



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

RÁMOVÁ KONSTRUKCE SILNIČNÍHO MOSTU

RIGID FRAME ROAD BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

Jan Pohlídal

AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

SUPERVISOR

BRNO 2021



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Jan Pohlídal
Název	Rámová konstrukce silničního mostu
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2020
Datum odevzdání	28. 5. 2021

V Brně dne 30. 11. 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 736201: 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: na základě doporučení vedoucího práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Z předběžného návrhu možných typů mostních konstrukcí preferujte rámovou mostní deskovou konstrukci o jednom poli. V práci se zaměřte především na návrh nosné konstrukce mostu. Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce. Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

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

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

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

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ 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).

Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem silničního mostu přes vodní tok. Jedná se o rámovou konstrukci o jednom poli. Spodní líc řešené mostovky je specifický svým parabolickým náběhem. Účinky jednotlivých zatížení byly vyšetřeny pomocí programu Scia Engineer. Byl proveden ruční statický výpočet navržené konstrukce rámového mostu pomocí programu MS Excel, výkresová dokumentace a vizualizace.

KLÍČOVÁ SLOVA

Silniční most, předpjatý beton, železobeton, předpjatá konstrukce, rámová konstrukce, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

ABSTRACT

The theme of this bachelor thesis is to design a road bridge across a river. The bridge is designed as a single-span frame structure. The soffit is unique by its parabolic course. The load effects were calculated using software Scia Engineer. Calculations by hand were carried out using MS Excel. Drawing documentation and visualization of the structure are also included.

KEYWORDS

Road bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, prestressed structure, frame structure, ultimate limit states, serviceability limit states

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Jan Pohlídal *Rámová konstrukce silničního mostu*. Brno, 2021. 52 s., 201 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Rámová konstrukce silničního mostu* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 25. 5. 2021

Jan Pohlídal
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Rámová konstrukce silničního mostu* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25. 5. 2021

Jan Pohlídal
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji svému vedoucímu bakalářské práce Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. Při zpracovávání této práce mi poskytl důležité nápovědy, obětoval určitý čas strávený společnými konzultacemi a v neposlední řadě vždy přispěl nádechem povzbuzení. Velké díky patří také mé rodině a blízkým kamarádům.

OBSAH

1	Úvod	10
2	Studie možného přemostění.....	11
2.1	Varianta A	11
2.2	Varianta B	11
2.3	Varianta C	12
2.4	Volba varianty	13
3	Technické řešení zvolené varianty	13
3.1	Příčné řešení mostu.....	13
3.2	Podélné řešení mostu	14
3.3	Materiálové charakteristiky zvolených materiálů	15
4	Prvotní výpočtový model – tzv. prutový	15
4.1	První fáze prutového modelu – rovinný prutový rám.....	15
4.1.1	Kontrola vlastní tíhy prvotního modelu.....	15
4.1.2	Chování prutového modelu v prvotních fázích.....	16
4.2	Druhá fáze prutového modelu – prostorový prutový rám.....	17
4.2.1	Zavedení pružného vetknutí.....	17
4.2.2	Výpočet tuhosti zemních pružin.....	18
4.2.3	Reálné základové poměry konstrukce.....	19
4.2.4	Finální geometrie prutového modelu.....	20
4.2.5	Vyšetřování různých druhů zatížení na prvotním modelu.....	20
5	Finální výpočtový model – tzv. deskostěnový	23
5.1	Geometrie deskostěnového modelu	23
5.1.1	Průřezové charakteristiky mostovky.....	24
5.2	Zatížení konstrukce rámového mostu	25
5.2.1	ZS1 Vlastní tíha	25
5.2.2	ZS2 Ostatní stálé zatížení	25
5.2.3	ZS3 Klidový zemní tlak.....	25
5.2.4	ZS4 Předpětí.....	26
5.2.5	ZS5 Zatížení dopravou – TS a UDL	27

5.2.6	ZS6 LM5 - Zatížení chodníků – v kombinaci gr1a	29
5.2.7	Zatížení teplotou	29
5.3	Vnitřní síly deskostěnového modelu	30
5.3.1	Pozorování chování deskostěnového modelu	32
5.4	Kombinace vnitřních sil	33
5.4.1	Mezní stav použitelnosti – MSP	33
5.4.2	Mezní stav únosnosti - MSÚ	34
6	Předpětí	35
7	Mezní stavy	36
7.1	Stanovení náhradního příčného řezu mostovky	36
7.2	Mezní stav použitelnosti	37
7.3	Mezní stav únosnosti	39
7.3.1	Ohyb – podélný směr	39
7.3.2	Ohyb – příčný směr	40
7.3.3	Smyk	41
8	Rámová stojka	43
8.1	Posouzení na ohyb v interakci s normálovou silou	43
8.2	Posouzení na smyk	44
9	Kotevní oblast	45
9.1	Posouzení a vyztužení kotevních oblastí	45
9.1.1	Posouzení štěpných sil pod kotvou	45
9.1.2	Posouzení oblasti v čele	45
9.1.3	Posouzení celkové oblasti	45
9.2	Výpočet protažení předpínacích lan	46
10	Závěr	46
11	Seznam příloh	49
	Seznam obrázků:	50
	Seznam tabulek:	52

1 ÚVOD

Cílem této bakalářské práce je návrh a posouzení konstrukce silničního mostu. Pro účely této práce nebyla přímo určena konkrétní lokalita, všechny vstupní parametry jsou zvolené.

Konstrukce mostu se nachází v rovinatém údolí mezi dvěma obcemi. Most musí umožňovat plynulý a bezpečný provoz dopravy na silnici 1. třídy a bezpečné přemostění krajních chodníků šířky 2 m, chodníky spojují dvě nedaleké obce. Přemostění je provedeno kolmo přes vodní tok. Pro účely této práce byly zpracovány tři studie možného přemostění a jedna z nich byla zvolena k podrobnějšímu zpracování. Jedná se o variantu A – rámová konstrukce silničního mostu s parabolickým náběhem spodního líce mostovky.

V práci jsou řešeny účinky zatížení: dopravy, teploty, ostatního stálého, vlastní tíhy a zemních tlaků. Je proveden návrh předpětí mostovky, její posouzení na mezní stavy únosnosti a použitelnosti. U mostovky byly řešeny i kotevní oblasti. V práci je dále navržena železobetonová rámová stojka, která je posouzena na mezní stavy únosnosti.

