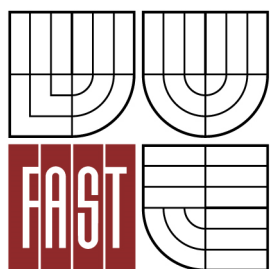




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

MOSTNÍ KONSTRUKCE PŘES ROZŠÍŘENÉ KORYTO ŘEKY

BRIDGE OVER THE RIVER AFTER ITS WIDENING

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

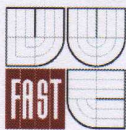
Bc. PETRA STROUHALOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2015



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

Diplomant	Bc. Petra Strouhalová
Název	Mostní konstrukce přes rozšířené koryto řeky
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2015
Datum odevzdání diplomové práce	15. 1. 2016

V Brně dne 31. 3. 2015

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



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 736201 Projektování mostních objektů.

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 doporučená vedoucím diplomové práce.

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

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

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty mostu proved'te podle mezních stavů únosnosti a použitelnosti včetně řešení 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)

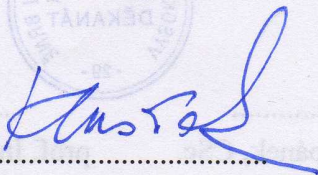
Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (3x), Popisný soubor závěrečné práce

Diplomová práce bude odevzdána 1x v listinné podobě a 1x v elektronické podobě na CD.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce se zabývá novým návrhem dodatečně předpjatého mostu přes řeku Vsetínská Bečva v lokalitě Ústí u Vsetína. Současný most o třech polích nevyhovuje z hlediska inundačního, proto je nahrazen novou čtyřpolovou mostní konstrukcí. Most se nachází na silnici I/57 a slouží k převedení dopravy přes řeku. Mostní nosná konstrukce je navržena ve třech variantách. Podrobně posouzena je jen jedna vybraná varianta a to dodatečně předpjatý dvoutrám.

KLÍČOVÁ SLOVA

Mostní konstrukce, předpjatý beton, dvoutrámová konstrukce, návrh, posouzení, statický výpočet, výkresová dokumentace, vizualizace

ABSTRACT

This final thesis deals with new design of post-tensioned concrete bridge across river Vsetínská Bečva in the area Ústí u Vsetína. The existing bridge with three spans found in terms of inundation, that's why is replaced by new four spans bridge construction. The bridge is situated on highway I/57 and used to transfer across the river. The superstructure is designed in three alternatives. Detailed assessment is only for one chosen variant a post-tensioned two-beam concrete.

KEYWORDS

Bridge construction, prestressed concrete, two-beam construction, design, solution, static calculation, drawing documentation, visualization

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Petra Strouhalová *Mostní konstrukce přes rozšířené koryto řeky*. Brno, 2015. 51 s., 251 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně, a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15. 1. 2016

.....
podpis autora
Bc. Petra Strouhalová

Poděkování

Touto cestou bych ráda poděkovala mému vedoucímu diplomové práce panu doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, Csc. za odborné vedení, čas a ochotu při konzultacích. Dále bych chtěla poděkovat mé rodině a příteli za podporu v průběhu mého dosavadního studia.

OBSAH

ÚVOD	11
ZHODNOCENÍ VARIANT	12
VARIANTA A	12
VARIANTA B.....	13
VARIANTA C.....	14
1 TECHNICKÁ ZPRÁVA	15
1.1 VŠEOBECNÁ ČÁST	15
1.1.1 Identifikační údaje o mostě	15
1.1.2 Základní údaje o mostě.....	15
1.1.3 Zdůvodnění stavby	16
1.2 MOST A JEHO UMÍSTĚNÍ.....	16
1.2.1 Charakteristiky převáděné komunikace a překážky.....	16
1.2.2 Územní podmínky.....	17
1.2.3 Geologické a hydrogeologické poměry	17
1.2.4 Inženýrské sítě v místě a okolí stavby.....	17
1.3 STAVEBNĚ - TECHNICKÉ ŘEŠENÍ STAVBY	17
1.3.1 Zemní práce.....	17
1.3.2 Zakládání.....	18
1.3.3 Spodní stavba.....	19
1.3.4 Nosná konstrukce mostu.....	20
1.3.5 Příslušenství mostu	21
1.4 VÝSTAVBA MOSTU	23
1.4.1 Technologie výstavby.....	23
1.4.2 Postup výstavby mostního objektu	23
1.5 POŽADAVKY NA MATERIÁLY	24
1.5.1 Betonářská výztuž	24
1.5.2 Předpínací výztuž	24
1.5.3 Beton.....	24
1.6 STATICKE POSOUZENÍ	24
1.7 ÚDAJE NETECHNICKÉ	25
1.7.1 Omezení provozu.....	25
1.7.2 Bezpečnost práce	25
1.7.3 Ochrana životního prostředí.....	25
1.8 ZÁVĚR.....	25
2 PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	26
2.1 NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU	26
2.1.1 Nosná konstrukce.....	26
2.1.2 Příčné uspořádání mostu	26
2.2 MOSTNÍ SVRŠEK	27
2.2.1 Vozovkové souvrství.....	27
2.2.2 Mostní římsy	27

2.2.3	Bezpečnostní zařízení na mostě	27
2.3	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	28
2.3.1	Beton C35/45	28
2.3.2	Betonářská výztuž B500B	28
2.3.3	Předpínací výztuž Y 1860-S7-15,7-A	29
2.3.4	Maximální přípustné napětí během předpínání	29
2.3.5	Maximální napětí bezprostředně po předepnutí a zakotvení	29
2.4	KRYTÍ VÝZTUŽE	30
2.5	SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA	30
2.6	PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY	31
2.7	ZATÍŽENÍ	32
2.7.1	Stálé zatížení	32
2.7.2	Zatížení dopravou	32
2.7.3	Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	33
2.7.4	Regulační součinitele pro ČR	33
2.7.5	Roznášení soustředěných zatížení	34
2.7.6	Modely zatížení	34
2.7.7	Sestavy zatížení dopravou	36
2.8	VÝPOČTOVÝ MODEL	37
2.8.1	3D prutový model	37
2.8.2	3D deskový model	38
2.9	ZATĚŽOVACÍ STAVY	38
2.10	VNITŘNÍ SÍLY A KOMBINACE ZATÍŽENÍ	39
2.10.1	Přehled vnitřních sil	39
2.10.2	Kombinace zatížení	39
2.11	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPĚTÍ	40
2.12	PŘESNÝ NÁVRH PŘEDPĚTÍ	41
2.13	ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	41
2.13.1	Okamžité ztráty předpětí	41
2.13.2	Dlouhodobé ztráty předpětí	41
2.14	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	42
2.14.1	Omezení normálových napětí v betonu a ve výztuži	43
2.14.2	Omezení vzniku trhlin	43
2.14.3	Omezení průhybu	44
2.15	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	44
2.15.1	Posouzení konstrukce na ohyb	44
2.15.2	Posouzení konstrukce na kombinaci smyku a kroucení	44
2.15.3	Řešení konstrukce v příčném směru	46
2.16	ANALÝZA KOTEVNÍ OBLASTI	47
2.16.1	Posouzení kotevní oblasti	47
2.17	ANALÝZA OBLASTI U LOŽISEK	47
	ZÁVĚR	48
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	49
	SEZNAM POUŽITÉHO SOFTWARE	50
	SEZNAM PŘÍLOH	51

SEZNAM OBRÁZKŮ

OBR. 1: PŘÍČNÝ ŘEZ – VARIANTA A	12
OBR. 2: PŘÍČNÝ ŘEZ – VARIANTA B	13
OBR. 3: PŘÍČNÝ ŘEZ – VARIANTA C.....	14
OBR. 4: PEVNÉ LOŽISKO	20
OBR. 5: JEDNOSMĚRNÉ LOŽISKO	20
OBR. 6: VŠESMĚRNÉ LOŽISKO.....	20
OBR. 7: VÍCELAMELOVÝ MOSTNÍ ZÁVĚR.....	21
OBR. 8: PŘÍČNÝ ŘEZ MOSTEM	26
OBR. 9: DETAIL ŘÍMSY	27
OBR. 10: VÝPOČET L0 KE STANOVENÍ SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKY	30
OBR. 11: UVAŽOVANÉ ŘEZY NA KCI PRO VÝPOČET SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKY	30
OBR. 12: OZNAČENÍ VLÁKEN PRŮŘEZU V POLI A NAD PODPOROU	31
OBR. 13: OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ	32
OBR. 14: ROZDĚLENÍ VOZOVKY DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ	33
OBR. 15: ROZNOS ZATÍŽENÍ NA DESKOVÉM MODELU	34
OBR. 16: UMÍSTĚNÍ MODELU LM1 NA ŘEŠENOU KOMUNIKACI	35
OBR. 17: UMÍSTĚNÍ MODELU LM3 NA ŘEŠENOU KOMUNIKACI	36
OBR. 18: 3D PRUTOVÝ MODEL – PŘÍMÝ	37
OBR. 19: 3D PRUTOVÝ MODEL - ZAKŘIVENÝ	37
OBR. 20: 3D DESKOVÝ MODEL S ŽEBRY	38
OBR. 21: PŘÍČNÝ ŘEZ DESKOVÝM MODELEM S ŽEBRY	38
OBR. 22: PRŮBĚH PRŮMĚRNÉHO (IDEÁLNÍHO) KABELU	40
OBR. 23: ČASOVÁ OSA	43
OBR. 24: SCHÉMA ŘEŠENÝCH ŘEZŮ V PŘÍČNÉM SMĚRU	46
OBR. 25: KOTVA VSL EC	47

SEZNAM TABULEK

TAB. 1: PŘEHLED LOŽISEK	19
TAB. 2: TŘÍDY BETONU A PROSTŘEDÍ.....	24
TAB. 3: PŘEHLED PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK	31
TAB. 4: ROZDĚLENÍ VOZOVKY DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ.....	33
TAB. 5: REGULAČNÍ SOUČINITELÉ PRO ČR.....	33
TAB. 6: CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ	34
TAB. 7: CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY S REGULAČNÍMI SOUČINITELI	35
TAB. 8: CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY MODELU ZATÍŽENÍ LM3	35
TAB. 9: SESTAVY ZATÍŽENÍ DOPRAVOU	36
TAB. 10: PŘEHLED OHYBOVÝCH MOMENTŮ M_y V JEDNOTLIVÝCH ŘEZECH	39
TAB. 11: KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI A ÚNOSNOSTI	40
TAB. 12: REKAPITULACE KRÁTKODOBÝCH ZTRÁT	41
TAB. 13: REKAPITULACE DLOUHODOBÝCH ZTRÁT	42
TAB. 14: VÝSLEDNÉ HODNOTY ZTRÁT.....	42

ÚVOD

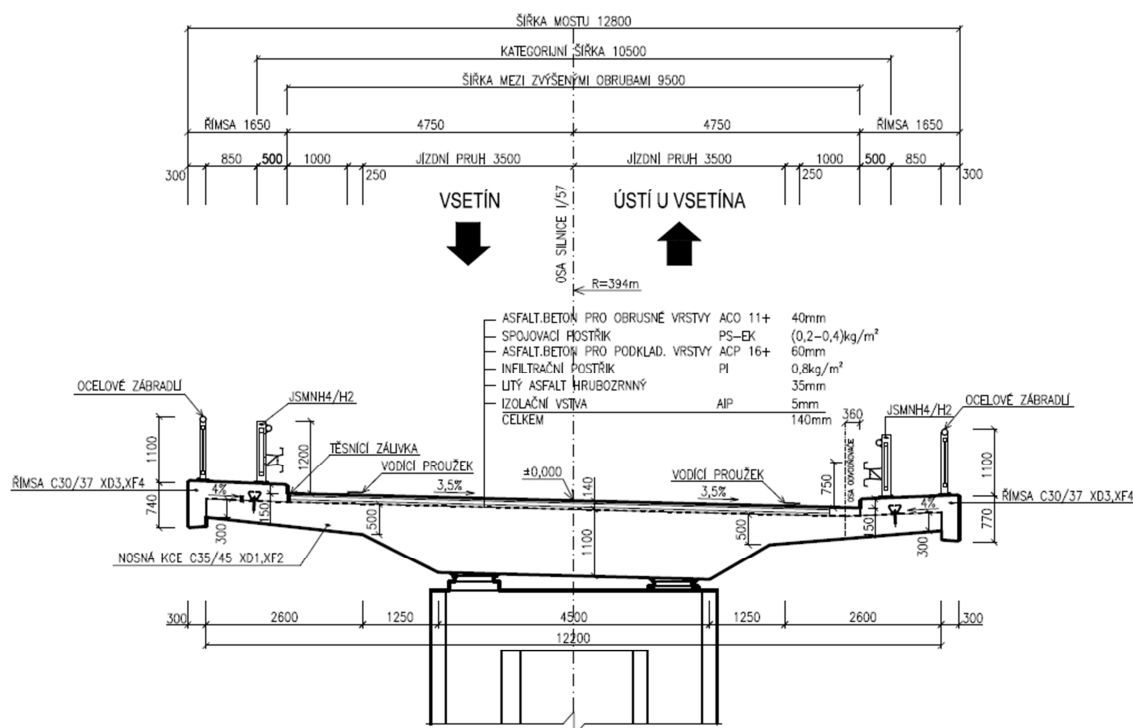
Úkolem této diplomové práce je návrh a posouzení nové nosné konstrukce z dodatečně předpjatého betonu. Most převádí pozemní komunikaci S 9,5/70 přes řeku Vsetínská Bečva.

Z důvodu častých záplav v této oblasti je současný most o třech polích nahrazen mostem novým. Je navržen jako čtyřpolový, přídavné pole plní funkci rozšířeného koryta řeky.

