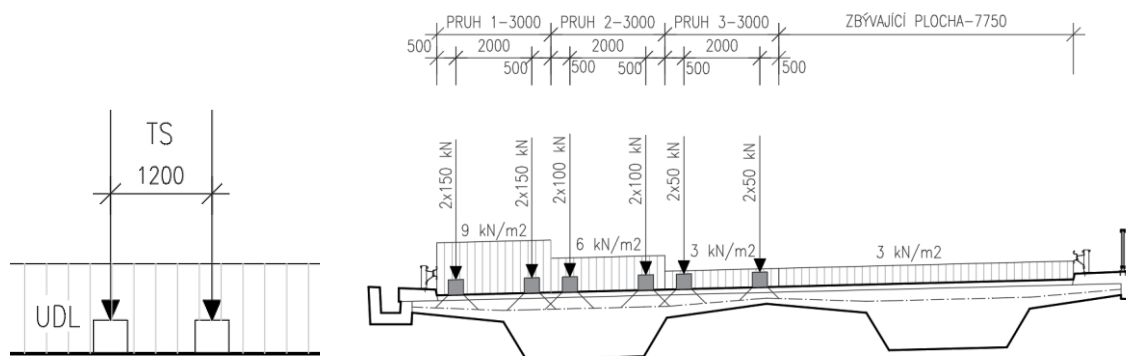
6.2 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

Zatížení od dopravy bude dle rozmístění zatěžovat trámy nerovnoměrně. Rozdíl v zatížení je natolik významný, že jej nelze zanedbat. Pro každý zatěžovací stav od dopravy proto bude řešen poměr namáhání trámů. Samotné nápravy budou rozmístěny tak, aby byl rozdíl co největší, respektive aby byl co nejvíce namáhán jeden z trámů. V našem případě je tato poloha volena co nejvíce u levé římsy, kde je možné nápravy umístit blíže k okraji konstrukce.

Poměru účinků zatížení na jednotlivé trámy se podrobně věnuje část statického výpočtu.

6.2.1 ZATÍŽENÍ OD DOPRAVY – LM1

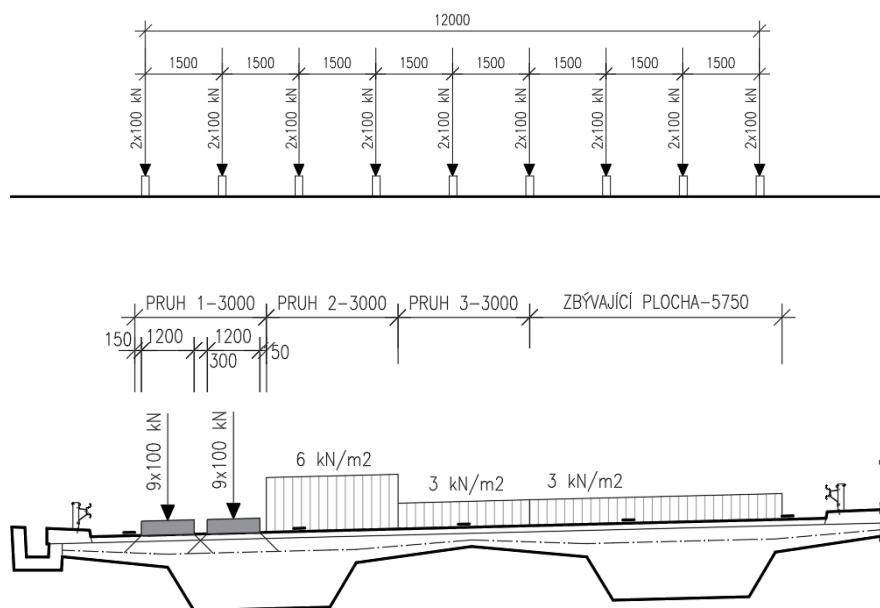
Pro zatěžovací systém LM1 odpovídá sestava zatížení gr1a. Jednotlivé dopravní pruhy jsou rozmístěny tak, aby vyvodily co nejnepříznivější účinky. Pro ohybový moment je toto rozmístění voleno tak, aby byl rozdíl ohybových momentů na jednotlivých trámech co největší. Zde je znázorněno rozmístění pro posudek v podélném směru. Pro jiné posudky (např. příčný směr) se může rozmístění lišit.