V první fázi návrhu byl navržen tvar rámového mostu v programu AutoCAD a tento most byl vymodelován pomocí prvotního prutového modelu v programu SCIA Engineer 20.0.2028 – studentská verze, dále pouze „SCIA Engineer“. U prvotního prutového modelu bylo vyšetřováno chování teploty, dopravního zatížení a zemních tlaků. V součinnosti s vyšetřováním různých typů zatížení, byl řešen i vliv typu založení rámové konstrukce.

V druhé fázi byl tvar rámového mostu mírně upraven a most byl znovu vymodelován v programu SCIA Engineer, tentokrát pomocí deskostěnového modelu. Ten navíc dokázal řešit chování konstrukce v příčném směru, a dokázal reálněji zachytit chování konstrukce v základových poměrech.

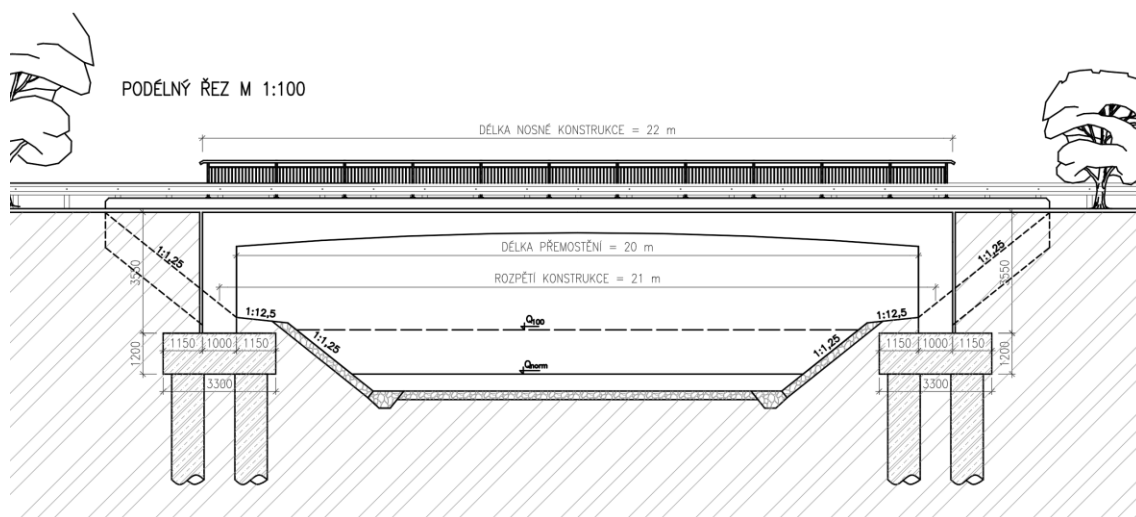
Všechny posudky a dimenzování konstrukce bylo provedeno ručně pomocí programu MS Excel právě na deskostěnovém modelu dle ČSN EN 1992-2: Návrh betonových konstrukcí.

2 STUDIE MOŽNÉHO PŘEMOSTĚNÍ

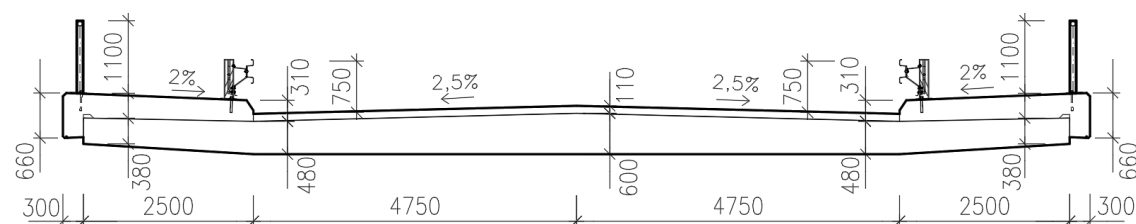
V rámci studie byly vypracovány tři varianty možného přemostění. Všechny tři varianty uvažují stejné příčné uspořádání nad horním nosným povrchem mostovky. Silnice 1. třídy i chodníky mají tedy stejnou dopravní kapacitu. Vozovku a krajní chodníky odděluje svodidlo výšky 0,75 m typu MS4/H2. Vnější hrany mostů jsou vždy vhodně opatřeny ocelovým zábradlím výšky 1,10 m.

2.1 Varianta A

Jako první variantou možného přemostění je předpjatá rámová konstrukce silničního mostu o jednom poli. Konstrukce je na pohled tvořena dvojicí rámových stojek a mostovkou. Mostovka je specifická parabolickým náběhem spodního líce mostovky, její tloušťka je tedy po délce konstrukce proměnná. V polovině rozpětí je tloušťka rovna 0,6 m a u rámové stojky je tloušťka mostovky 1,0 m. Spodní parabolický líc se dá definovat jako parabola 2° se vzepětím $f = 0,4$ m. Šířka nosné konstrukce je 14,5 m. Délka nosné konstrukce je 22,0 m a délka přemostění 20,0 m.