Pro daný terén, příčné uspořádání komunikace, charakter překážky a podloží byly zpracovány tři možné varianty řešení mostní konstrukce. Pro další podrobnější posouzení byla vybrána varianta C, která se jevila jako nejlepší. Zhodnocení všech variant je uvedeno níže.

Cílem této diplomové práce je návrh a posouzení vybrané varianty nosné konstrukce dle mezních stavů únosnosti a použitelnosti včetně řešení vlivu výstavby mostu na jeho návrh. Všechny statické výpočty jsou prováděny dle platných norem.

Varianta B



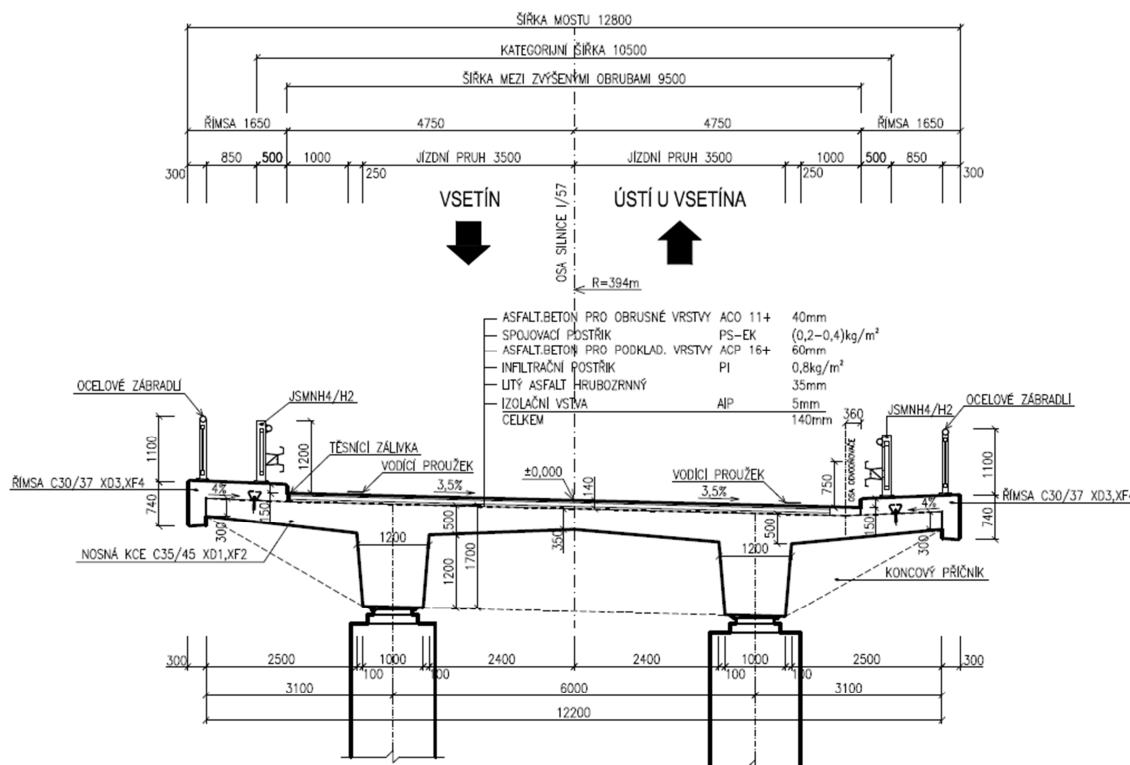
Obr. 2: Příčný řez – varianta B

Hlavní nosná konstrukce této varianty je tvořena dodatečně předpjatým trámem z betonu C35/45. Minimální výška desky je 300 mm u okrajů, rozšiřující se u spodního povrchu ve vodorovné vzdálenosti 2,6 m až na hodnotu 500 mm. Dále už pokračuje trám o celkové osově výšce 1,1 m. Dolní povrch trámu je široký 4,5 m. Příčný sklon povrchu je jednostranný a to 3,5 %. Podélný sklon se pohybuje od 0,2 do 1,2 % směrem na Ústí u Vsetína. Konstrukce je uložena na 10 hrncových ložiscích, které jsou uloženy na podložiskových blocích a následně na podpěrách a opěrách. Osová vzdálenost ložisek je 3,3 m. Římsy jsou monolitické z betonu C30/37, betonované a řádně ukotvené na místě. Most je osazen ocelovým zábradlím na vnějších stranách nouzového chodníku šířky 850 mm a svodidly JSMNH4/H2.

Výhodou této varianty je dostatek místa pro trasování předpínací výztuže, jednodušší zhotovení bednicí skruže. Nevýhodou je opět velká objemová spotřeba betonu a výztuže, tudíž konstrukce je ekonomicky náročná.

Tato varianta nebyla dále podrobněji řešena.

Varianta C



Obr. 3: Příčný řez – varianta C

Nosnou konstrukci tvoří dodatečně předpjatá dvoutrámová konstrukce z betonu C 35/45. Minimální výška desky je 300 mm u okrajů, rozšiřující se u spodního povrchu ve vodorovné vzdálenosti 2,5 m, kde výška činí 500 mm. Dále už pokračuje trám o celkové osově výšce 1,7 m. V ose příčného řezu je výška desky 350 mm a lineárně roste od osy k trámu až na hodnotu 500 mm. Dolní povrch trámu je široký 1,0 m, při spojení trámu s deskou je šířka 1,2 m. Příčný sklon povrchu je jednostranný a to 3,5 %. Podélný sklon se pohybuje od 0,2 do 1,2 % směrem na Ústí u Vsetína. Konstrukce je uložena na 10 hrncových ložiskách, které jsou uloženy na podložiskových blocích a následně na podpěrách a opěrách. Osová vzdálenost ložisek je 6,0 m. Římasy jsou monolitické z betonu C30/37, betonované a řádně ukotvené na místě. Most je osazen ocelovým zábradlím na vnějších stranách nouzového chodníku šířky 850 mm a svodidly JSMNH4/H2.

Výhodou této varianty vidím v ekonomickém hledisku – menší spotřeba jak výztuže, tak betonu. Příznivě působí i neomezená stavební výška. Za nevýhodu můžeme považovat relativně obtížnější bednění skruží a méně místa pro vázání výztuže v trámu.

Pro podrobné řešení jsem vybrala právě tuhle variantu – tedy variantu C.

1 TECHNICKÁ ZPRÁVA

Předmětem této dokumentace je návrh nového silničního mostu přes řeku Vsetínská Bečva. Při řešení byly vypracovány tři varianty, z nichž byla vybrána a řešena varianta C. Tedy dvoutrámová dodatečně předpjatá betonová konstrukce.

1.1 Všeobecná část

1.1.1 Identifikační údaje o mostě

Stavba:	Mostní konstrukce přes rozšířené koryto řeky
Název objektu:	57-071 v Ústí přes řeku Vsetínská Bečva
Kraj:	Zlínský
Okres:	Vsetín
Katastrální území:	Ústí u Vsetína
Objednatel:	ŘSD ČR, správa Zlín Fugnerovo nábřeží 5476, 760 01, Zlín
Investor:	ŘSD ČR, správa Zlín Fugnerovo nábřeží 5476, 760 01, Zlín
Správce mostu:	ŘSD ČR, správa Zlín Fugnerovo nábřeží 5476, 760 01, Zlín
Projektant:	Bc. Petra Strouhalová Nikolčice 30, 691 71, Nikolčice email: StrouhalovaP@study.fce.vutbr.cz
Místo stavby:	silnice I/57
Komunikace na mostě:	S 9,5/70
Přemost'ovaná překážka:	řeka Vsetínská Bečva
Úhel křížení:	s vodotečí $\alpha = 70,963^\circ$
Bod křížení:	s vodotečí km 83,001 250

1.1.2 Základní údaje o mostě

Druh mostu:	silniční most
Převáděná komunikace:	S 9,5/70
Překračovaná překážka:	řeka Vsetínská Bečva
Charakteristika mostu:	spojitý dvoutrámový most o čtyřech polích, s horní mostovkou, nepohyblivý, z předpjatého betonu, betonovaný na pevné skruži
Členitost nosné konstrukce:	plnostěnný
Omezení volné výšky:	neomezená volná výška

Průběh trasy na mostě:	v přímé a v půdorysném oblouku $R=394$ m
Výškový průběh trasy na mostě:	ve výškovém oblouku $R=3,300$ m s proměnným sklonem od 0,2 do 1,2 %
Druh převáděné komunikace:	silnice I. třídy č. 57
Výšková poloha mostovky:	horní
Měnitelnost základní polohy:	nepohyblivý most
Doba užívání:	trvalý most
Délka mostu v ose:	88,195 m
Délka přemostění:	76,475 m
Délka nosné konstrukce v ose:	79,515 m
Počet polí:	4
Rozpětí polí:	13,905 – 25,215 -25,215 -13,905 m
Šikmost mostu:	šikmý $\alpha = 70,963^\circ = 78,8481^g$
Šířka mezi svodidly:	10,500 m
Šířka říms:	1,650 m
Šířka nouzového chodníku:	0,850 m
Šířka nosné konstrukce:	12,200 m
Celková šířka mostu:	12,800 m
Konstrukční výška mostu:	1,700 m
Stavební výška:	1,840 m
Volná výška pod mostem:	3,855 m
Výška mostu:	5,995 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	$79,515 \cdot 12,200 = 970,08 \text{ m}^2$
Zatížení mostu:	skupina 1 dle ČSN EN 1990-1-2

1.1.3 Zdůvodnění stavby

Navržený mostní objekt řeší překlenutí řeky Vsetínská Bečva. V této oblasti se vyskytují časté záplavy, proto stávající most o třech polích není vyhovující. Z tohoto důvodu je navržen zcela nový most o čtyřech polích, přičemž přídatné pole plní funkci rozšířeného koryta řeky.

1.2 Most a jeho umístění

1.2.1 Charakteristiky převáděné komunikace a překážky

Most převádí místní komunikaci přes přírodní překážku, kterou zde tvoří řeka Vsetínská Bečva. Přes most vede směrově nerozdělená pozemní komunikace I. třídy S9,5/70. Komunikace je v místě mostu vedena jak v přímé tak v oblouku o poloměru 394 m. Niveleta je ve výškovém oblouku, klesá v podélném sklonu 0,2 % směrem na Vsetín. Od staničení 82,980 730 niveleta klesá v podélném sklonu 0,6 % a 1,2 % směrem na Ústí. Vozovka je v jednostranném příčném sklonu 3,5 %. Pravá i levá římsa

je v příčném sklonu 4,0 % směrem k vozovce. Most je vybaven nouzovými chodníky šířky 0,85 m. Po obou stranách jsou osazena svodidla JSMNH4/H2 a ocelová zábradlí.

Šířkové uspořádání převáděné komunikace:

Římsa	1,650 m
Zpevněná krajnice	1,000 m
Vodící proužek	0,250 m
Jízdní pruh	3,500 m
Jízdní pruh	3,500 m
Vodící proužek	0,250 m
Zpevněná krajnice	1,000 m
Římsa	1,650 m

1.2.2 Územní podmínky

Most je situován v intravilánu v blízkosti vesnice Ústí u Vsetína. Terén je v blízkém okolí značně zvlněný. Dotčené objekty: silnice I/57 km 82,950 000 – 83,028 250

1.2.3 Geologické a hydrogeologické poměry

Geologický region: kvartér vnější Západní Karpaty – geomorfologická provincie Západní Karpaty

Čtvrtohorní usazené horniny hlína, písek, štěrk, smíšený sediment, pískovec. Pro stanovení hydrogeologických a geologických poměrů, byly použity materiály z průzkumného vrtu, který se nachází v okolí dané lokality.

Geologické základové poměry:

0,00 – 0,50 m	humozní hlína MS
0,50 – 2,70 m	hlína písčitá S2- SP
2,70 - 4,50 m	jíl se střední plasticitou F6 – CL
4,50 – 6,00 m	štěrk hlinitopísčitý G3 – GF
6,00 - m	pískovec – R3

Podzemní voda byla zjištěna v hloubce 6,00 m pod okolním terénem.

1.2.4 Inženýrské sítě v místě a okolí stavby

V rámci diplomové práce nebylo s inženýrskými sítěmi uvažováno.

1.3 Stavebně - technické řešení stavby

Most je tvořen dodatečně předpjatou dvoutrámovou konstrukcí a navazující spodní stavbou. Je navržen jako spojitý o čtyřech polích.

1.3.1 Zemní práce

Pod budoucím násypem zemního tělesa bude odstraněna ornice do hloubky 0,3 m. Před provedením samotných vrtaných pilot musí být zřízeny pracovní plošiny, které budou

tvořeny zhutněným odhumusovaným terénem. Piloty budou vrtány z úrovně založení podkladního betonu opěr a podpěry.

Svahy stavebních jam jsou navrženy ve sklonu 1,5:1 a 1:1. Při dalších výkopových pracích se musí dbát zvýšené opatrnosti na hlavy pilot, tak aby nedošlo k jejich deformaci či poškození výztuže. Vytěžená zemina bude ukládána na deponii v blízkosti stavby a následně bude využita pro zpětný zásyp stavebních jam a případné terénní úpravy. Zásypy stavebních jam budou řádně zhutněny dle TKP, kap. 4, čl. 4.3.9 a v oblasti opěr dle TKP, kap. 4 čl. 4. 3. 10.

Po dobu výstavby bude nutné zajistit stavební jámu bezpečnostními prvky – osvětlení v noci, zábradlí a výstražné značení.

1.3.2 Zakládání

Podkladní beton

Podkladní beton pod základy bude proveden z prostého betonu C12/15 XF1 o tloušťce 150 mm s přesahem 200 mm.