Obrázek 39 - LM1, rozmístění zatížení v příčném a podélném směru

6.2.2 ZATÍŽENÍ OD DOPRAVY – LM3 1800/200

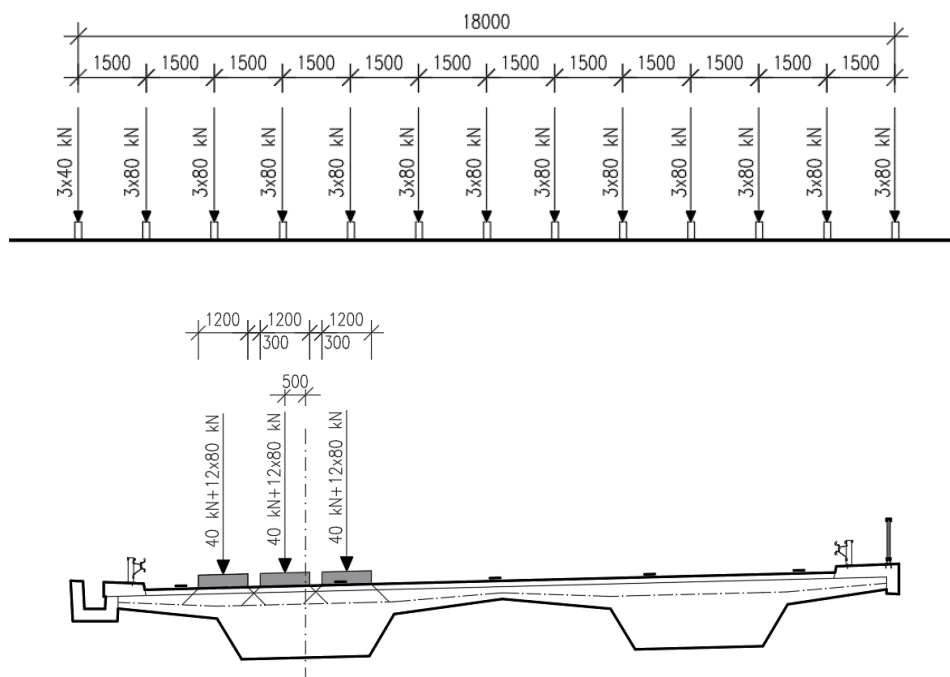
Load modelem 3 se myslí zvláštní vozidlo, které se pohybuje v jednom jízdním pruhu. V tomto pruhu se nesmí umístit LM1 po celé délce mostu. LM1 se uvažuje v pruhu 2 a dalších bez soustředného zatížení od náprav. Poloha zatěžovacích pruhů se může opět pro jednotlivé posudky lišit.



Obrázek 40 - LM3 - 1800/200, poloha zatížení v příčném a podélném směru

6.2.3 ZATÍŽENÍ OD DOPRAVY – LM3 3000/240

Pro dálniční mosty a mosty na silnicích I. třídy se počítá se zvláštním vozidlem do šířky 4,5 m. To se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy 0,50 m. V našem případě je ideální poloha tohoto zvláštního vozidla přímo nad jedním z trámů. Při umístění v ose konstrukce by sice došlo k rovnoměrnému namáhání trámů, ale zároveň by došlo k obrovskému namáhání desky mezi trámy. Poloha nad trámem je proto uvažována jako příznivější.



Obrázek 41 - 3000/240, poloha zatížení v příčném a podélném směru

6.2.4 ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Zatížení je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5 - Zatížení teplotou. Ve výpočtu budou uvažovány 4 typy zatížení od teploty:

- Rovnoměrné oteplení konstrukce
- Rovnoměrné ochlazení konstrukce
- Horní povrch teplejší než dolní
- Dolní povrch teplejší než horní

Teplotní zatížení bude uvažováno konstantní po celé délce konstrukce.