Obrázek 1: Varianta A - podélný řez

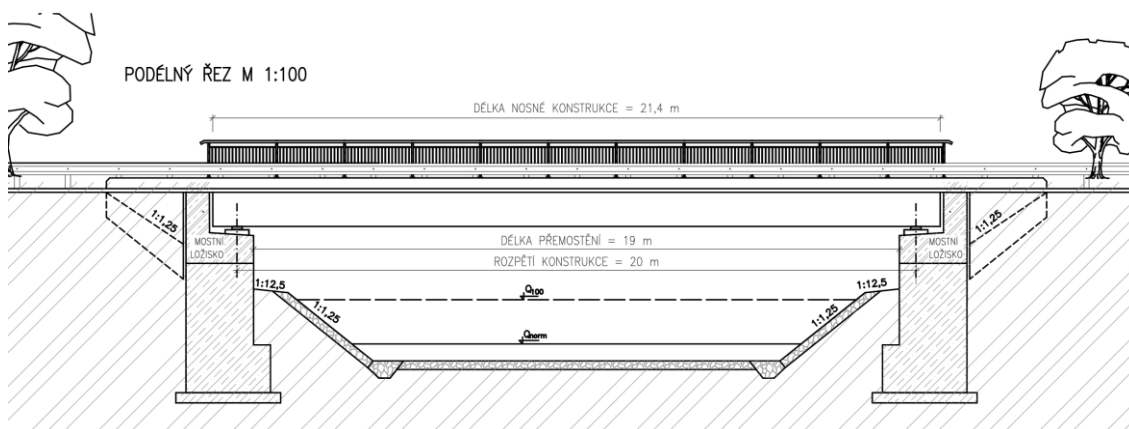


Obrázek 2: Varianta A - příčný řez

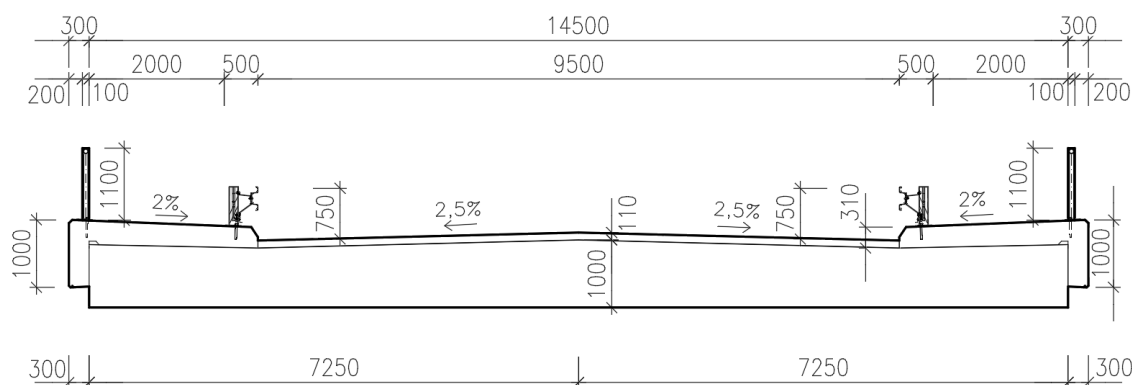
2.2 Varianta B

Jako druhou variantou možného přemostění je předpjatá desková konstrukce silničního mostu o jednom poli. Tato konstrukce je prostě podepřená pomocí elastomerových ložisek. Konstrukce je na pohled tvořena dvojicí mostních opěr a mostovkou. Tloušťka desky je po délce konstrukce konstantní a je rovna 1,0 m.

Šířka nosné konstrukce je 14,5 m. Délka nosné konstrukce je 21,4 m a délka přemostění 19,0 m.



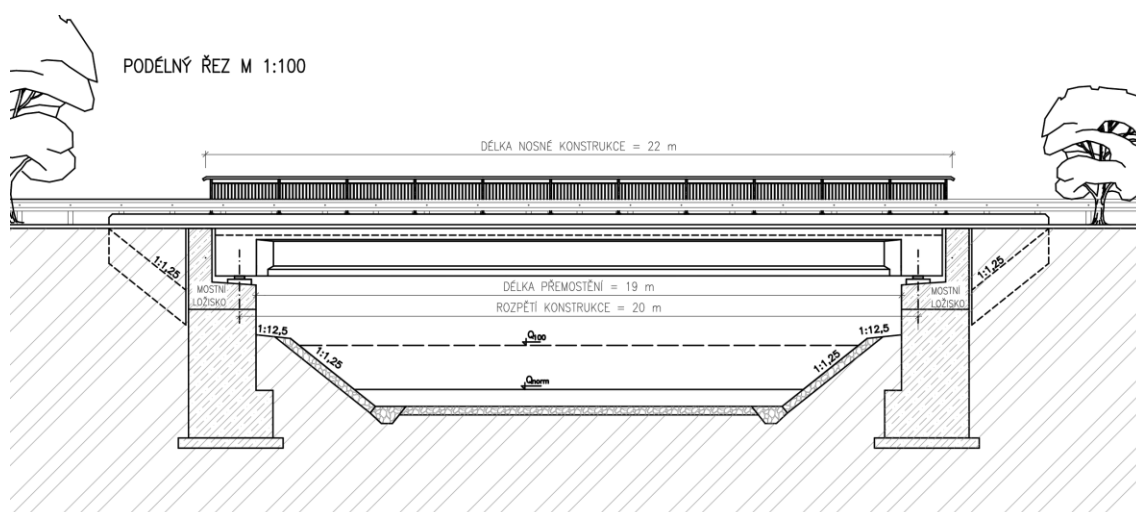
Obrázek 3: Varianta B - podélný řez



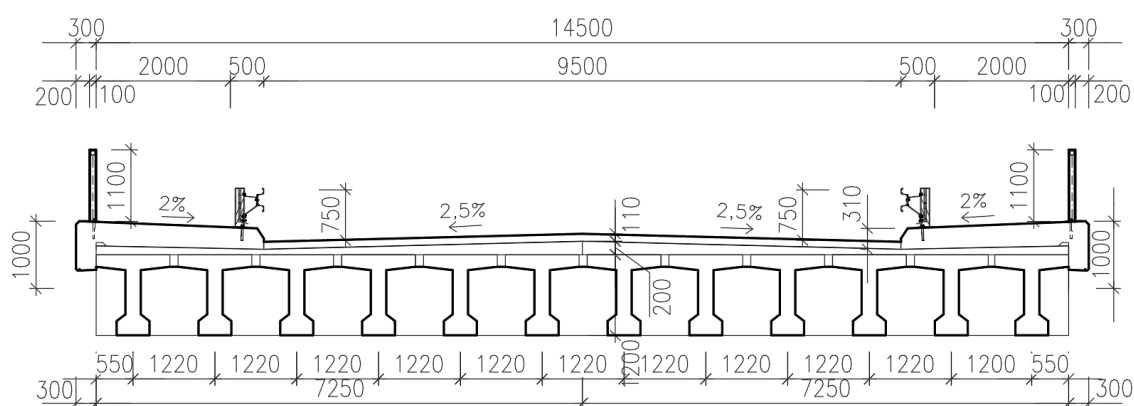
Obrázek 4: Varianta B - příčný řez

2.3 Varianta C

Jako třetí varianta možného přemostění je předpjatá nosníková konstrukce silničního mostu o jednom poli. Tato konstrukce se skládá z předpjatých nosníků, které svým tvarem připomínají písmeno T. Nosníky mají výšku 1,2 m, jsou od sebe osově vzdáleny 1,22 m a na jejich horním líci jsou následně spřaženy monolitickou deskou tloušťky 0,2 m. Nosníková konstrukce je v oblasti nad ložisky ztužena v příčném směru pomocí monolitických bloků. Konstrukce je jako celek prostě podepřená pomocí elastomerových ložisek. Konstrukce je na pohled tvořena dvojicí mostních opěr a v podélném směru jsou viditelné jednotlivé nosníky tvaru T. Tloušťka celé nosné konstrukce je po délce konstrukce konstantní a je rovna 1,4 m. Šířka nosné konstrukce je 14,5 m. Délka nosné konstrukce je 21,4 m a délka přemostění 19,0 m.