Piloty

Založení mostu bude provedeno na vrtaných pilotách CFA. Pod každou opěrou je navrženo 2x6 pilot o průměru 900 mm a délky 4,85 m. Pod pilířem jsou navrženy 2x5 pilot o průměru 900 mm délky 3,50 m. Piloty jsou patou vetknuty do vrstvy pískovce R3. Piloty budou betonovány do vrtů bez výpažnice po odčerpání vody. Budou provedeny ze železobetonu C25/30 XA1, krytí výztuže 50 mm. Vyztužení bude provedeno armokoši z betonářské výztuže B500B.

Základy opěr a podpěr

Krajní opěry jsou založeny na základech výšky 1350 mm s přesahy v podélném směru o 600 mm a v příčném směru o 200 mm oproti dříku opěry. Základy pilířů mají výšku 1350 mm, šířku 3400 mm a délku 9400 mm. Přesah je v obou směrech 1000 mm. Jsou zhotoveny z betonu C25/30 XC2.

1.3.3 Spodní stavba

Krajní opěry a pilíře

Spodní stavba mostu je navržena z masivních tížných železobetonových opěr z betonu C30/37 XF2, šířky 2,2 m. Výška dříku opěry a je 2,485 m, opěry e pak 2,180 m. Z vnější strany bude opěra opatřena ochrannou vrstvou izolace + 2x geotex. Zásypy za opěrami budou provedeny ze zhutněného šterkopísku 0-32. Materiál musí být nenamrzavý. Hutnění bude provedeno řádně podle vzorových listů. Odvodnění opěry je zajištěno drenážní trubkou o průměru 150 mm v minimálním sklonu 4 %. Vnitřní podpěry jsou navrženy jako osmiúhelníkové železobetonové z betonu C 30/37 XF2.

Na dřík opěr a podpěr navazuje úložný práh z betonu 30/37 XF2. Z důvodu působících štěpných sil je vyztužen betonářskou výztuží B500B. V místě ložisek je opatřen podložiskovými bloky půdorysných rozměrů 0,95 x 0,95 m. Sklon úložného prahu je 4 % směrem k závěrné zídce.

S úložným prahem tvoří jeden celek závěrná zídka tloušťky 0,5 m z betonu C 30/37, vyztužena betonářskou ocelí B500B. Odvodnění úložného prahu je zajištěno spádem 4% směrem k závěrné zídce do sběrného žlábků.

Za opěrami jsou navržena rovnoběžná zavěšená mostní křídla o tloušťce 1,2 m a šířce 1,25 m z betonu C30/37 XF2, vyztužená betonářskou výztuží B500B.

Nivelační značky

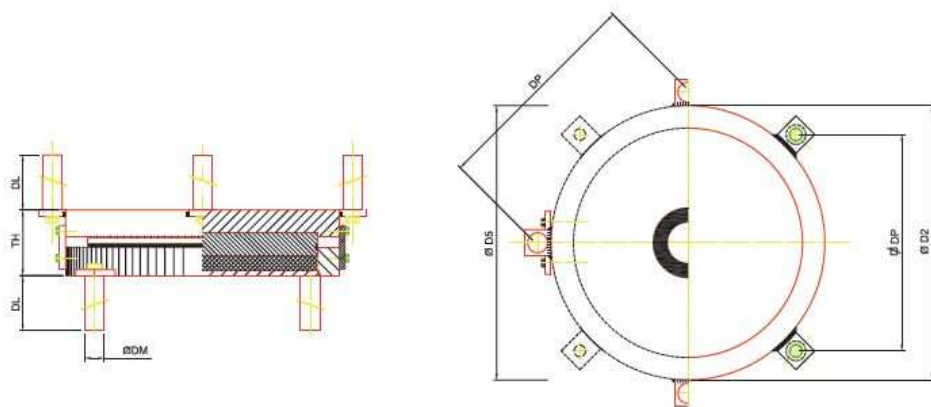
Na každé opěře a podpěře bude instalována nivelační značka vhodná pro osazení z boku.

Ložiska

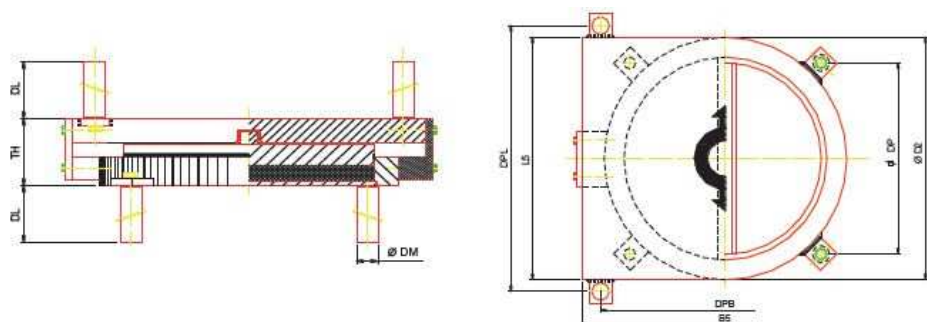
Nosná konstrukce bude uložena na desíti hrncových ložiskách firmy VSL umístěných na podložiskových blocích. Uložení je dvoubodové. Příčná vzdálenost ložisek je 6,0 m a jsou umístěny v ose trámu. Konstrukce je rozdělena na dva dilatační celky.

Tab. 1: Přehled ložisek

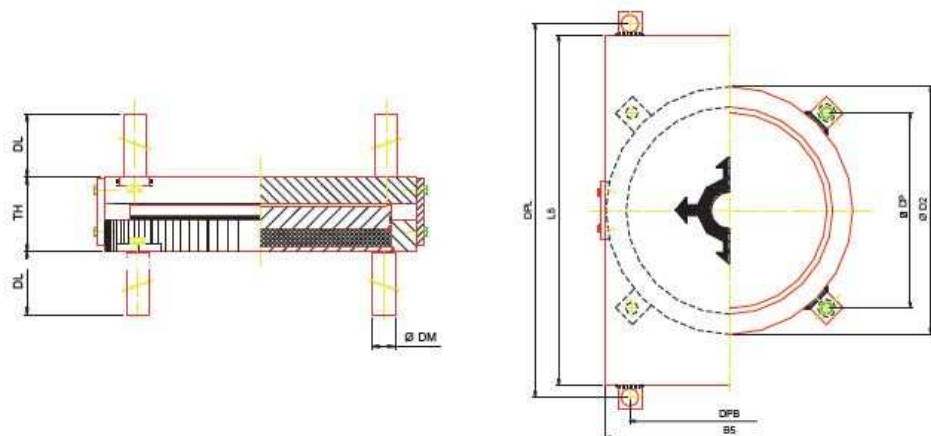
Umístění	Typ	Rozměry a návrhová únosnost			
		V max	Ø D2	TH	L5 x B5
		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
Opěra a, pravé ložisko	PU 700/500/H1 EN - jednosměrné	6 975	546	97	546 x 546
Opěra a, levé ložisko	PL 700/500 EN - všesměrné	6 975	508	97	540 x 508
Podpěra b, pravé ložisko	PU 700/500/H1 EN - jednosměrné	6 975	546	97	546 x 546
Podpěra b, levé ložisko	PL 700/500 EN - všesměrné	6 975	508	97	540 x 508
Podpěra c, pravé ložisko	PF 700/500/H2 EN - pevné	6 975	543	90	754 D5
Podpěra c, levé ložisko	PU 700/500/H1 EN - jednosměrné	6 975	546	97	546 x 546
Podpěra d, pravé ložisko	PU 700/500/H1 EN - jednosměrné	6 975	546	97	546 x 546
Podpěra d, levé ložisko	PL 700/500 EN - všesměrné	6 975	508	97	540 x 508
Opěra e, pravé ložisko	PU 700/500/H1 EN - jednosměrné	6 975	546	97	546 x 546
Opěra e, levé ložisko	PL 700/500 EN - všesměrné	6 975	508	97	540 x 508



Obr. 4: Pevné ložisko



Obr. 5: Jednosměrné ložisko



Obr. 6: Všesměrné ložisko

1.3.4 Nosná konstrukce mostu

Nosnou konstrukci tvoří monolitická, dodatečně předpjatá dvoutrámová konstrukce z betonu C35/45 XD1, XF2. Minimální výška desky je 300 mm u okrajů, rozšiřující se u spodního povrchu ve vodorovné vzdálenosti 2,5 m, kde výška činí 500 mm. Dále už pokračuje trám o celkové osově výšce 1,7 m. V ose příčného řezu je výška desky 350 mm a lineárně roste od osy k trámu až na hodnotu 500 mm. Dolní povrch trámu je široký 1,0 m, při spojení trámu s deskou je šířka 1,2 m. Příčný sklon povrchu je jednostranný a to 3,5 %.

Nosná konstrukce bude dodatečně předepnutá 8 kabely o 15 lanech z předpínací výztuže VSL International Ltd. typu Y 1860–S7–15,7 a doplněna o betonářskou výztuž B500B. Kotvy jsou použity od firmy VSL typu EC (0,6“) pro předpínací systém 6-19.

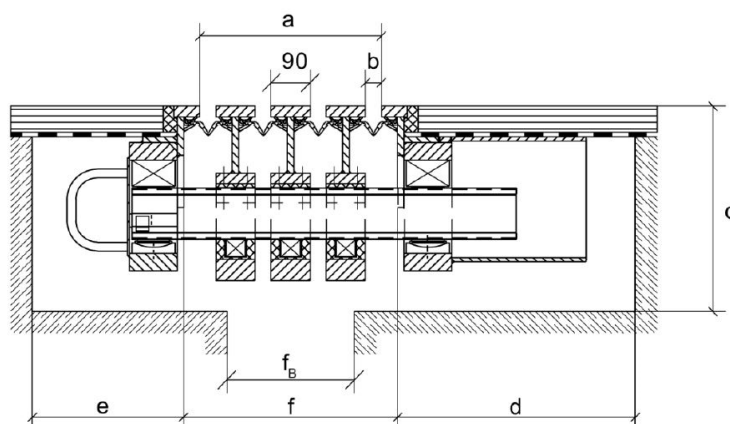
Kotevní sklípky budou zabetonovány betonem C35/45. Všechny viditelné části betonu budou provedeny v kvalitě hladkého pohledového betonu a po dokončení mostu budou natřeny hydrofobním nátěrem.

Nosná konstrukce bude uložena na desíti hrncových ložiscích firmy VSL umístěných na podložiskových blocích.

1.3.5 Příslušenství mostu

Mostní závěry

V závislosti na odhadu dilatace nosné konstrukce 1,5 mm/m byl navržen u obou opěr dilatační vícelamelový mostní závěr od firmy Reisner & Wolf typ RWSG 160, který umožňuje podélnou dilataci ± 80 mm. Tyto délkové změny vznikají v důsledku smršťování, dotvarování, pootočení a vlivem teplotních změn.



Obr. 7: Vícelamelový mostní závěr

Konstrukce vozovky

Přes most je převáděna komunikace I. třídy S9,5/70. Skladba vozovky na mostě je netuhá. Krypt vozovky je tloušťky 140 mm. Horní deska konstrukce, na které leží vozovka, je chráněna proti účinkům vody asfaltovými pásy. Vozovka je v příčném sklonu 3,5 %. Římsy mají sklon 4 % ve směru k vozovce. Výška římsy nad vozovkou je 150 mm.

Skladba vozovky:

asfaltový beton pro ohrusné vrstvy	ACO 11+	40 mm
spojovací postřik – asfaltová emulze	PS-EK	0,2 – 0,4 kg/m ²
asfaltový beton pro ložní vrstvy	ACP 16+	60 mm
infiltrační postřik	PI	0,8 kg/m ²
litý asfalt hrubozrnný	LAH	35 mm
izolace z asfaltových modifikovaných pásů	AIP	5 mm

Římsy

Na nosné konstrukci mostu jsou navrženy monolitické římsy z betonu C30/37 XD3, XF4. Římsy jsou široké 1650 mm a vysoké na vnějším líci 740 mm. Přesah říms je 300 mm. Povrch říms je v příčném směru ve sklonu 4 % směrem k vozovce, podélný povrch je shodný se sklonem nosné konstrukce. Nachází se na nich nouzové chodníky šířky 850 mm. Římsy jsou k nosné konstrukci kotveny pomocí speciálních kotev. Budou na ně osazeny předměty pro ukotvení zábradlí a svodidla.

Záchytné systémy

Na obou stranách mostu je navrženo svodidlo JSMNH4/H2 bez výplně. Dále jsou na mostě navržena ocelová zábradlí se svislými vnitřními kruhovými výplněmi, které jsou od sebe vzdáleny maximálně 120 mm. Výška zábradlí je 1100 mm.

Mostní odvodňovače

Je navržen mostní odvodňovač ACO HSD - 5 o rozměrech 500 x 500 mm. Je umístěn nad každou podpěrou ve vzdálenosti 25,215 m. Vpusť je zaústěna do svislého odpadního potrubí DN 150.

Přechodová oblast

V přechodových oblastech za oběma opěrami byla navržena přechodová deska o tloušťce 250 mm a délce 5 m. Přechodová deska byla navržena ve sklonu 1:10, z betonu C25/30 XF1. Za opěrou je navržen ŠP zásyp frakce 0/32.

Úprava pod mostem

Svah zemního tělesa pod mostem bude zpevněn lomovým kamenem tl. 300 mm do betonu C12/15 XF3 o tloušťce 150 mm. Zpevnění bude zakončeno patou o rozměrech 800 x 1000 mm. Svahové kužely budou ohumusovány a osety travním semenem. Pro revizní přístup je na levobřežní straně mostu navrženo revizní schodiště z monolitických stupňů o šířce 750 mm.