6.3 ZATÍŽENÍ VE FÁZÍCH VÝSTAVBY

6.3.1 MONTÁŽNÍ ZATÍŽENÍ

Během výstavby bude na hotových polích mostu uvažováno plošné montážní zatížení $q_m=0,5 \text{ kN/m}^2$.

6.3.2 VÝSUVNÁ SKRUŽ

Betonáž bude probíhat na výsuvné skruži, jejíž hmotnost byla odhadnuta na 360 tun. Tíha působící na konzolu nosné konstrukce je uvažována 120 tun.

7 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

7.1 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Hodnoty jednotlivých součinitelů spolehlivosti a součinitelů kombinace jsou uvedeny ve statickém výpočtu.

7.1.1 CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE

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

7.1.2 ČASTÁ KOMBINACE

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

7.1.3 KVAZI-STÁLÁ KOMBINACE

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

7.2 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

7.2.1 KOMBINACE 6.10a

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

7.2.2 KOMBINACE 6.10b

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

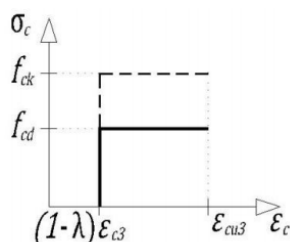
8 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Mezní stav únosnosti je podrobně posouzen v příloze P.4 Statický výpočet.

8.1 PRACOVNÍ DIAGRAMY

8.1.1 BETON

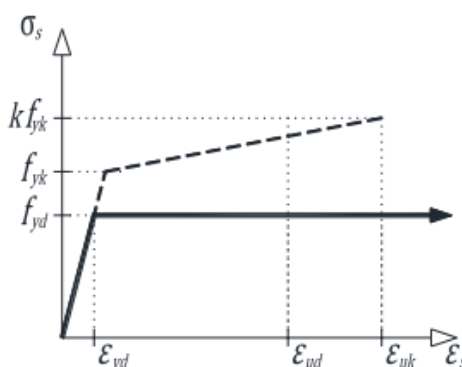
V mezním stavu únosnosti bude pro beton použit Obdélníkový pracovní diagram, tedy diagram s konstantním rozdělením napětí v tlaku. Beton v tahu není uvažován.



Obrázek 42 – Obdélníkový pracovní diagram betonu

8.1.2 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

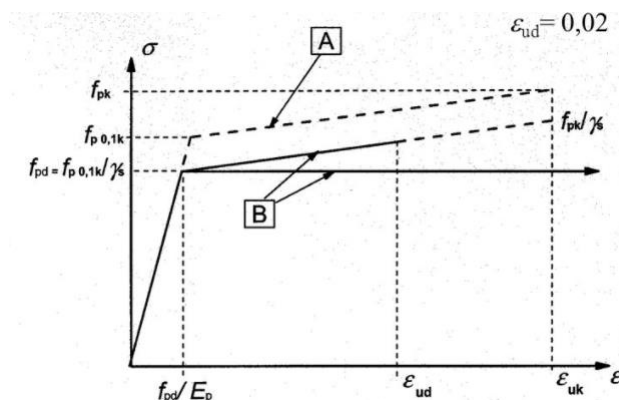
Pro betonářskou výztuž bude využit Idealizovaný pracovní diagram s vodorovnou neomezenou plastickou větví.



Obrázek 43 - Idealizovaný pracovní diagram betonářské výztuže

8.1.3 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

Pro předpínací výztuž bude použit pružno-plastický pracovní diagram se zpevněním.