Obrázek 5: Varianta C - podélný řez



Obrázek 6: Varianta C - příčný řez

2.4 Volba varianty

Pro účely této práce byla zvolena varianta A. Jedná se o předpjatou rámovou konstrukci silničního mostu o jednom poli. Tato volba byla provedena na základě:

- Statické výhodnosti rámové konstrukce, kdy rám snižuje hodnoty vnitřních sil ohybových momentů uprostřed rozpětí a je tak umožněn estetičtější návrh v podobě parabolického náběhu spodního líce mostovky. Parabolický náběh most na pohled zeštíhluje. Tloušťka nosné konstrukce je proto v polovině rozpětí navržena pouze 0,6 m.
- Jako další výhodný faktor se jeví údržba. Rámový most nabízí díky absenci ložisek, správnému návrhu předpětí a při dodržení krytí předpínací a betonářské výztuže bezúdržbový provoz.

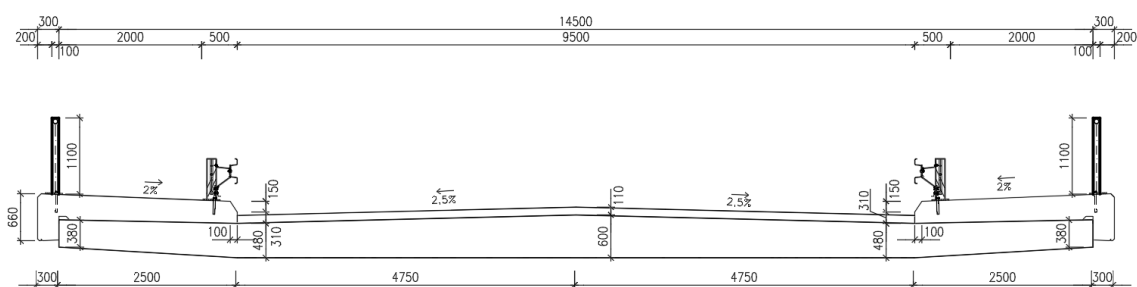
3 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ ZVOLENÉ VARIANTY

3.1 Příčné řešení mostu

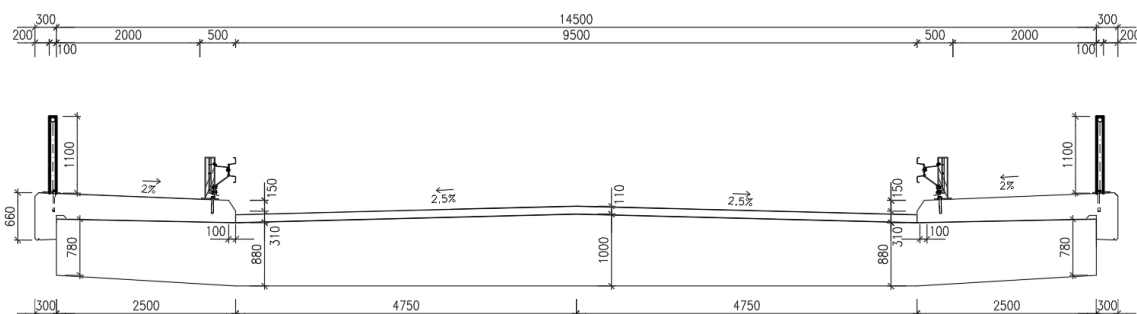
Konstrukce mostovky je řešena jako monolitická, dodatečně předpjatá předpínacími kabely. Je specifická parabolickým náběhem spodního líce mostovky. Tloušťka

mostovky v polovině rozpětí je 0,6 m a šířka mostovky je 14,5 m. U rámové stojky je tloušťka mostovky 1,0 m a šířka 14,5 m. Spodní parabolický líc se dá definovat jako parabola 2° se vzepětím $f = 0,4$ m.

Mostovka je příčně navržena tak, aby svým příčným řezem po celé její délce vyhovovala komunikaci s šířkovým uspořádáním S 9,5. Současně mostovka umožňuje provoz chodců v obou směrech. V každém směru je chodníkový pás o průchozí šířce 2,0 m. V této průchozí šířce jsou uvažovány dva pruhy chodců a je současně ponechána rezerva 0,5 m. Z dopravního hlediska se na mostovce nachází vozovka tl. 0,11 m. Příčný sklon vozovky je střechovitý o hodnotě 2,5 %. Na kraji mostovky jsou osazeny betonové chodníkové římsy, které mají jednostranný sklon směrem k vozovce o hodnotě 2 %.



Obrázek 7: Příčný řez mostovky v polovině rozpětí

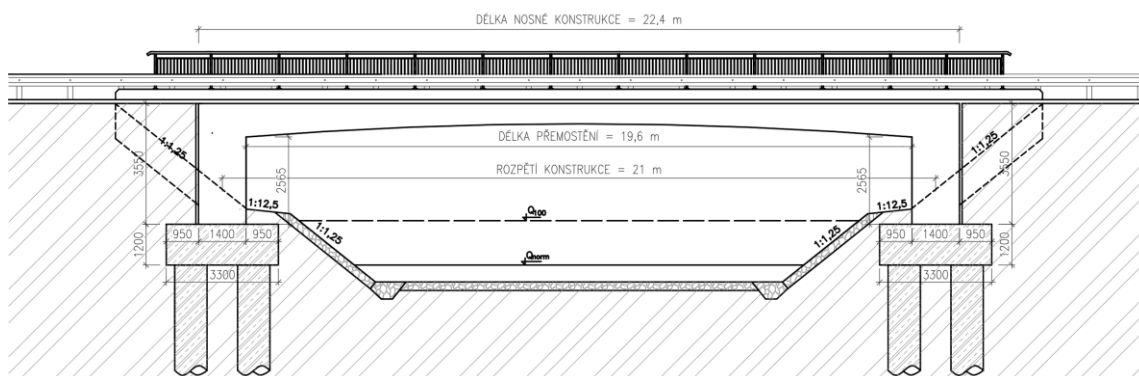


Obrázek 8: Příčný řez mostovky u rámové stojky

3.2 Podélné řešení mostu

Mostovka je v podélném směru pro účely této práce uvažována jako vodorovná konstrukce. Délka nosné konstrukce je 22,4 m a délka přemostění 19,6 m.

Rámové stojky jsou monolitické, železobetonové o výšce 3,55 m a půdorysných rozměrech 1,4 m x 14,5 m. Uvedené rozměry stojky byly měřeny od základové patky až po horní povrch rámové stojky. V návaznosti na typ konstrukce je poté výška stojky od základové patky po začátek parabolického náběhu mostovky 2,565 m.