Voda z odvodňovacího potrubí je svedena do upraveného koryta řeky. Toto svedení je zabezpečeno prefabrikovanými tvarovkami TBM o šířce 590 mm.

Cizí zařízení

Most bude opatřen tabulkou s letopočtem, která bude osazena na obou opěrách A a E. Tabulka bude vyhotovena z kovu.

1.4 Výstavba mostu

1.4.1 Technologie výstavby

Pro výstavbu nosné konstrukce je použita betonáž na pevné skruži. Začátek výstavby bude 1. 3. 2016, ukončení je stanoveno na 27. 9. 2016. Více k technologii výstavby je uvedeno v příloze P3. Stavební postup a vizualizace.

1.4.2 Postup výstavby mostního objektu

- sejmutí ornice v tloušťce 300 mm,
- odstranění stávající nosné mostní konstrukce o třech polích,
- revitalizace řeky Vsetínská Bečva,
- celková demolice celé mostní konstrukce včetně spodní stavby,
- odtěžení násypu kolem stávající opěry b cca o 25 m,
- vrtání a betonáž pilot,
- betonáž podkladních betonů, základů, opěr a podpěr,
- odvodňovací úpravy za opěrami a instalace izolačních prvků,
- zřízení a zhutnění zásypu za opěrami,
- zásyp jam kolem základů,
- osazení ložisek,
- zhotovení skruže a bednění,
- armovací práce – osazení betonářské výztuže, zajištění kabelových kanálků,
- betonáž nosné konstrukce,
- ošetřování betonu, protažení předpínacích kabelů a následné napínání z obou stran, zakotvení,
- dokončení opěry mostu – betonáž závěrné zídky, úložných prahů, křídel a schodišť,
- odstranění skruže a bednění,
- dosypání a zhutnění prostoru za rubem opěry, betonáž přechodové desky,
- osazení dilatačních závěrů, instalace hydroizolace,
- betonáž říms,
- osazení svodidel, zábradlí a odvodňovačů,
- provedení vrstev vozovky,
- dokončovací práce – úprava terénu, dopravní značení, nátěry,
- uvedení mostu do provozu,
- životnost 100 let.

1.5 Požadavky na materiály

1.5.1 Betonářská výztuž

Na mostě bude pro všechny jeho části použita betonářská výztuž B500B s charakteristickou pevností 500 MPa. Krycí vrstva musí odpovídat stupni prostředí.

1.5.2 Předpínací výztuž

Pro nosnou konstrukci je navržen předpínací systém VSL (0,6”), konkrétně je použita předpínací výztuž Y1860 – S7–15,7 A. Krycí vrstva musí odpovídat stupni prostředí.

1.5.3 Beton

Pro jednotlivé části konstrukcí jsou stanoveny odlišné třídy betonu a třídy prostředí.

Tab. 2: Třídy betonu a prostředí

Konstrukce	Třída betonu	Třída prostředí
Piloty	C 25/30	XA1
Základy	C 25/30	XC2
Základ pro drenáž	C 16/20	XC2
Podkladní beton	C 12/15	XF1
Opěry, podpěry	C 30/37	XF2
Nosná konstrukce	C 35/45	XD1, XF2
Římsy	C 30/37	XD3, XF4
Křídla, úložné prahy	C 30/37	XF2
Přechodová deska	C 25/30	XF1

1.6 Statické posouzení

Nosná konstrukce mostu byla staticky posouzena na mezní stavy únosnosti i použitelnosti. Statický výpočet je uveden v samostatné příloze P2. – Statický výpočet.

Před uvedením do provozu bude provedena zatěžovací zkouška dle normy ČSN 73 6209 v platném znění.

1.7 Údaje netechnické

1.7.1 Omezení provozu

Silnice první třídy I/57 bude po celou výstavbu mostu uzavřena. Doprava bude přesměrována na vyznačené objížděky v okolí.

1.7.2 Bezpečnost práce

Pro zajištění bezpečnosti práce je nutno v plném rozsahu respektovat následující předpisy:

- nařízení vlády č.591/2006 o bližších minimálních požadavcích na bezpečnost a ochranu zdraví při práci na staveništích,
- ustanovení bezpečnosti práce ze zákoníku práce č. 262/2006 Sb.

Pro práci na stavbách musí zhotovitel dbát k zvláštnímu přihlédnutí:

- pro práci ve výškách,
- manipulaci s břemeny,
- práci pro svařování plamenem.

Všichni pracovníci zhotovitele budou s předpisy dostatečně seznámeni. Dále jsou všichni povinni používat při práci předepsané ochranné pomůcky. Staveniště musí být ohraničené a na všech vstupech musí být osazeny výstražné tabulky se zákazem vstupu nepovolaným osobám

1.7.3 Ochrana životního prostředí

Projekt respektuje v maximální možné míře požadavky na životní prostředí. Při stavbě nesmí být žádným způsobem kontaminováno okolí mostu. Po dokončení stavby musí být území dotčené stavbou rekultivováno do původního stavu.

Není dovoleno zanechávat v okolí stavby jakékoli předměty, zejména odpad. Zvláště musí být dbáno na únik nebezpečných látek do řeky Vsetínská Bečva. Při výjezdu mechanismů ze staveniště zajistí dodavatel čištění komunikace. Hlučné práce proběhnou mezi 7.00 a 20.00 hodinou.

1.8 Závěr

Byly navrženy tři varianty řešení, z nichž varianta C byla vybrána jako nejlepší. Byl proveden statický posudek této varianty, přičemž vnitřní síly byly řešeny v programu Scia Engineering 2014. Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti i použitelnosti dle platných norem. Součástí diplomové práce je výkresová dokumentace a stavební postup s vizualizací.

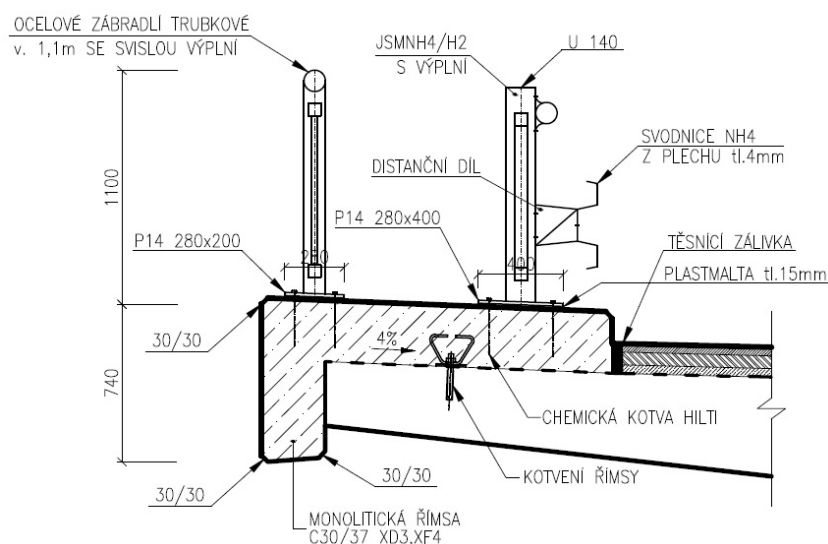
2.2 Mostní svršek

2.2.1 Vozovkové souvrství

Komunikace je tvořena jako netuhá – skládá se z izolační vrstvy AIP tloušťky 5 mm, vrstvy z litého hrubozrnného asfaltu tloušťky 35 mm, podkladní vrstvy asfaltového betonu ACP 16+ tloušťky 60 mm a nosné obrusné vrstvy z asfaltového betonu ACO 11+ tloušťky 40 mm. Mezi asfaltové vrstvy je nanesen spojovací postřík PS-EK v množství 0,2 až 0,4 kg/m². Je použit také postřík infiltrační a to v množství 0,8 kg/m².

2.2.2 Mostní římsy

Na mostě jsou navrženy oboustranné monolitické mostní římsy z betonu C30/37, XD3 XF4. Nosnou konstrukci přesahují o 300 mm. Po římsách jsou převáděny nouzové chodníky šířky 850 mm.



Obr. 9: Detail římsy

2.2.3 Bezpečnostní zařízení na mostě

Na každé straně mostu je osazeno svodidlo typu JSNH4/H2 a ocelová mostní trubková zábradlí o vnitřní svislé výplni vzdálené 120 mm. Kotvení svodidel a zábradlí je zajištěno pomocí chemických kotev HILTI. Výška zábradlí je 1100 mm. Výška obrubníku je 150 mm.

2.3 Materiálové charakteristiky

Nosná konstrukce mostu je navržena z betonu pevnostní třídy C35/45 XD1, XF2, předpínací výztuž je uvažována typu Y 1860 S7 – 15,7 A od firmy VSL. Kanálek předpínací výztuže je uvažován typu PT+ pro předpínací výztuž se soudržností, je tedy počítáno s konečnou injektáží kanálku. Pro případ je uvažována i betonářská výztuž B500B.

2.3.1 Beton C35/45

Dle ČSN EN 206–1 [1]:

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, válcová:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost betonu v tlaku, krychelná:	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost:	$\alpha_{cc} = 0,9$
Součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_c = 1,5$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 34 \text{ GPa}$
Střední hodnota pevnosti v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Mezní přetvoření:	$E_{cu3} = 3,5 \%$

Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku stanovena dle ČSN EN 1992-2 [2]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{35}{1,5} = 21 \text{ MPa}$$

Byla také stanovena pevnost betonu v době zavedení předpětí, tedy pevnost ve stáří 10 dnů dle ČSN EN 1992-1-1[3]. Pro výrobu čerstvého betonu byl použit cement třídy N.

2.3.2 Betonářská výztuž B500B

Dle ČSN EN 1992-1-1[3]:

Charakteristická pevnost:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_s = 1,15$
Modul pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Návrhová hodnota pevnosti výztuže v tahu:	

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

2.3.3 Předpínací výztuž Y 1860-S7-15,7-A

Charakteristická pevnost:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Smluvní mez kluzu:	$f_{p0,1,k} = 1640 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_s = 1,15$
Průměr lana:	$\emptyset_p = 15,7 \text{ mm}$
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
Průměr kabelového kanálku:	$\emptyset_i/\emptyset_e = 100/106 \text{ mm}$
Návrhová pevnost byla stanovena dle ČSN EN 1992-1-1[3]:	

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426,09 \text{ MPa}$$

2.3.4 Maximální přípustné napětí během předpínání

Toto napětí působí po velmi krátkou dobu, a proto se v normách uvažuje jeho relativně vysoká maximální přípustná hodnota. Jedná se o maximální napětí v předpínací výztuži, které působí při předpínání předpínací výztuže.

$$\begin{aligned}\sigma_{p,\max} &= \min \{0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k}\} = \{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\} = \\ &= \min\{1488; 1476\} = 1476 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu
 $f_{p0,1k}$ je smluvní hodnota meze 0,1 předpínací výztuže [4]

2.3.5 Maximální napětí bezprostředně po předeptnutí a zakotvení

Toto napětí je ovlivněno již v okamžiku předpínání a během zakotvení se po délce kabelu projevují změny předpětí tzv. ztráty okamžité, přesto by však nemělo překročit maximální přípustnou hodnotu.

$$\begin{aligned}\sigma_{p0,\max} &= \min \{0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}\} = \{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640\} = \\ &= \min\{1395; 1394\} = 1394 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu
 $f_{p0,1k}$ je smluvní hodnota meze 0,1 předpínací výztuže [4]

2.4 Krytí výztuže

Betonová krycí vrstva je definována jako vzdálenost mezi povrchem výztuže a nejbližším povrchem betonu [5].

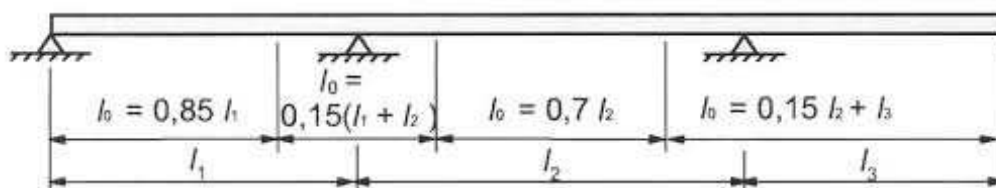
Je uvažována:	třída prostředí	XD1, XF2
	třída konstrukce	S5
	životnost	100 let

Krytí betonářské výztuže bylo stanoveno dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

2.5 Spolupůsobící šířka

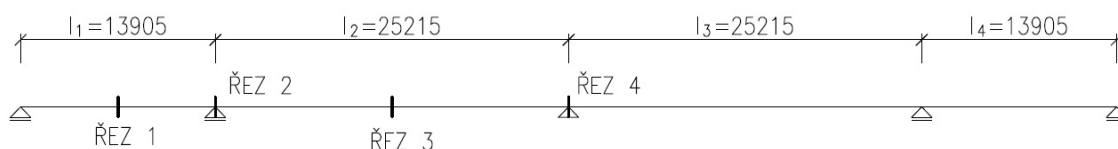
U trémových konstrukcí dochází vlivem smykové deformace desky k nerovnoměrnému rozdělení normálových napětí. Tento problém je závislý na poměru šířky mostu k rozpětí, na poloze řezu v konstrukci a na typu zatížení. Větší koncentrace napětí vzniká pod osamělým břemenem a u podpor spojitých nosníků [6].

Ochabnutí s rostoucí vzdáleností od stěny klesá. Stanovením spolupůsobící šířky zjišťujeme, zda napětí odolává celý průřez nebo jen část průřezu. Určení spolupůsobící šířky desky dle ČSN EN 1992-1-1[3].