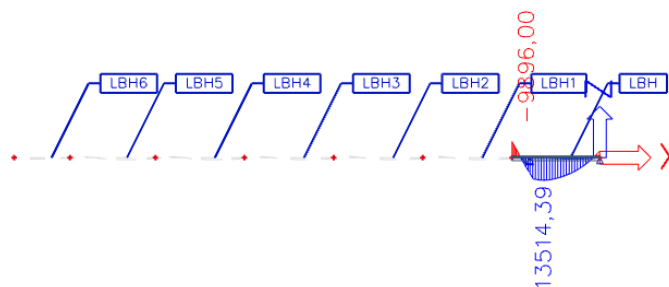


Obrázek 44 - Pružno-plastický pracovní diagram předpínací výztuže

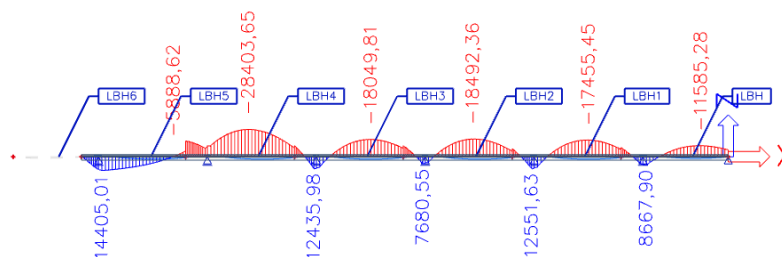
8.2 POSOUZENÍ VE FÁZÍCH VÝSTAVBY

V jednotlivých fázích dochází k atypickému namáhání konstrukce, odlišnému od působení po dokončení výstavby. Proto je konstrukce posouzena v jednotlivých časech výstavby na ohyb. Ve fázích výstavby nastanou následující mezní situace, které budou posouzeny:

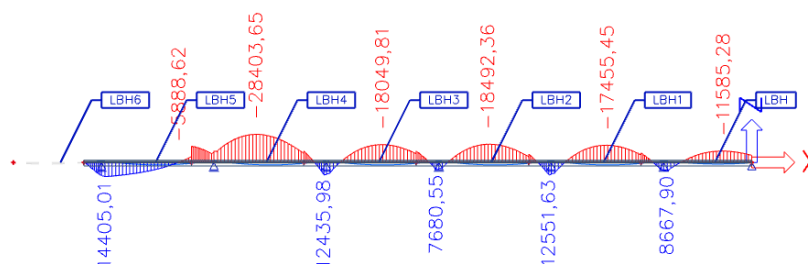
- Kladný ohybový moment v poli při předepnutí 50 % lan (extrém ve fázi 1)



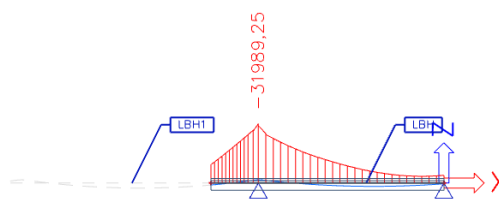
- Záporný ohybový moment v poli při plném předpětí (extrém ve fázi 6)



- Kladný ohybový moment and podporou od předpětí (extrém ve fázi 6)



- Záporný ohybový moment and podporou při zatížení konzoly skruží s čerstvým betonem.



8.3 POSOUZENÍ MOSTU PŘI UVEDENÍ DO PROVOZU

Při uvedení mostu do provozu již vlastnosti betonu nosné konstrukce nabyly tabulkových hodnot. Vnitřní síly jsou při uvedení mostu do provozu významně ovlivněny fázemi výstavby, konkrétně nadpodporové momenty jsou vyšší než v čase životnosti mostu.

V čase uvedení mostu do provozu bude posouzen pouze nejvíce namáhaný průřez nad podporou na ohyb. Pro most v poli a pro ostatní posudky bude rozhodující namáhání v čase životnosti mostu.

8.4 POSOUZENÍ MOSTU V ČASE ŽIVOTNOSTI MOSTU

V čase životnosti mostu byly provedeny následující posudky:

- Posouzení na ohyb v podélném směru
- Posouzení na smyk a kroucení v podélném směru
- Posouzení na podélný smyk
- Posouzení konstrukce v příčném směru na ohyb a smyk
- Posouzení koncového příčnicku
- Posouzení kotevní oblasti
- Posouzení oblasti pod ložiskem
- Posouzení stability konstrukce

9 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Most je posouzen na mezní stav použitelnost v jednotlivých fázích výstavby, v čase uvedení mostu do provozu a v čase životnosti mostu. Posouzeny jsou podmínky omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybu. V průběhu výstavby se neposuzuje průhyb mostu.