Obrázek 9: Podélný řez rámovým mostem

3.3 Materiálové charakteristiky zvolených materiálů

Konstrukce mostovky a rámové stojky je navržena jako monolitická z betonu třídy C35/45. Mostovka je předepnuta pomocí předpínací výztuže Y 1860 S7-15,7-A. Pro základovou desku byl předběžně uvažován beton C35/45 a pro piloty byl uvažován beton C20/25. Všechny železobetonové konstrukce jsou vyztuženy betonářskou výztuží B500b.

Všechny materiálové charakteristiky jsou podrobněji popsány se všemi jejich náležitostmi v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 2.4).

4 PRVOTNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL – TZV. PRUTOVÝ

Jakmile byla zvolena varianta A, bylo potřeba začít vyšetřovat vhodný výpočtový model.

4.1 První fáze prutového modelu – rovinný prutový rám

Varianta A měla svou prvotní geometrii mostu, tu bylo potřeba detailněji rozkreslit. Základem prutového modelu mostovky jsou totiž uzly, které se nacházejí na parabolické střednici. Ty byly získány po metrových vzdálenostech a byly přesně naneseny přes excelovou tabulku do modelového prostředí SCIA Engineer. Mezi těmito uzly poté vznikly pruty, kterým byly následně přiřazeny příčné průřezy. Příčné průřezy pro prutové prvky byly rozdílné, pro účely modelování byly vykresleny znovu příčné řezy, tentokrát v poloviční vzdálenosti mezi prvotními uzly nacházející se na parabolické střednici mostovky. Tyto příčné průřezy byly poté do SCIA Engineer postupně importovány z prostředí AutoCADu. Tímto způsobem se vymodelovala mostovka. Rámové stojky byly vymodelovány také jako pruty, akorát s přiřazeným konstantním průřezem 1,0 m x 14,5 m. Přiřazený materiál takto vymodelované konstrukce byl beton třídy C35/45.

4.1.1 Kontrola vlastní tíhy prvotního modelu

Vlastní tíha konstrukce rámového mostu je počítána programem Scia Engineer. V prutovém modelu program počítá s přiřazenými průřezy jednotlivých dílců a s charakteristikami zadaných materiálů. Pro kontrolu byla spočítána i vlastní tíha vymodelovaného prvotního prutového modelu rámového mostu pomocí MS Excel.

Udaná objemová tíha materiálů:

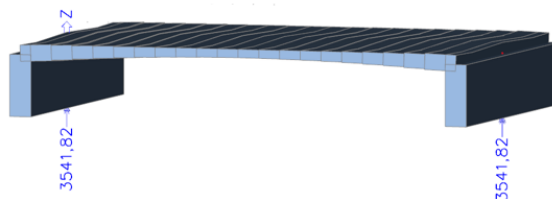
Předpjatý beton 25 kN/m³,

Železobeton 25 kN/m³

VÝPOČET VLASTNÍ TÍHY	PLOCHA [mm ²]	PLOCHA [m ²]	DÉLKA PRUTOVÉHO ŘEZU V MODELU [m]	VLASTNÍ TÍHA	
OZN. PRŮŘEZU	[mm ²]	[m ²]	[m]	G _{ok} [kN]	celkem [2x]
PODPORA					
P	14808441.97	14.80844197	2.859508	1058.621457	2117.242914
MOSTOVKA					
1	12584546.93	12.58454693	1.5	471.9205099	943.8410198
2	11569687.5	11.5696875	1	289.2421875	578.484375
3	10554687.5	10.5546875	1	263.8671875	527.734375
4	9829687.5	9.8296875	1	245.7421875	491.484375
5	9104683.628	9.104683628	1	227.6170907	455.2341814
6	8524687.5	8.5246875	1	213.1171875	426.234375
7	8089687.5	8.0896875	1	202.2421875	404.484375
8	7872187.5	7.8721875	1	196.8046875	393.609375
9	7509687.5	7.5096875	1	187.7421875	375.484375
10	7364687.5	7.3646875	1	184.1171875	368.234375
				Σ =	7082.068115 kN

=> reakce ručně:	Ra = Rb =	3541.034058 kN
=> reakce Scia Engineer:	Ra = Rb =	3541.82 kN

objemová tíha železobetonu [kg/m ³]	2500
gravitační zrychlení [m/s ²]	10
γ _c [kN/m ³]	25



Tabulka 1: Ruční výpočet vlastní tíhy prvotního modelu

Svislé reakce spočítané ručním výpočtem a automatickým výpočtem ve Scia Engineer si odpovídají. Tímto byla ověřena správnost výpočtu a v této práci bude dále vlastní tíha vždy automaticky počítána pomocí Scia Engineer.

4.1.2 Chování prutového modelu v prvotních fázích

Po vzniku rovinného prutového rámu bylo krátce pozorováno chování konstrukce v závislosti na jednotlivých typech teoretického založení. Konkrétně bylo rovinnému rámu přiřazeno například pevné vetknutí v patě rámových stojek. To vyvolávalo velké momenty v patách rámových stojek. Dále byl do patek rámových stojek vložen pevný kloub, ten trochu povolil velké momenty v patách rámových stojek a změnil

průběhy vnitřních sil. V tuto chvíli jsem si uvědomil, že správnost výpočtového modelu bude primárně záviset na co možno největším přiblížení se k reálným základovým poměrům.

Z důvodu, že v patě reálné konstrukce rámového mostu bychom například nikdy nedosáhly dokonalého vetknutí, jsem směřoval svou pozornost k základovým poměrům této konstrukce.

Za zmínění stojí také tuhost rámových stojek. Ta má totiž také vliv na hodnoty vnitřních sil rámového mostu. Čím větší tuhost rámová stojka má, tím se značná část ohybových momentů z pole přesouvá do rámového rohu. Z pozorování chování interakce tuhosti rámové stojky a momentových obrazců v poli se dá říct, že kdybychom rámové stojce dali nekonečnou tuhost, tak by vykreslení momentového obrazce odpovídalo momentovému obrazci oboustranně vetknutého nosníku.

4.2 Druhá fáze prutového modelu – prostorový prutový rám

Poté co jsem začal řešit základové poměry jsem si uvědomil potřebu upravit první fázi prutového modelu – rovinný prutový rám na prostorový prutový rám. Zohlednění prostorového uspořádání bude posléze nápomocné při modelování základových poměrů.

Dále bylo nutno si uvědomit, že rámová konstrukce mostu je statickým schématem považována za staticky neurčitou, obecně se dá o staticky neurčitých konstrukcích říct, že jsou citlivé na jakékoli deformace, které jsou přenášeny až směrem k základovým poměrům a rovněž jsou citlivé na zatížení teplotou.