Obr. 10: Výpočet l_0 ke stanovení spolupůsobící šířky

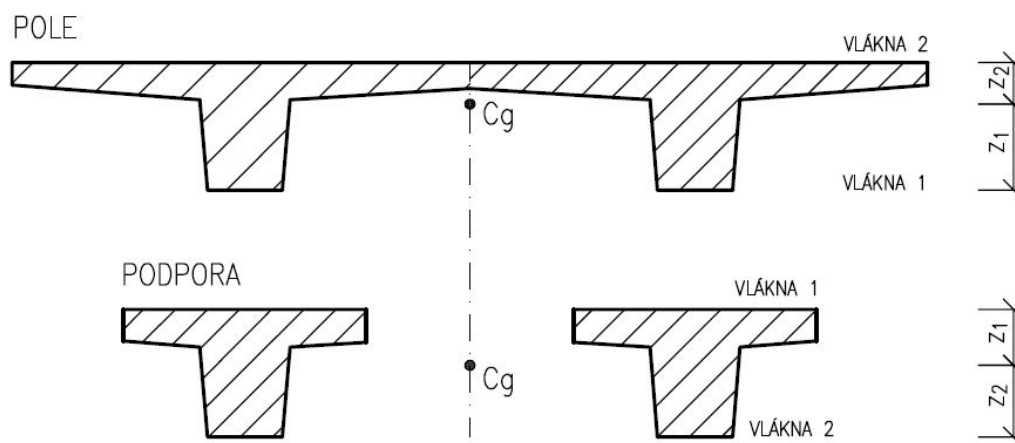
Přehled uvažovaných řezů na konstrukci pro výpočet spolupůsobící šířky:



Obr. 11: Uvažované řezy na kci pro výpočet spolupůsobící šířky

2.6 Průřezové charakteristiky

Průřezové charakteristiky byly počítány v softwaru Scia Engineering 2014, ověření proběhlo v kreslicím programu Autodesk AutoCAD 2012.



Obr. 12: Označení vláken průřezu v poli a nad podporou

A_c plocha průřezu

I_y Moment setrvačnosti osy y

z_1 vzdálenost k těžišti od vláken 1

z_2 vzdálenost k těžišti od vláken 2

W_1 modul průřezu k vláknům 1

W_2 Modul průřezu k vláknům 2

Tab. 3: Přehled průřezových charakteristik

Průřezové char. pro 1 trám	A_c	I_y	z_1	z_2	W_1	W_2
	[m ²]	[m ⁴]	[m]	[m]	[m ³]	[m ³]
Řez 1 - krajní pole	6,7261	1,5527	1,1354	0,5646	1,3675	2,7501
Řez 2 - podpora b	5,7604	1,3920	0,6252	1,0748	2,2265	1,2951
Řez 3 - střední pole	7,5701	1,6721	1,1781	0,5219	1,4193	3,2039
Řez 4 - podpora c	6,0485	1,4435	0,6055	1,0945	2,3840	1,3189
Plný průřez	7,8800	1,7128	1,1921	0,5079	1,4368	3,3723

2.7 Zatížení

Nosná konstrukce mostu byla zatížena stálým zatížením a zatížením proměnným. Stále zatížení zahrnuje vlastní tíhu nosné konstrukce a ostatní stálé zatížení, které se skládá ze zatížení říms, vybavení mostu a zatížení vozovkovými vrstvami. Zatížení proměnné obsahuje pouze zatížení dopravou – model LM1 a LM3. V této diplomové práci nebylo bráno v úvahu klimatické zatížení ani pokles podpor.

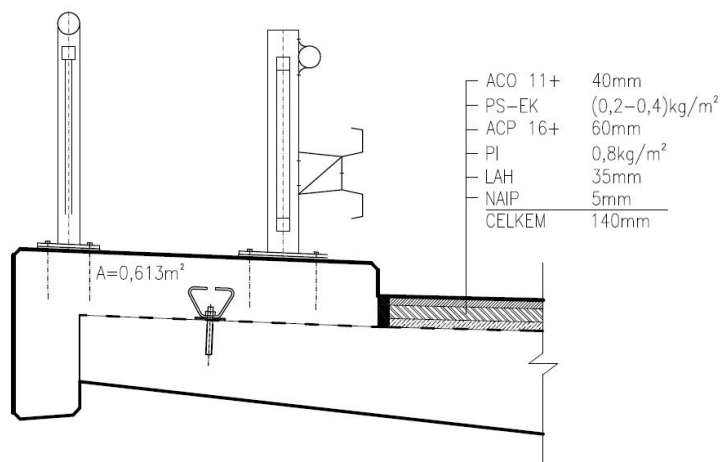
2.7.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha nosné konstrukce

Je generována statickým výpočetním programem Scia Engineer 2014 a to na základě objemové tíhy betonu s předpjatou výztuží $\gamma_c = 26 \text{ KN/m}^3$ a příčným průřezem nosné konstrukce. Výpočet byl ověřen ručním výpočtem jako součet reakcí od tohoto zatížení.

Ostatní stálé zatížení

Hodnoty stálého zatížení byly stanoveny jako násobek plochy příčného řezu a objemové hmotnosti. Objemová tíha materiálu byla stanovena dle ČSN EN 1991-1-1 [7].



Obr. 13: Ostatní stálé zatížení

2.7.2 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je definováno čtyřmi modely zatížení. Tyto modely se mají použít pro návrh mostů pozemních komunikací kratších než 200 m [8]. Modely nepopisují skutečná zatížení, nýbrž co nejpřesněji definují skutečné účinky od dopravy s vlivem dynamického zvětšení.

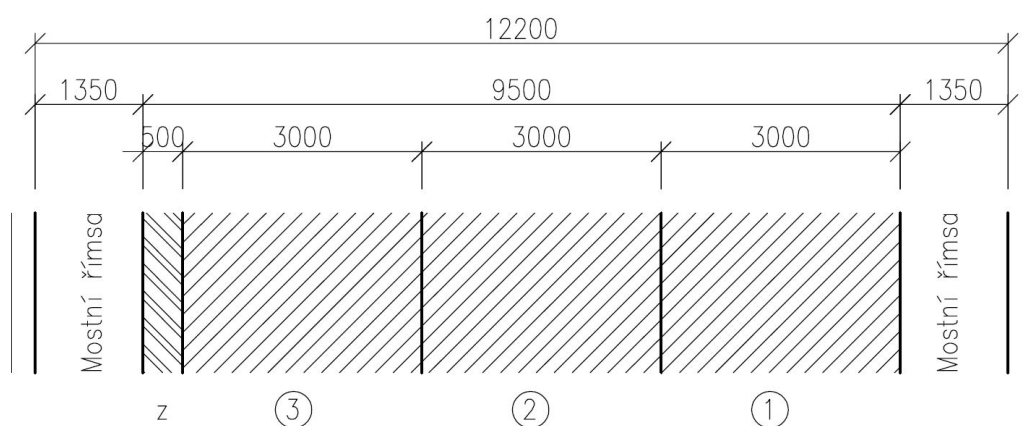
2.7.3 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w se měří mezi obrubníky nebo mezi vnitřními líci záchytných systémů [9]. Minimální výška obrubníku má hodnotu 120 mm.

Tab. 4: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_i	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$w \leq 6,0$ m	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_i$

Řešená mostní deska je rozdělena do 3 zatěžovacích pruhů o šířce 3 m a jednoho zbytkového pruhu o šířce 0,5 m.



Obr. 14: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

2.7.4 Regulační součinitele pro ČR

Regulační součinitele α a β upravují zatížení dopravou od modelů zatížení LM1 a LM2. Liší se dle skupiny, do které spadá řešená pozemní komunikace. Naše řešená komunikace spadá do skupiny 1.

Rozeznáváme dvě skupiny pozemních komunikací:

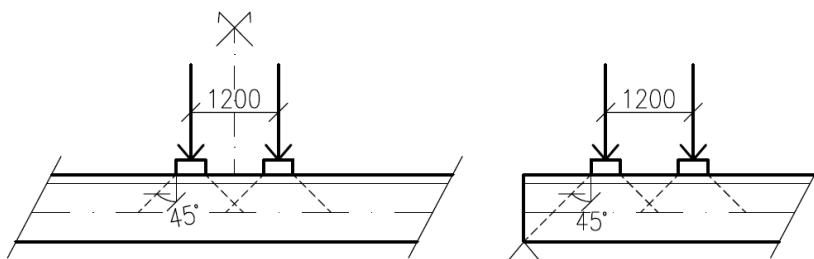
- 1 skupina** všechny pozemní komunikace kromě uvedených ve 2
- 2 skupina** silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace

Tab. 5: Regulační součinitelé pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} \text{ } i \geq 2$ α_{qr}
Skupina 1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
Skupina 2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

2.7.5 Roznášení soustředěných zatížení

Různá soustředěná zatížení související s modely zatížení 1 a 2, se mají uvažovat jako rovnoměrná po celé dotykové ploše [5]. Síla od jednoho kola se roznáší přes vozovku a betonovou desku pod úhlem 45° do střednicové roviny.



Obr. 15: Roznos zatížení na deskovém modelu

2.7.6 Modely zatížení

V této diplomové práci je uvažováno s modely zatížení **LM1** a modelem zatížení **LM3**, který reprezentuje zvláštní vozidlo na mostě. S modelem zatížení **LM2**, tedy jednou nápravou silou na mostě neuvažují, jelikož nebude rozhodovat. S modelem zatížení **LM4**, tedy zatížení davem lidí není taktéž uvažováno v této diplomové práci.

Model zatížení LM1

Je složen ze dvou dílčích soustav:

- a) soustředěné zatížení od dvounápravy TS
- b) rovnoměrné zatížení UDL - umístění pouze v nepříznivých částech příčinkových čar v podélném i příčném směru

Každé kolo nápravy vyvozuje zatížení $0,5 \times \alpha_q \times Q_k$, kontaktní plocha kola je $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ [9].

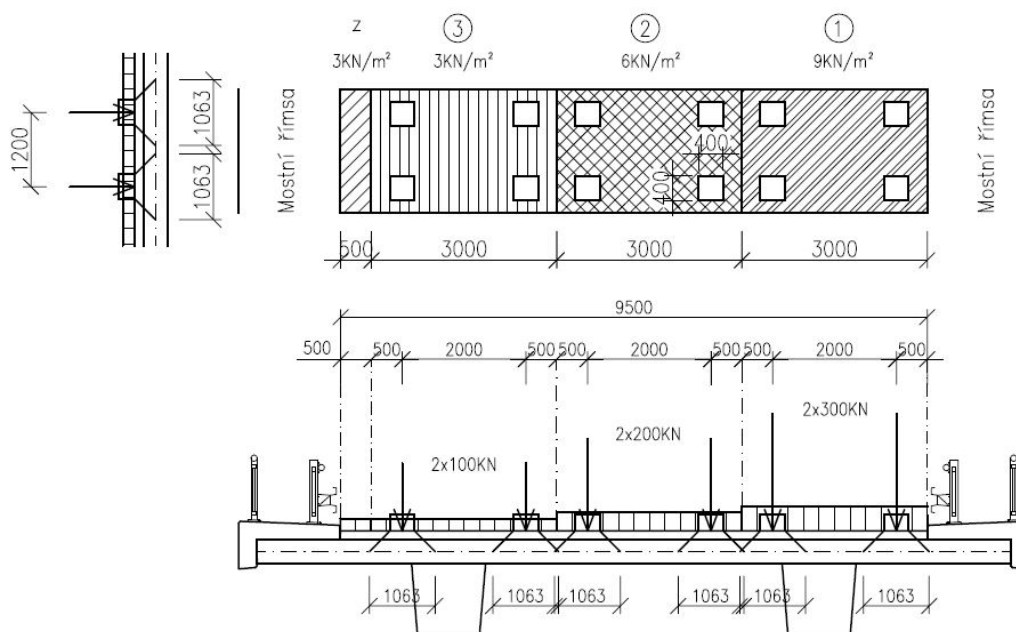
Tab. 6: Charakteristické hodnoty zatížení

Umístění	Dvounáprava (TS) Q_{ik} [kN]	Rovnoměrné zat. (UDL) q_{ik} [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha	0	2,5

Tab. 7: Charakteristické hodnoty s regulačními součiniteli

LM1 Pruh	b [m]	n náprav	α_{Qi}	A_{kola} [m ²]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$1/2 \cdot Q_{ik}/A$ [kN/m ²]	α_{qi}	q_{ik} [kN/m ²]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]
1	3	2	1	1,1299	300	132,76	1,00	9,00	9,00
2	3	2	1	1,1299	200	88,50	2,40	2,50	6,00
3	3	2	1	1,1299	100	44,25	1,20	2,50	3,00
z	2,5						1,20	2,50	3,00

Umístění modelu LM1 na vozovce + roznoš do střednicové roviny pod úhlem 45°



Obr. 16: Umístění modelu LM1 na řešenou komunikaci

Model zatížení LM3 (pro silnice I. a II. třídy)

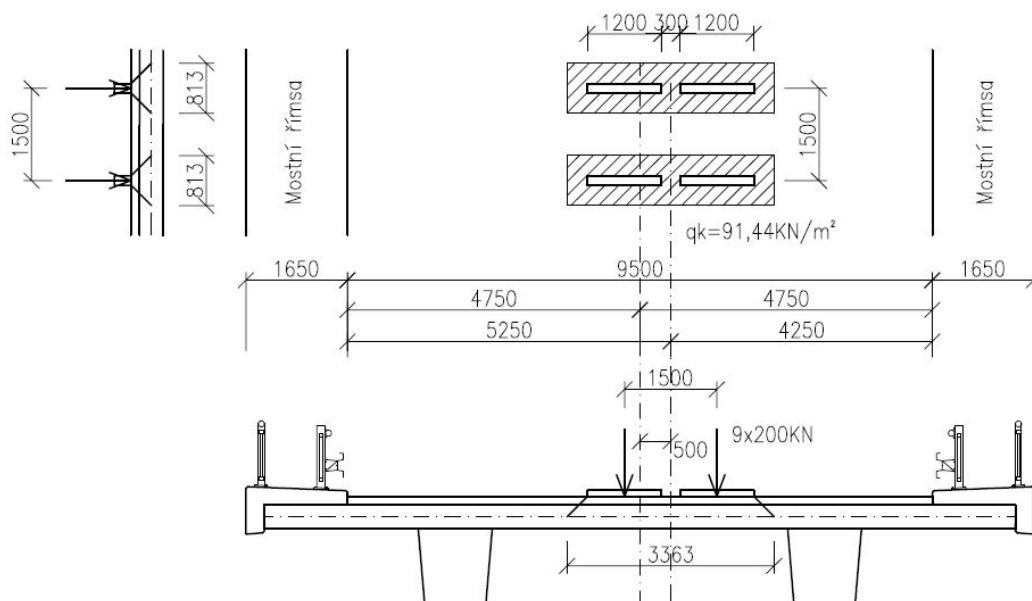
Na této komunikaci byl vybrán zvláštní model zatížení 1800/200, což představuje 9 náprav po 200 kN. Vzdálenost náprav v sestavě je 1,50 m. Zatížení zvláštním vozidlem neobsahuje dynamické zvětšení, proto se bere dynamický součinitel zvlášť a to s ohledem na rychlost jedoucího vozidla.

Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ m [9].

Pro pohyb nízkou rychlostí se dynamický součinitel uvažuje $\varphi = 1,05$ (≤ 5 km/hod)
 Pro pohyb normální rychlostí $\varphi = 1,25$ (≤ 70 km/hod)

Tab. 8: Charakteristické hodnoty modelu zatížení LM3

n náprav	Q_k [kN]	φ	A_{kola} [m ²]	$\varphi \cdot Q_{ik}/A$ [kN/m ²]
9	200	1,25	2,7341	91,44



Obr. 17: Umístění modelu LM3 na řešenou komunikaci

2.7.7 Sestavy zatížení dopravou

Existuje řada sestav zatížení pro mosty – každá sestava se má považovat za charakteristickou hodnotu zatížení pro kombinace se zatížením jiným od dopravy [9].

Byly použity sestavy zatížení dopravou gr1a a gr5, přičemž sestava gr1a se skládá z modelu zatížení LM1 a kombinační hodnotou na chodníky 3 kN/m². Sestava gr5 obsahuje jediné vozidlo na mostě, tedy model LM3.

Tab. 9: Sestavy zatížení dopravou

ZATĚŽOVACÍ SYSTÉM	VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
	SVISLÉ SÍLY				VODOROVNÉ SÍLY		SVISLÉ ZATÍŽENÍ
	Dvounáprava a rovnom. zatížení	Jednotlivá náprava	Zvláštní vozidla	Zatížení davem lidí	Brzdné a rozjezdové síly	Odstředivé a příčné síly	
	LM1	LM2	LM3	LM4			
gr1a	charakt. hodnoty						3kN/m ²
gr5			charakt. hodnoty				

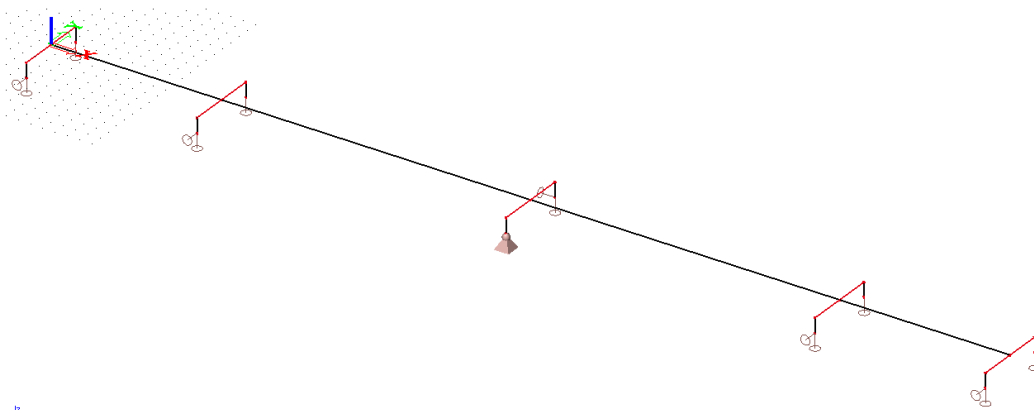
2.8 Výpočtový model

Veškeré modely byly tvořeny ve výpočetním programu Scia Engineer 2014. Pro nosnou konstrukci byly vytvořeny dva výpočtové modely, 3D prutový a 3D deskový model s žebry.

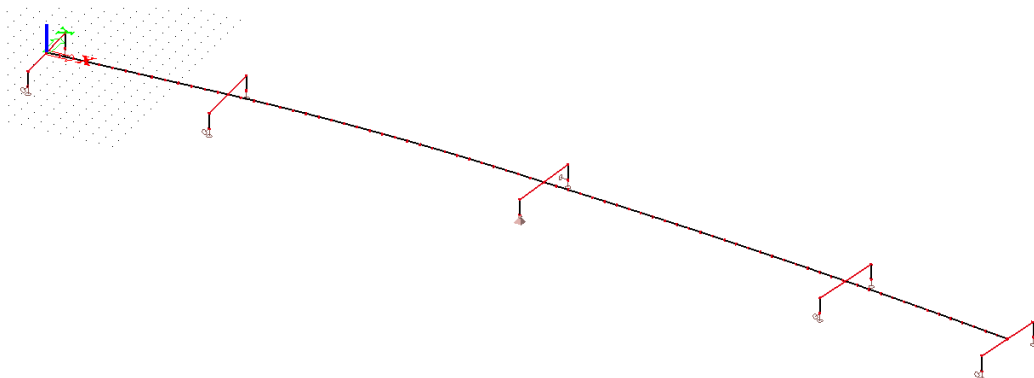
2.8.1 3D prutový model

Byl vytvořen pro návrh předpětí, hodnot reakcí, dále tento model sloužil pro ověření výsledků z 3D deskového modelu s žebry, získání příčinkových čar a kroutících účinků.

Prutový model, se skládá ze čtyř polí, podpory jsou modelovány jako bodové podpory na tuhých ramenech, tak aby co nejlépe vystihovali konstrukci a její uložení. Průřez je vytvořen importem příčného řezu z programu AutoCAD. Byly modelovány dva prutové modely – jeden přímý a druhý zakřivený, jelikož most se nachází i v půdorysném oblouku.



Obr. 18: 3D prutový model – přímý



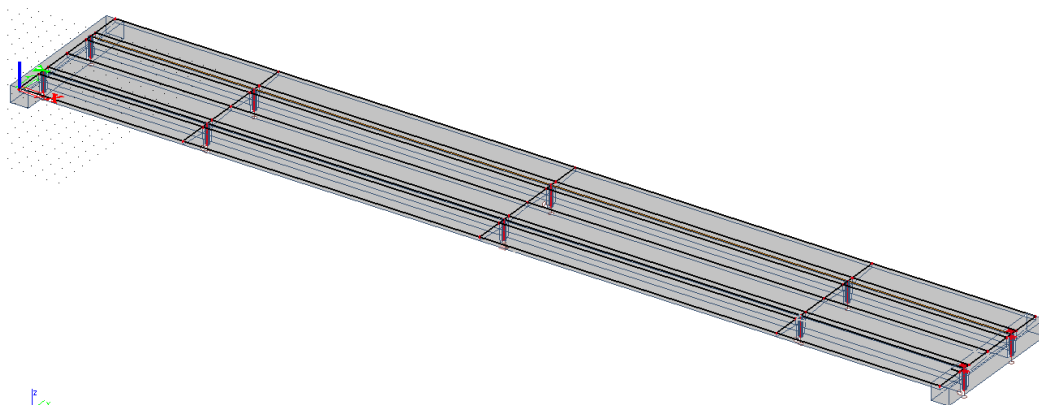
Obr. 19: 3D prutový model - zakřivený

Prutový model byl zatížen vlastní tíhou i tíhou příčníku na obou koncích, ostatním stálým zatížením a nahodilým zatížením, které bylo modelováno pojezdem. Rozdíly ve vnitřních silách na modelu přímém a v oblouku jsou zanedbatelné, proto model deskový je modelován, jako by se celý most nacházel v přímé.

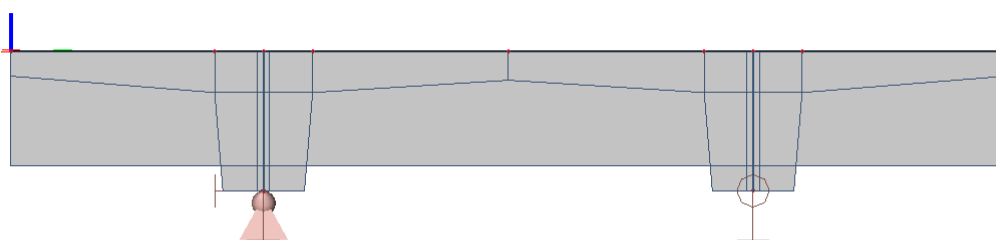
2.8.2 3D deskový model

Tento model byl vytvořen pro přesnější získání vnitřních sil od zatížení, především od dopravy a to jak v podélném tak i příčném směru.

Byla vymodelována deska s žebry, jako trámy kvůli přerozdělení zatížení na jednotlivé trámy od dopravy. Podpory v tomto modelu byly modelovány jako u prutového modelu, tedy na tuhých ramenech. Na koncích byl připojen prut, který reprezentuje koncový příčník.



Obr. 20: 3D deskový model s žebry



Obr. 21: Příčný řez deskovým modelem s žebry

Deskový model byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a nahodilým zatížením. Pohyblivé zatížení bylo modelováno pojezdem.

2.9 Zatěžovací stavy

V programu Scia Engineer 2014 jsou namodelovány jednotlivé zatěžovací stavy. Pro určení maximálních momentů a maximálních posouvajících sil v podélném i příčném směru byla daná zatížení postavena do nejnepříznivější polohy na konstrukci → orientace dle příčinkových čar (TS a LM3 modelováno pojezdem).

Zatěžovací stavy jsou uvažovány celkem čtyři a to:

- 1) ZS1 – vlastní tíha nosné konstrukce
- 2) ZS2 – ostatní stálé zatížení
- 3) ZS3 – soustava zatížení gr1a – LM1 + chodník 3kN/m^2
- 4) ZS4 – soustava zatížení gr5 – LM3

2.10 Vnitřní síly a kombinace zatížení

2.10.1 Přehled vnitřních sil

Vnitřní síly pro podélný směr byly odečteny pro trám více namáhaný. Dle uvedených ohybových momentů rozhoduje soustava zatížení gr1a, proto je použita do kombinací. Grafické výsledky jsou uvedeny v příloze P2. Statický výpočet.

Tab. 10: Přehled ohybových momentů M_y v jednotlivých řezech

Vnitřní síly	Stálé zatížení						
	g_{0k}	g_{1k}	$g_{1k,sup}$	$g_{1k,inf}$			
Řez 1/2 1. pole [kNm]	821,39	252,39	303,56	226,48			
Řez podpora b [kNm]	-4099,30	-1325,19	-1578,68	-1199,47			
Řez 1/2 2. pole [kNm]	3004,76	926,78	1117,99	832,40			
Řez podpora c [kNm]	-5996,76	-1915,47	-2290,60	-1730,90			
Vnitřní síly	gr1a					gr5	
	TS_{max}	TS_{min}	UDL_{max}	UDL_{min}	CHODNÍK	$LM3_{max}$	$LM3_{min}$
Řez 1/2 1. pole [kNm]	2058,40	-739,58	802,69	-635,75	19,59	1843,13	-1147,17
Řez podpora b [kNm]	376,04	-1936,48	0,00	-1709,64	-113,14	602,85	-2769,66
Řez 1/2 2. pole [kNm]	2861,70	-463,17	1434,86	-425,76	72,79	3293,27	-751,43
Řez podpora c [kNm]	183,75	-1353,19	0,00	-2260,92	-160,58	247,71	-1931,47

2.10.2 Kombinace zatížení

Dle normy ČSN EN 1990 se uvažují tyto tři kombinace zatížení: **charakteristická, častá a kvazistálá**. Používají se pro výpočty v mezních stavech použitelnosti [10]. V mezním stavu únosnosti se používá návrhová kombinace zatížení.

Charakteristická kombinace zatížení

V této kombinaci se uvažují veškeré účinky na konstrukci, součinitelé se berou rovny 1.

Častá kombinace zatížení

Tato kombinace zatížení počítá jak se stálým zatížením na konstrukci, tak i s proměnným zatížením. Zatížení od dopravy se upravuje součinitelem ψ_1 . U rovnoměrného zatížení UDL od dopravy se součinitel $\psi_1 = 0,4$; u nápravových sil TS se bere hodnotou $\psi_1 = 0,75$, pro chodníky má hodnotu $\psi_1 = 0,4$. LM3 – gr5 se neuvažuje.

Kvazistálá kombinace zatížení

Kvazistálá kombinace zatížení uvažuje na konstrukci pouze stálá zatížení, jelikož součinitel proměnných zatížení $\psi_2 = 0$.

Návrhové kombinace zatížení

Dle normy ČSN EN 1990 máme celkem tři návrhové kombinace zatížení a to:

- Kombinace pro trvalé a dočasné situace a pro mezní stav EQU platí obecný vztah

$$6.10 \quad \Sigma_{1 \geq 1} \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

- Pro mezní stavy STR a GEO (soubor B) se uvažuje méně příznivá kombinace z

$$6.10a \quad \Sigma_{1 \geq 1} \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

$$6.10b \quad \Sigma_{1 \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

Součinitelé zatížení γ_G a γ_Q se berou stejnou hodnotou 1,35. Součinitel zatížení γ_P má hodnotu 1,0. Součinitel ξ je uvažován hodnotou 0,85.