Podrobné posouzení mezního stavu použitelnosti je v příloze P.4 Statický výpočet.

9.1 PODMÍNKY MEZNÍHO STAVU POUŽITELNOSTI

9.1.1 PODMÍNKY OMEZENÍ NAPĚTÍ

Beton v tlaku

$$|\sigma_c^-| < 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad \text{charakteristická kombinace}$$

$$|\sigma_c^-| < 0,45 \cdot f_{ck}(t) \quad \text{kvazi-stálá kombinace}$$

Předpínací výztuž

$$|\sigma_p| < 0,75 \cdot f_{pk}$$

9.1.2 PODMÍNKA OMEZENÍ TRHLIN

$$\sigma_c^+ \leq f_{ctm}(t) \quad \text{častá kombinace}$$

9.1.3 PODMÍNKA OMEZENÍ PRŮHYBU

Podmínka se vztahuje na konstrukce z předpjatého betonu (dle ČSN 73 6214).

$$w < \frac{L}{600} \quad \text{trvalý průhyb od kvazi-stálé kombinace}$$

okamžitý průhyb od charakteristické kombinace

9.2 POSOUZENÍ V PRŮBĚHU VÝSTAVBY

Ve fázích výstavby působí v kvazi-stálé kombinaci zatížení od vlastní tíhy, předpětí a tíha skruže s čerstvým betonem. V charakteristické kombinaci jsou navíc uvažovány účinky staveništního zatížení. V průběhu výstavby je potřeba zohlednit fakt, že beton ještě nenabyl tabulkových hodnot.

10 ZAVĚR

Dle zadané dispozice byly vypracovány tři vhodné varianty přemostění tratě SŽDC. Nejvhodnější z nich, monolitická předpjatá deskotrámová konstrukce, byla podrobně rozpracována.

Práce se podrobně věnovala výstavbě, která byl zvolena jako betonáž na výsvné skruži. Způsob výstavby byl zohledněn při návrhu i posuzování nosné konstrukce. Práce se dále věnovala zohlednění nerovnoměrného zatěžování trámů v příčném směru.

Most byl posouzen ve fázích výstavby, v čase uvedení mostu do provozu a v čase životnosti mostu na mezní stavy použitelnosti a mezní stavy únosnosti, dle platných norem a předpisů. Na základě těchto posudků byla navržena optimální třída betonu, vyztužení a předpětí nosné konstrukce. Je třeba zmínit, že pro návrh bylo rozhodující zejména působení ve fázích výstavby.

Návrh mostu vyhověl ve všech posudcích. Byla zpracována výkresová dokumentace a vizualizace řešeného objektu.

11 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK, 2014. *BL12 - Betonové mosty I: zásady navrhování*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. Studijní opory pro studijní programy s prezenční formou studia. ISBN 978-80-214-4979-4.
- [2] TERZIJSKI, Ivailo, ŠTĚPÁNEK, Petr, ČÍRTEK, Ladislav, ZMEK, Bohuslav a PANÁČEK, Josef: *Prvky betonových konstrukcí. Modul CM1 až CM5 (studijní opora v elektronické podobě)*, Brno: VUT, 2005
- [3] STRÁSKÝ, Jiří. 2001. *Betonové mosty*. Praha: ŠEL. Technická knihnice autorizovaného inženýra a technika.
- [4] NAVRÁTIL, Jaroslav, 2008. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM. ISBN ISBN978-80-7204-561-7.
- [5] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ČNI, 2004
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha, ČNI 2005.
- [7] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - zatížení teplotou. Praha, ČNI 2005.
- [8] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha, ČNI 2006
- [9] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha, ČNI 2007
- [10] ČSN EN 1991-1-4 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-4: Obecná zatížení - zatížení větrem. Praha, ČNI 2013
- [11] *Post-Tensioning solutions EN* [online]. In: . [cit. 2021-01-15]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>