Z tohoto důvodu vzniká předpoklad, že základové poměry budou řešené jako hlubinné. Konkrétně je uvažováno založení rámu na masivní základové desce, která tvoří plošný základ nad skupinou pilot. Je předpokládán předběžný návrh piloty průměru 0,95 m a délka pilot je uvažována 10 m.

4.2.1 Zavedení pružného vetknutí

Do výpočtového modelu je zároveň zapotřebí vložit nějakou formu interakce hlubinného založení rámového mostu a okolních geologických poměrů. Vhodným řešením se jeví přiřazení tzv. zemních pružin jednotlivým prutům hlubinného založení. Tímto lze dosáhnout tzv. pružného vetknutí.

4.2.1.1 Zvolené geologické poměry

Aby mohla být zohledněna interakce hlubinného založení rámového mostu a okolních geologických poměrů je potřeba provést například podrobný geologický průzkum, jeho vyhodnocení a poté tyto geologické poměry zohlednit ve výpočtu. Pro účely této práce byl zvolen geologický profil vrtu, který využívá označení jednotlivých zemin dle ČSN 73 6133. (1)

Graficky znázorněný geologický profil vrtu										
Hloubka		Vrt	Hloubka	Popis	Ozn.	vlastnost zeminy	obj. tíha zeminy γ	Saturovaná obj. tíha zem. γ_{sat}	Vnitřní úhel tření zeminy φ_0 [°]	Totální soudržnosť c_u [kPa]
z_{io} [m]			z_{ib} [m]				[kN/m ³]	[kN/m ³]		
HPV	0		0.90	Hlína se střední plasticitou	F5 MI	soudržná	20	21	22	9
	0.90		2.20	Píščitá hlína	F3 MS		18	20	26	13
	2.20		3.10	Písek hlinitý	S4 SM	18	20	29	4	
	3.10		4.15					29	4	
	4.15		5.30	Písek špatně zrněný	S2 SP	18.5	20.5	35	0	
	5.30		6.10	Štěrk hlinitý	G4 GM	19	21	34	3	
	6.10		7.25	Štěrk špatně zrněný	G2 GP	20	21.5	38	0	
	7.25		8.15	Štěrk dobře zrněný	G2 GP	20	21.5	38	0	
	8.15		9.10	Navětralý slepenec	R3	soudržná	23.5	23.5	34	155
	9.10		10.00						34	155

Tabulka 2: Zvolené geologické poměry

4.2.2 Výpočet tuhosti zemních pružin

Pro zvolené geologické poměry se dají stanovit tuhosti zemních pružin. Výpočet bude proveden podle ČSN 73 1004 (již neplatná) - Česká republika. (2)

Výpočet tuhosti zemní pružiny ovlivňuje:

- y_i = vodorovný posun pružiny
- k_{hi} = modul vodorovné reakce podloží vrstvy i
- z_{vi} = výška vzdorujícího prostředí vrstvy i
- b_i = průměr piloty ve vrstvě i

Při výpočtu tzv. modulu vodorovné reakce podloží vrstvy, je důležité zohlednit rozdílnost výpočtu pro zeminy soudržné a nesoudržné.

Konkrétní výpočet je více přiblížen v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 1.3.3).

Výpočet tuhosti zemních pružin									
Vrstva i	z_{ia} [m]	z_{ib} [m]	Δz_i [m]	Zemina	Soudržnost	E_{def} [Mpa]	n_{ki} [MN/m ³]	k_{hi} [MN/m ²]	Tuhost zemní pružiny [MN/m]
1	0,00	0,90	0,90	F5	ANO	7	-	4,91	4,20
2	0,90	2,20	1,30	F3	ANO	8	-	5,61	6,93
3	2,20	3,10	0,90	S4	NE		4,5	12,55	10,73
4	3,10	4,15	1,05	S4	NE		4,5	17,17	17,13
5	4,15	5,30	1,15	S2	NE		4,5	22,38	24,45
6	5,30	6,10	0,80	G4	NE		4,5	27,00	20,52
7	6,10	7,25	1,15	G2	NE		4,5	31,62	34,54
8	7,25	8,15	0,90	G2	NE		4,5	36,47	31,19
9	8,15	9,10	0,95	R2	ANO	140	-	98,25	88,67
10	9,10	10,00	0,90	R2	ANO	140	-	98,25	84,00
Průměr piloty=		0,95	m						

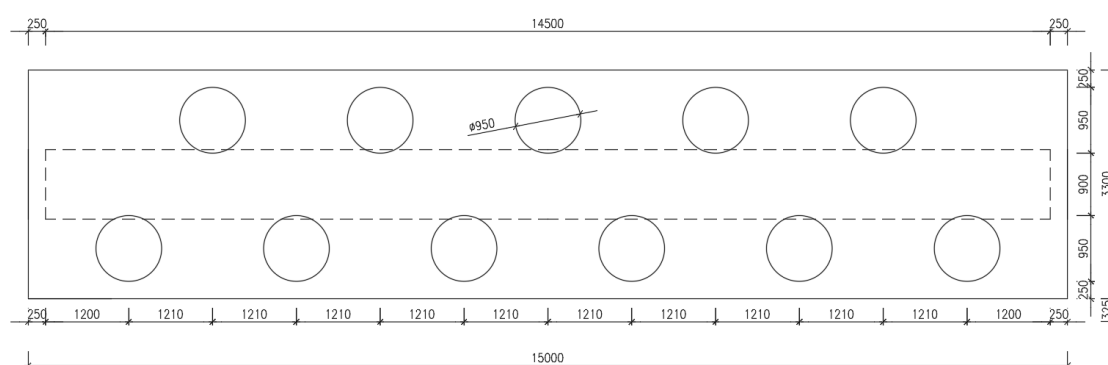
Tabulka 3: Vypočítané tuhosti zemních pružin

Ve výsledné výpočtové tabulce jsou uvedeny hodnoty tuhosti zemních pružin, ty jsou následně do výpočtového modelu vloženy jako pružné podpory přiřazené jednotlivým vrstvám, a udávají jak velkou sílu je potřeba vynaložit ke stlačení zeminy o jeden metr.