Tab. 11: Kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti a únosnosti

Kombinace	SLS			ULS	
	M_{Ek}	$M_{Ek,\Psi1}$	$M_{Ek,\Psi2}$	6.10a	6.10b
Řez 1/2 1. pole [kNm]	4005,63	2997,66	1124,95	4046,84	5179,80
Řez podpora b [kNm]	-9437,24	-7859,45	-5677,98	-10610,26	-11590,48
Řez 1/2 2. pole [kNm]	8492,10	6872,09	4122,75	9277,31	10629,48
Řez podpora c [kNm]	-12062,05	-10270,85	-8287,36	-13865,65	-14605,58

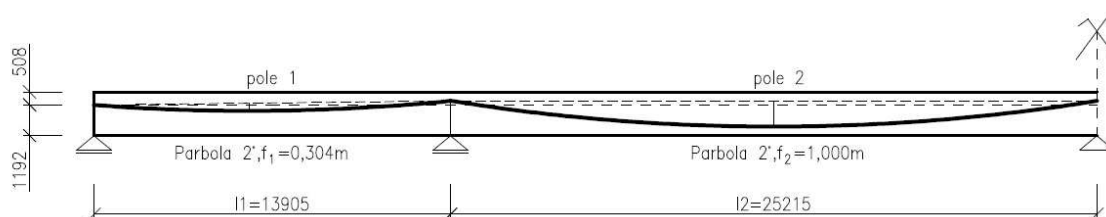
2.11 Předběžný návrh předpětí

Návrh předpětí je v této diplomové práci realizován pomocí metody vyrovnání zatížení, neboli metodou ekvivalentního zatížení. Jako první byla popsána T. Y. Linem roku 1963, který uvedl, že pro správný návrh předpětí je třeba pochopit jeho aktivní roli v silovém působení na konstrukci a použít předpětí k vyrovnání ohybových a smykových namáhání od stálých zatížení [4].

Je uvažován průměrný parabolický kabel. Účinky od předpětí jsou vneseny pomocí ekvivalentního zatížení na prutovém modelu. Vnitřní síly jsou vykresleny pro celou konstrukci. Ztráty předpětí jsou odhadnuty.

Je doporučeno vyrovnat:

- v čase $t_0 = (90 - 100) \%$ složek stálých zatížení
- v čase $t_\infty = (80 - 90) \%$ složek stálých zatížení



Obr. 22: Průběh průměrného (ideálního) kabelu

Podle předběžného návrhu předpínací výztuže jsou navrženy v každém trámu 4 kabely po 14 lanech. Celkový počet lan v konstrukci činí 112 lan.

2.12 Přesný návrh předpětí

Vychází z předběžného návrhu. Pro předpínání byly použity soudržné kabely, systému VSL International Ltd. post – tensioning solutions, s typem lana Y1860 – S7 – 15,7 (0,6“); 6-15, lana s relaxací po 1000h, při 20°C a 0,7 F_{pk} : max. 2,5 %. Umístěny do plastového kanálku VSL PT-PLUS předpínacího systému. Typ kotvy VSL EC (0,6“) 6-19. Přesná geometrie kabelů byla vymodelována v programu AutoCAD 2012.

2.13 Ztráty předpětí

Předpínací síla není konstantní, ale mění se po délce kabelu a v čase. Ve výpočtech navíc pracujeme s průměrnou hodnotou předpínací síly. Proto je třeba znát hodnotu předpínací síly v každém místě kabelu a ve všech rozhodujících okamžicích výroby a provozu konstrukce [4]. Byly vyčísleny krátkodobé a dlouhodobé ztráty předpětí.

Při výpočtu ztrát se předpětí počítá s oslabeným průřezem - změní se průřezové charakteristiky betonového průřezu. Je to dáno tím, že v době předpínání není výztuž zainjektovaná, a proto se průřezová plocha kanálků neuvažuje.

2.13.1 Okamžité ztráty předpětí

Do okamžitých (výrobních) ztrát je započítána ztráta:

- třením kabelu a stěn kabelového kanálku
- pokluzem při kotvení
- pružným přetvořením betonu při postupném napínání
- relaxací předpínací výztuže – krátkodobá

Tab. 12: Rekapitulace krátkodobých ztrát

REKAPITULACE KRÁTKODOBÝCH ZTRÁT									
Body	x [m]	$\Delta\sigma_{p,max}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{psl}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{el}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	σ_{pm0} [MPa]	P_{m0} [kN]	%	% odhad
1/2 1. pole	7,588	-12,89	-101,54	-7,73	-2,76	1351,08	11349,04	8,46	10,00
podpěra b	14,540	-71,93	0,00	-10,89	1,74	1394,92	11717,35	5,49	15,00
1/2 2. pole	27,148	-135,26	0,00	-21,71	0,87	1319,90	11087,14	10,58	10,00
podpěra c	39,755	-195,50	0,00	-5,71	0,865	1275,65	10715,44	13,57	15,00

2.13.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

Do dlouhodobých ztrát je započítána ztráta:

- smršťováním betonu
- pružným přetvořením betonu
- relaxací předpínací výztuže - dlouhodobá
- dotvarováním betonu

Tab. 13: Rekapitulace dlouhodobých ztrát

REKAPITULACE DLOUHODOBÝCH ZTRÁT						
ŘEZY	Ψ_{cr}	$\Delta\sigma_{ps}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr,lt}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pc,(t\infty,t0)}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pc,(t\infty,tg)}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]
1/2 1. pole	0,0153	-40,13	-66,07	-6,27	0,07	-95,55
podpěra b	0,0138	-40,13	-79,67	-7,62	-0,23	-108,02
1/2 2. pole	0,0542	-40,13	-57,18	-17,39	1,53	-89,64
podpěra c	0,0138	-40,13	-46,87	-7,72	-0,33	-82,85

Tab. 14: Výsledné hodnoty ztrát

Body	x [m]	VÝSLEDNÉ HODNOTY ZTRÁT							
		σ_{pm0} [MPa]	P_{m0} [kN]	%	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]	$\sigma_{pm\infty}$ [MPa]	$P_{m\infty}$ [kN]	%	% odhad
1/2 1. pole	7,588	1351,08	11349,07	8,46	-95,55	1255,53	10546,42	7,07	15,00
podpěra b	14,540	1394,92	11717,33	5,49	-108,02	1286,90	10809,96	7,74	15,00
1/2 2. pole	27,148	1319,90	11087,16	10,58	-89,64	1230,26	10334,18	6,79	15,00
podpěra c	39,755	1275,65	10715,46	13,57	-82,85	1192,80	10019,56	6,49	15,00

Ztráty předpětí byly kompletně přepočítány i pro zvýšený počet lan tedy pro 4x15 (pro jeden trám). A to z důvodu, že v posouzení na mezní stav použitelnosti nevyšel posudek v charakteristické kombinaci v čase t_{∞} v polovině 2. pole na omezení tahových napětí $\sigma_{c1} \leq f_{ctm} = 3,2$ MPa.

$$\sigma_{c1} = \frac{-N_{p\infty}}{A_c} - \frac{M_{p\infty}}{W_1} + \frac{M_{ek,char}}{W_1} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{-10334,18}{3,94} - \frac{3909,27}{0,7097} + \frac{8492,10}{0,7097} = 3,83 \text{ MPa} \not\leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

Po zvýšení počtu lan ze 14 na 15 už tento posudek vyhoví. Proto je dále počítáno se 4 kabely po 15 lanech do jednoho trámu.

Pozn.: Kompletní výpočet ztrát je uveden v příloze P4. Statický výpočet.

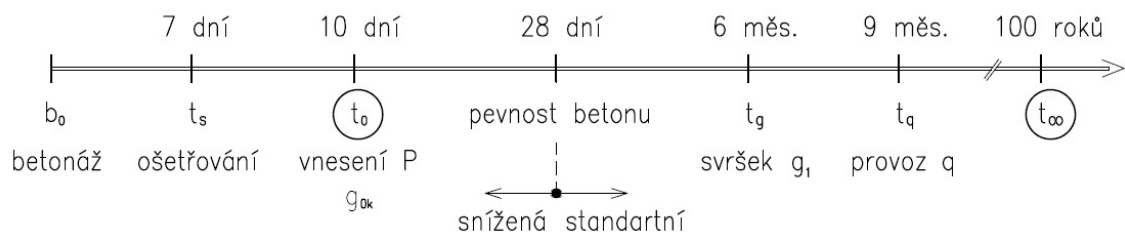
2.14 Mezní stav použitelnosti

Nosné mostní konstrukce se kromě posudku na mezní stav únosnosti musí posoudit také na mezní stav použitelnosti, aby byla zajištěna bezproblémová funkčnost konstrukce zatížené běžným provozním zatížením.

Mezi stavy použitelnosti se řadí:

- omezení normálových napětí v betonu a ve výztuži
- omezení vzniku trhlin
- omezení deformací konstrukce (průhyb)

Posudky byly provedeny v řezech 1/2 1. pole, v podpěře b, v 1/2 2. pole a v podpěře c. Veškeré vstupující veličiny (kombinace od zatížení, předpínací síly, momenty od předpětí) jsou výsledky pro jeden, více namáhány trám.



Obr. 23: Časová osa

2.14.1 Omezení normálových napětí v betonu a ve výztuži

Omezení napětí v betonu je posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

Napětí v betonu – provozní stav

Tlakové napětí v betonu musí být omezeno, aby nevznikly podélné trhliny, mikrotrhliny a vyšší hodnoty dotvarování.

Charakteristická kombinace zatížení t_{∞} : $\sigma_{ci} \leq 0,6 f_{ck}$

Kvazistálá kombinace zatížení t_{∞} : $\sigma_{ci} \leq 0,45 f_{ck}$ lineární dotvarování

Napětí v betonu - výstavba

Napětí v betonu v tlaku v době vnesení předpětí a působení jen vlastní tíhy konstrukce musí splňovat tuto podmínku:

Charakteristická kombinace zatížení t_0 : $\sigma_{ci} \leq 0,6 f_{ck(t_0)}$

Pro uvažování lineárního dotvarování v konstrukci musí být splněna následující podmínka:

Kvazistálá kombinace zatížení t_0 : $\sigma_{ci} \leq 0,45 f_{ck(t_0)}$

Omezení tahových napětí v betonu

Během výstavby od kvazistálé kombinace zatížení jsou přípustná tahová napětí menší než $f_{ctm}(t_0)$ a od charakteristické kombinace zatížení je přípustná tahová hodnota rovna tabulkové hodnotě f_{ctm} .

Charakteristická kombinace zatížení t_0 : $\sigma_{ci} \leq f_{ctm}(t_0)$

Charakteristická kombinace zatížení t_{∞} : $\sigma_{ci} \leq f_{ctm}$

Hodnota středního napětí v předpínací výztuži je omezena hodnotou: $\sigma_{pm} \leq 0,75 f_{pk}$.

2.14.2 Omezení vzniku trhlin

Omezení tahových napětí v betonu je posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

Častá kombinace zatížení t_{∞} : $\sigma_{ct} \leq f_{ctm}$

Kvazistálá kombinace zatížení $t_0 \leq 28$ dní: $\sigma_{ct} \leq f_{ctm(t_0)}$

2.14.3 Omezení průhybu

V evropských normách zatím není omezena maximální hodnota průhybu. Proto jsem použila posudek dle ČSN 73 6214[11]. Maximální průhyb je omezen hodnotou $l/600$. Posudek bude proveden pro proměnné zatížení LM1 a LM3 v časté kombinaci.

$$v \leq v_{max} = \frac{l}{600}$$

2.15 Mezní stav únosnosti

Mezní stav únosnosti slouží k posouzení předpjeté konstrukce vůči návrhové kombinaci zatížení. Pro danou konstrukci vyvozuje nejnepríznivější zatížení kombinace 6.10b. Do mezních stavů únosnosti řadíme posouzení na ohyb, posouzení na smyk a kroucení a posouzení konstrukce v příčném směru.

2.15.1 Posouzení konstrukce na ohyb

Konstrukce byla posouzena na ohyb, v daných řezech s maximálními ohybovými momenty – tedy v polovině 1. pole, nad podporou b, v polovině 2. pole a nad podporou c.

Posudek byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Pro posouzení byla využita teorie mezního přetvoření, která říká, že alespoň v jednom materiálu musí být dosaženo meze poměrného přetvoření (v betonu či oceli). Nejprve byl výpočet proveden pro optimální porušení, tedy výška tlačného betonu se rovná x_{lim} . Tento výpočet nám rozhoduje o způsobu porušení.

Je-li $N_{Ed} < N_{Rd,lim}$ porušení výztuže, když $N_{Ed} > N_{Rd,lim}$ porušení betonu.

Následuje výpočet poměrného přetvoření výztuže a krajních vláken tlačného betonu, ze kterých byly vyčísleny tahové a tlakové síly. Výška tlačné části průřezu je iterována do doby, než vyhoví silová podmínka rovnováhy dle vztahu: $N_{Ed} = N_{Rd} = F_{cc} \cdot \Sigma \Delta F_{pi}$. Poté se určí ramena vnitřních sil a je vyčíslen moment na mezi únosnosti. Průřezy v polích i nad oběma podpěrami vyhověly na mezní stav únosnosti v ohybu i bez přídavné betonářské výztuže.