12 SEZNAM PŘÍLOH TEXTOVÉ ČÁSTI

P1. Podklady a varianty

P1.01	Podklady	1:100, 1:500
P1.02	Varianta A	1:100, 1:500
P1.03	Varianta B	1:100, 1:500
P1.04	Varianta C	1:100, 1:500

P2. Výkresová dokumentace

P2.01	Půdorys	1:200
P2.02	Podélný řez A-A'	1:200
P2.03	Příčný řez B-B'	1:50
P2.04	Příčný řez C-C'	1:50
P2.05	Předpětí nosné konstrukce, fáze 1-3	1:100
P2.06	Předpětí nosné konstrukce, fáze 4-7	1:100
P2.07	Výztuž nosné konstrukce, pole 1	1:50, 1:20
P2.08	Výztuž nosné konstrukce, pole 3	1:50, 1:20

P3. Stavební postup a vizualizace

P3.01	Stavební postup	1:500
P3.02	Vizualizace	

P4. Výkresová dokumentace

P4	Statický výpočet	
P4.01	Vnitřní síly a kombinace	

13 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 – Mostní svršek levého mostu ve směru Praha	9
Obrázek 2 - Mostní svršek pravého mostu ve směru Ostrava	9
Obrázek 3 - Podélný řez terénem s niveletou komunikace	9
Obrázek 4 - Příčný řez mostem, Varianta A	10
Obrázek 5 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta A	10
Obrázek 6 - Příčný řez mostem, Varianta B	11
Obrázek 7 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta B	11
Obrázek 8 - Příčný řez mostem, Varianta C	12
Obrázek 9 - Schéma podélného řezu mostem, Varianta C	12
Obrázek 10 - Schéma příčného řezu	14
Obrázek 11 - Schéma mostního pilíře	15
Obrázek 12 - Schéma krajních opěr a křídel	16
Obrázek 13 - Schéma možného směru posunu konstrukce v místě uložení	16
Obrázek 14 - Detail zábradlí a svodidla	18
Obrázek 15 - Detail odvodnění mostu	18
Obrázek 16 - Schéma přípravné fáze	20
Obrázek 17 - Schéma stavby prvního pole	20
Obrázek 18 - Schéma výstavby druhého pole	21
Obrázek 19 - Časový harmonogram použitý ve výpočtovém modelu	21
Obrázek 20 - Schéma fází výstavby a předpínání	22
Obrázek 21 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1	22
Obrázek 22 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1 + tíha skruže s betonem	22
Obrázek 23 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1+2	23
Obrázek 24 - Namáhání ohybovým momentem od vlastní tíhy pole 1+2+tíha skruže s betonem	23
Obrázek 25 - Ohybový moment v čase uvedení mostu do provozu	24
Obrázek 26 - Ohybový moment v čase životnosti mostu	24
Obrázek 27 - Ohybový moment na mostě stavěném vcelku	24
Obrázek 28 – Model desky se žebry	25
Obrázek 29 – Model desky s vrchní systémovou rovinou prvku	25
Obrázek 30 - Finální verze deskového modelu	29
Obrázek 31 - Prutový model	29
Obrázek 32 - Vykreslení trasy předpínacího kabelu	30
Obrázek 33 - Prutový model fázované výstavby	30
Obrázek 34 - Schéma průřezu nosné konstrukce	31
Obrázek 35 - Schéma příčného řezu s vyznačením ostatního stálého zatížení	31
Obrázek 36 - Schéma příčného řezu s vykreslením zatížení od jednotlivých částí mostního svršku	31
Obrázek 37 - Schéma sedání podpor	32
Obrázek 38 - LM1, rozmístění zatížení v příčném a podélném směru	33
Obrázek 39 - LM3 - 1800/200, poloha zatížení v příčném a podélném směru	33
Obrázek 40 - 3000/240, poloha zatížení v příčném a podélném směru	34

Obrázek 41 – Obdélníkový pracovní diagram betonu	36
Obrázek 42 - Idealizovaný pracovní diagram betonářské výztuže.....	36
Obrázek 43 - Pružno-plastický pracovní diagram předpínací výztuže	36