4.2.3 Reálné základové poměry konstrukce

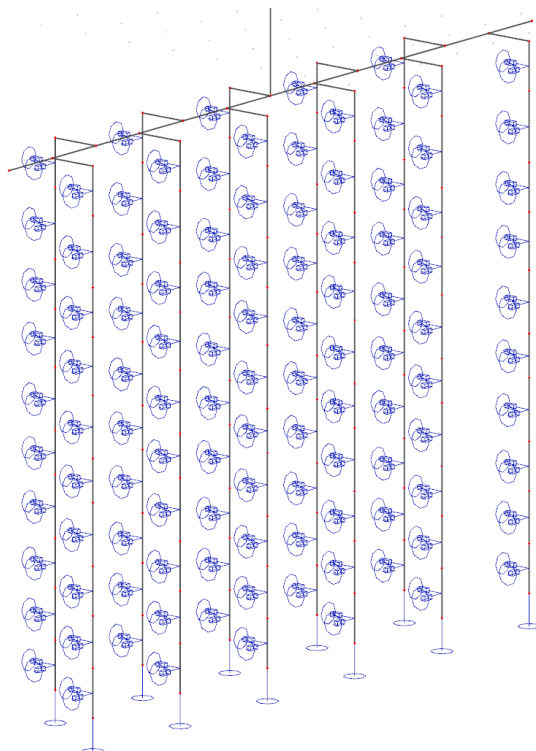
Aby bylo možné výpočtový model reálně podepřít už zbývá pouze navrhnout počet pilot a půdorysné uspořádání uvažované skupiny pilot. Pro tento návrh byly piloty orientačně posouzeny výpočtem únosnosti pilot na 1. mezní stav. Zvolené geologické poměry vykazovaly dobrou únosnost na plášti i v patě piloty a bylo navrženo konkrétní hlubinné založení pomocí skupiny pilot.

Paty rámu jsou navrhнутy jako masivní základová betonová deska tloušťky 1,2 m. Tato základová deska je vynesena na vrtaných pilotách, je předpokládáno, že vrt bude kvůli výskytu nesoudržných zemin v geologickém profilu proveden s ocelovou výpažnicí.



Obrázek 10: Finální půdorysné uspořádání navržených pilot

Do výpočtového modelu bylo následně vymodelováno navržené hlubinné založení a k němu připadající pružné podepření v podobě tuhosti zemních pružin.

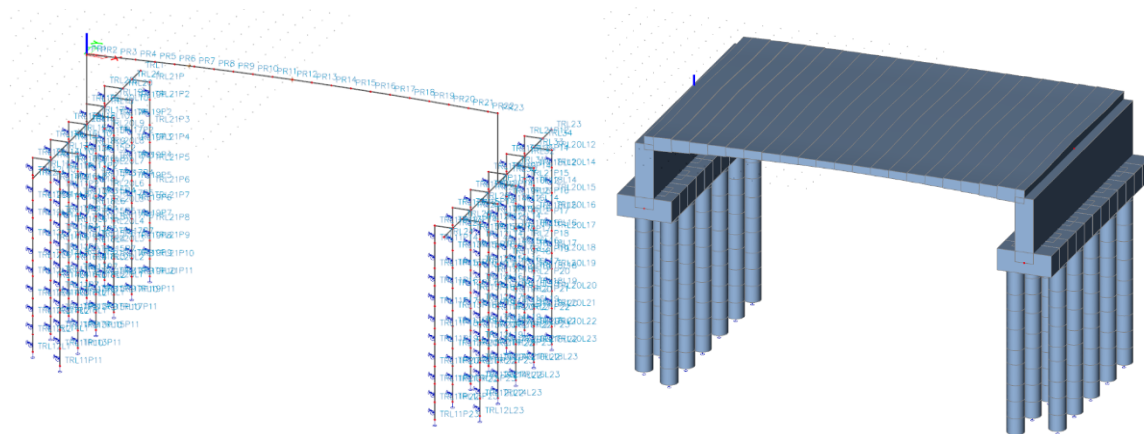


Obrázek 11: Namodelované hlubinné založení vložené do modelu se zohledněním geologických poměrů

Hlubinné založení bylo modelováno pomocí tzv. tuhých ramen. Bylo zjištěno, že u prutového modelu takto masivní konstrukce je problém s nereálným roznosem vnitřních sil z prutu stojky rámu do masivní základové desky tloušťky 1,2 m a půdorysných rozměrech zakótovaných viz. Obrázek 10. Proto bylo vymodelováno masivní tuhé rameno v příčném směru o stejných rozměrech jako základová deska a byl mu přiřazen uživatelsky definovaný materiál o objemové hmotnosti stejné jako beton, tj. 2500 kg/m^3 , ale modul pružnosti byl uživatelsky nastaven na hodnotu 210 GPa. K takto vymodelované základové desce byly poté namodelovány betonové piloty průměru 0,95 m, materiálem těchto pilot byl beton třídy C20/25 a jako objemová tíha těchto prutů byla zvolena hodnota 1500 kg/m^3 , bylo tím zohledněno to, že se pilota nachází v celé její délce v zemině plně nasycené vodou a působí na ni vztlak. Prutově namodelované piloty byly se základovou deskou spojeny pomocí dalších menších tuhých ramen o rozměru průřezu $1,2 \text{ m} \times 1,21 \text{ m}$ s uživatelsky definovaným materiálem o objemové hmotnosti $0,1 \text{ kg/m}^3$ a modulem pružnosti 210 GPa.

Model uvažuje s neoslabenými průřezy. Působení zeminy na hlubinné založení je zohledněno ve směru x a y pomocí pružných podpor umístěných ve středu jednotlivých vrstev úseků geologického podloží. Pružinové tuhosti podpor odpovídají tuhostem zeminy dané vrstvy. Dále byly do pat pilot vloženy pevné podpory v ose z. Touto pevnou podporou bylo možné sledovat chování v místě paty piloty, popřípadě je možno zohlednit i tření na plášti piloty.

4.2.4 Finální geometrie prutového modelu



Obrázek 12: Geometrie prutového modelu - vykreslená prutově s ozn. prvků a axonometrický pohled

4.2.5 Vyšetřování různých druhů zatížení na prvotním modelu

Všechny zatěžovací stavy, které byly řešeny u prvotního prutového modelu jsou detailně přiblíženy v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 3).

Ze všech zatěžovacích stavů, které byly vymodelovány v prvotním modelu jsem vybral k přiblížení jen některé, které měly vliv na vývoj této práce. Konkrétně bylo na prutovém modelu blíže vyšetřováno působení různých sestav zatížení od dopravy, působení teplotních zatížení a působení zemních tlaků.

4.2.5.1 Vyšetření chování zeminy

Z důvodu, že výsledná rámová konstrukce bude z vnější strany zasypána štěrkopískem, který bude zhutněn, je nutno tento fakt vnést do zatěžovacích stavů. Konstrukce bude i z vnitřní strany přisypána, ovšem zásyp z vnitřní strany ovlivňuje konstrukci pouze v malé výšce, proto je zemní tlak z vnitřní strany zanedbán.