2.15.2 Posouzení konstrukce na kombinaci smyku a kroucení

Posudek byl proveden dle ČSN EN 1992-2 [2] pro více namáhaný trám. Návrhová hodnota byla odečtena pro průřez nad podporou c, kde vznikají maximální posouvající síly a momenty od kroucení. Kombinace zatížení byla provedena dle výše uvedených rovnic 6.10a a 6.10b. Zatížení bude zvlášť řešeno pro stálé a proměnné, vzhledem k jiným účinkům na konstrukci.

Nahodilé zatížení bylo řešeno ve dvou situacích:

- umístění tak, aby vyvodilo maximální posouvající sílu (zatížení na celý most)
- umístění tak, aby vyvodilo maximální kroutící moment (zatížení na půlku mostu)

Pro tyto dvě situace byly uváženy vždy odpovídající vnitřní síly.

Rozhodnutí o vzniku trhlin

Tento posudek se provádí v návrhové kombinaci a říká nám, jestli vzniknou či nevzniknou trhliny v posuzovaném řezu. Napětí betonu v tahu nemá překročit hodnotu f_{ctd} . Bylo prokázáno, že pro účinky smyku trhliny vzniknou → posouzení únosnosti bez smykové výztuže dle ŽB potrhaný průřez.

Posouzení únosnosti bez smykové výztuže

Při posouzení únosnosti bez smykové výztuže ve smyku se postupuje dle výpočtu z ŽB potrhaný průřez. Únosnost ve smyku bez smykové výztuže nevyšla větší než maximální posouvající síla. Smyková výztuž se musí navrhnout výpočtem.

Při stanovení únosnosti v kroucení bez smykové výztuže, byl průřez nahrazen ekvivalentním tenkostěnným průřezem. Tloušťka náhradního tenkostěnného průřezu se určí jako celková plocha podělená vnějším obvodem.

Posouzení nevyztuženého průřezu na kombinaci V+T

Posudky jsou celkem dva:

- pro maximální posouvající sílu a odpovídající kroutící moment
- pro maximální kroutící moment a odpovídající posouvající sílu

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} \leq 1,0$$

Stejným posudkem byla posouzena i maximální únosnost tlačných diagonál.

Posouzení na přírůstek tahové síly vlivem smyku a kroucení

Velikost tahové síly od kroutícího momentu a posouvající síly se stanoví:

$$H_{Ed} = (V_{Ed} + \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k) \cdot \cot \theta$$

Byl proveden stejný posudek na ohyb s tím rozdílem, že k normálové síle od předpětí byla přičtena síla H_{Ed} . Navržený průřez nevyhověl, proto byla navržena přídatná podélná betonářská výztuž na účinky H_{Ed} .

Podélný smyk

Podélné smykové napětí v_{Ed} ve spojení příruby se stěnou je určeno změnou normálové (podélné) síly v uvažované části příruby vztahem:

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot h_f}$$

Byly řešeny dva řezy v místě spojení desky s trámem. Byl proveden návrh příčné smykové výztuže, tato plocha bude dále zkombinována s hodnotou z příčného ohybu.

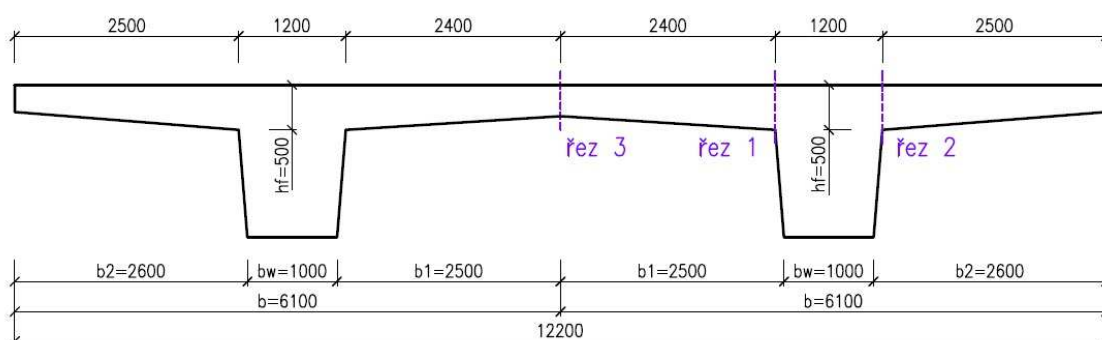
2.15.3 Řešení konstrukce v příčném směru

Konstrukce byla posouzena na příčný ohyb a smyk celkem ve třech řezech. Řezy 1 a 2 napojení desky na trám a řez 3 střed vnitřní desky. Pro první dva řezy jsou určeny posouvající síly a ohybové momenty, pro řez uprostřed konstrukce je rozhodující ohybový moment. Posudek byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 [3] v řezu nad vnitřní podpěrou c. Pro návrh příčného vyztužení je uvažována pouze kombinace 6.10b.

Pro získání největších vnitřních sil od proměnného zatížení, bylo zatížení na konstrukci umístěno dle příčinkových čar. Pro určení příčinkových čar v příčném směru byl použit prutový model s pohyblivým zatížením. Následně vnitřní síly byly určeny na stejném modelu jako předtím, tedy na desce s žebry.

Pro určení konečného množství výztuže v příčném směru je udělána superpozice s podélným smykem. Množství výztuže na podélný smyk je navrženo jako celková plocha výztuže na horní i spodní povrch, proto je dělena dvěma. Dále jsou u každého povrchu určeny dvě hodnoty – 1. varianta rozhoduje výztuž smyková, 2. varianta rozhoduje výztuž ohybová. Konečný návrh výztuže je vždy na vyšší plochu.

$$0,5A_{sf} ; 0,25A_{sf} + A_{st}$$



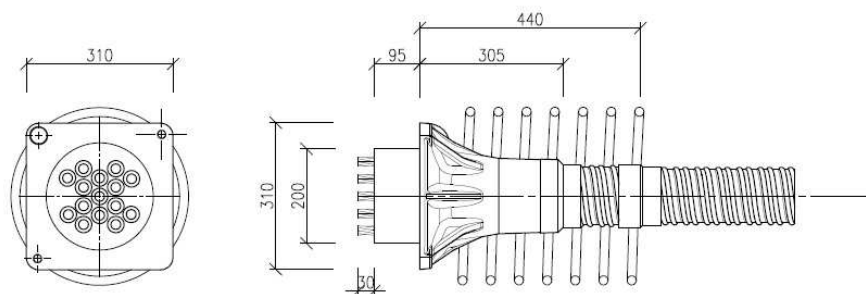
Obr. 24: Schéma řešených řezů v příčném směru

Návrh podélné výztuže je již zahrnut ve výpočtu na podélnou sílu od účinků kroucení a smyku H_{Ed} . Do půlky mostu, tedy jednoho trámu a desky bylo celkově navrženo 136 Ø16 po 150.

2.16 Analýza kotevní oblasti

Tahová síla z předpínací výztuže se přenáší do betonu v tzv. kotevní oblasti. V této oblasti není napětí vyvolané předpínací silou rozděleno po průřezu lineárně. U dodatečně předpjatého betonu je vnesení předpětí do betonu zajištěno pomocí kotev [12].

Jsou zvoleny kotvy typu VSL EC 6-19.



Obr. 25: Kotva VSL EC

2.16.1 Posouzení kotevní oblasti

Posouzení kotevní oblasti se dá rozdělit do tří částí:

- posouzení namáhání betonu soustředěným tlakem pod kotvou (otlačení betonu)
- posouzení oblasti u čela kotvy – roztržení líce prvku
- posouzení lokální oblasti proti roztržení štěpnými silami

Pozn.: Výpočet kotevní oblasti je uveden v příloze P4. Statický výpočet.

2.17 Analýza oblasti u ložisek

Byl proveden návrh a posouzení výztuže v oblasti ložiska (podpěra c - více namáhané ložisko na levé straně mostu). V oblasti ložisek dochází k výskytu příčných tlaků a příčných tahů. Příčné tlaky příznivě působí pro přenos soustředěného tlaku pod kotvou - vyvozují trojosou napjatost. Tahové síly, tzv. síly štěpné, mohou způsobit vznik podélných trhlin.

Bylo navrženo hrncové ložisko od firmy VSL typu 700/500 s maximální svislou únosností 6975 kN. Toto ložisko přenesse vodorovnou sílu 750 kN.

ZÁVĚR

Úkolem diplomové práce bylo navrhnout a posoudit novou mostní konstrukci z dodatečně předpjatého betonu. Na místo nevyhovující konstrukce o třech polích, byl navržen most o čtyřech polích. Byly vypracovány tři varianty řešení, z nichž byla jedna varianta vybrána k podrobnému zpracování a to dvoutrámová konstrukce.

V programu Scia Engineer byly vymodelovány dva výpočtové modely – 3D prutový model a 3D deskový model s žebry. Prutový model sloužil k ověření výsledků na 3D deskovém modelu s žebry, na předběžný návrh předpětí a získání hodnot reakcí. Deskový model s žebry byl vytvořen pro přesnější získání vnitřních sil od zatížení, především od dopravy jak v podélném tak příčném směru. Oba modely byly zatíženy vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a zatížením od dopravy (soustava zatížení gr1a a gr5). Po získání vnitřních sil byly vypočítány kombinace zatížení 6.10a a 6.10b.

Předběžný návrh předpětí byl realizován pomocí metody vyrovnání zatížení. Bylo vyrovnáno 90 – 100% stálého zatížení. Dle předběžného návrhu bylo v konstrukci navrženo 8 kabelů po 14 lanech tj. celkem 112 lan v konstrukci. Všechny následující výpočty byly počítány pro jeden, více zatížený trám, proto dále uvažuji jen s půlkou kabelů a to se 4 kabely po 14 lanech.

Jelikož předpínací síla není konstantní po délce ani v čase, byly spočítány ztráty předpětí na oslabeném průřezu. Ztráty byly počítány ručně ve čtyřech nejkritičtějších řezech na konstrukci.

Dále následoval posudek na mezní stav použitelnosti – omezení napětí, omezení vzniku trhlin a omezení deformace konstrukce. Při posouzení pro předběžný návrh 4 kabelů po 14 lanech nevyšel posudek v charakteristické kombinaci v čase t_∞ v polovině 2. pole na omezení tahových napětí $\sigma_{c1} \leq f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$. Z tohoto důvodu byly přepočítány ztráty předpětí pro zvýšený počet lan 4x15 (pro jeden trám). Na konstrukci působí o něco větší ekvivalentní zatížení, tudíž se zvýší hodnoty předpínacích sil v t_0 i t_∞ i odpovídající momenty od předpětí, proto konstrukce se zvýšeným počtem lan vyhoví ve všech řezech z hlediska mezního stavu použitelnosti.

Konstrukce byla posouzena také v mezním stavu únosnosti. První posudek byl posudek konstrukce na ohyb dle metody mezních přetvoření. Navržený průřez vyhověl ve všech kritických řezech s dostatečnou rezervou. Konstrukce byla nad podporou c posouzena na účinky smyku a kroucení. Následoval posudek také v příčném směru a to na účinky příčného ohybu a smyku.

Na základě navržených rozměrů a nadimenzování konstrukce byly zpracovány přehledné a podrobné výkresy zvolené varianty mostu. Pro lepší představivost a určení přesných tvarů konstrukce byla zhotovena 3D vizualizace.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČSN EN 206-1:2001 (ČSN 732403). Beton část 1: Specifikace, vlastnosti výroba a shoda. Praha: ČNI, 2001.
- [2] ČSN EN 1992-2. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha : ČNI, 2007.
- [3] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: obecná pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [4] NAVRÁTIL, Jaroslav. Předpjaté betonové konstrukce, Vydání 2 Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2008.
- [5] ZICH M. a kolektiv, Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódu, Dashofer Holding, 2010.
- [6] STRÁSKÝ, Jiří. Betonové mosty první vydání. Praha, ŠEL 2001 104 s, Technická knižnice, Praha, ČKAIT 2001
- [7] ČSN EN 1991-1-1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI, 2004.
- [8] ČSN EN 1991- 2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [9] NEČAS, Radim. Zatížení mostů dle evropských norem (EN). Přednáška [online]. Dostupné z: [http:// necasradim.cz/BL12/přednášky/TISK 02 Zatížení mostu EN.pdf](http://necasradim.cz/BL12/přednášky/TISK_02_Zatížení_mostu_EN.pdf).
- [10] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí Praha, Český normalizační institut, 2003.
- [11] ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí, ČVUT Praha, 2014
- [12] Zápisky z přednášek z předmětu BL11 – Předpjatý beton.

SEZNAM POUŽITÉHO SOFTWARE

Autodesk AutoCAD 2012

Artlantis Studio 5

Graphisoft ArchiCAD 15

Microsoft Word 2010

Microsoft Excel 2010

Scia Engineer 2014

SEZNAM PŘÍLOH

P1. Použité podklady a varianty řešení

Podklady:	zadání situace M 1:100 zadání podélného řezu M 1:100 zadání příčného řezu M 1:100
Varianty řešení:	varianta A – příčný řez M 1:50 varianta A – podélný řez M 1:200 varianta B – příčný řez M 1:50 varianta B – podélný řez M 1:200 varianta C – příčný řez M 1:50 varianta C – podélný řez M 1:200

P2. Výkresy

Podrobné výkresy:	situace M 1:200 podélný řez A-A' v ose nosné konstrukce M 1:100 příčný řez B-B' řez pilířem M 1:50 příčný řez C-C' pohled na opěru M 1:50 výkres předpínací výztuže M 1:50 výkres betonářské výztuže M 1:25
Detaily:	detail odvodňovacího zařízení M 1:20 detail ukotvení svodidla M 1:20 detail kotevní oblasti M 1:20

P3. Stavební postup a vizualizace

Stavební postup:	fáze výstavby včetně časového harmonogramu výkres postup výstavby M 1:500
Vizualizace	

P4. Statický výpočet