V prvotním modelu je uvažováno, že zemní tlak bude vyvozovat aktivní a pasivní zemní tlaky. Výpočty zemního tlaku byly provedeny podle NP2, bylo uvažováno s charakteristickými vlastnostmi zásypové zeminy – štěrkopísku. Uvažovala se objemová tíha 19 kN/m^3 , úhel vnitřního tření zeminy 33° a soudržnost zeminy 0 kPa . Ve výpočtech bylo zjednodušeně uvažováno, že sklon terénu za konstrukcí je roven 0 stupňů. Konstrukce na kterou zemina působí je svislá a bylo zanedbáno tření. Výpočet aktivního zemního tlaku a pasivního zemního tlaku je rozdílný díky koeficientu daného zemního tlaku a výsledné zatížení těchto tlaků je velmi rozdílné.

Uvažuje se, že aktivní zemní tlak se aktivuje, když je konstrukce deformována vlivem zatížení směrem od zeminy (stane se tak například při zatížení nízkými teplotami). Pasivní zemní tlak se aktivuje pouze když se rámová stojka vlivem zatížení deformuje směrem do zeminy. Jakmile tento stav nastane vyvoluje pasivní zemní tlak velké vnitřní síly, které konstrukci staticky napomáhají. Z důvodu, že jsou parametry zeminy působící na stojku pouze zjednodušeně uvažovány a není jisté jaké by bylo jejich reálné chování, bude účinek pasivního zemního tlaku v této práci zanedbán. V konstrukci díky tomu budou umožněny nepříznivější průběhy vnitřních sil.

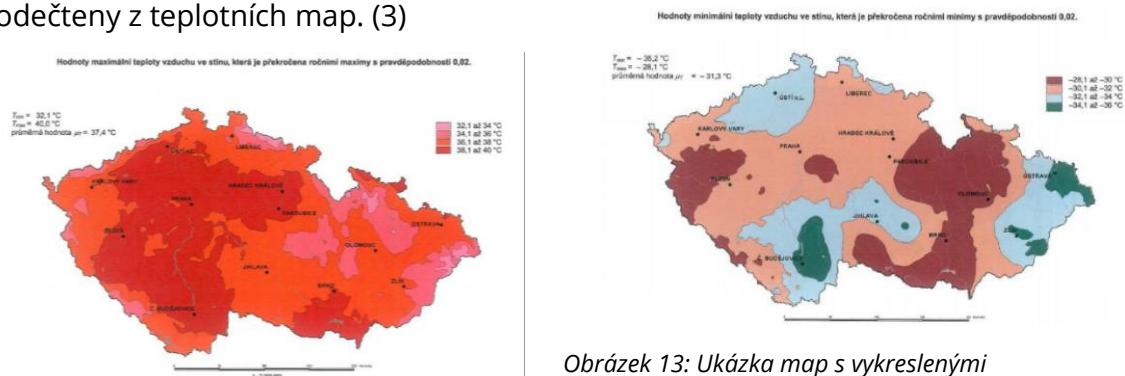
Bude tedy uvažováno, že konstrukce je v interakci se zeminou tzv. v klidu a pro účely této práce byl ve všech posudcích zohledněn právě klidový zemní tlak. Ten bude vymodelován až ve finálním deskostěnovém modelu.

4.2.5.2 Vyšetření chování teploty

Rámová konstrukce je citlivá na změny teplot, a proto byly zohledněny určité teplotní stavy, které v konstrukci přirozeně nastávají v průběhu její životnosti.

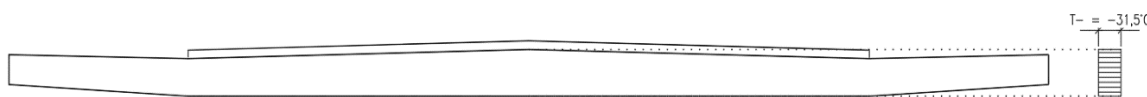
Obecně lze teplotní průběh v nosném prvku definovat čtyřmi základními složkami. Jedná se o složku rovnoměrnou, složku lineárně proměnnou ve svislém směru, složku lineárně proměnnou ve vodorovném směru a složku nelineární.

Doporučené hodnoty maximálních a minimálních teplot ve stínu jsou v práci odečteny z teplotních map. (3)

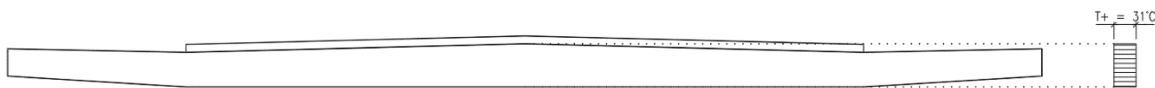


Obrázek 13: Ukázka map s vykreslenými maximálními a minimálními teplotami na území ČR

Dle normy ČSN EN 1991-1-5 byly stanoveny hodnoty rovnoměrných složek ochlazení a oteplení průřezů nosné konstrukce.



Obrázek 12: Průběhy rovnoměrného ochlazení mostovky



Obrázek 13: Průběhy rovnoměrného oteplení mostovky

Dle normy ČSN EN 1991-1-5 byly stanoveny hodnoty zatížení svislou lineární složkou teploty.



Obrázek 14: Průběh ochlazení horního povrchu mostovky



Obrázek 15: Průběh oteplení horního povrchu mostovky

Vnitřní síly od zatížení teplotou byly následně zkombinovány pomocí daných kombinačních klíčů. U kombinací teploty nebylo úplně jasné, která teplotní kombinace bude vyvolávat nejvíc nepříznivé účinky. Byly sice nalezeny kombinace, které vyvolávaly největší ohybové momenty, těm ale náleží i odpovídající normálové síly a ty jsou pro posudky v této práci také důležité. Z tohoto důvodu bude nutno všechny zatěžovací stavy od teploty vložit i do deskostěnového modelu a vyšetřovat je podrobně i tam. Další předpokládanou výhodou je to, že deskostěnový model poskytne detailnější průběh vnitřních sil.

4.2.5.3 Vyšetření proměnného zatížení od dopravy

V této práci bylo řešeno zatížení dopravou pomocí různých sestav zatížení.

- Sestavou gr1a, skládající se z tandem systému, rovnoměrného zatížení a provozem chodníků s danou zatěžovací hodnotou pro tuto zatěžovací sestavu.
- Sestavou gr3, skládající se z charakteristických hodnot zatížení chodci.
- Sestavou gr5, skládající se ze zatížení zvláštním vozidlem s ozn. 1800/200.

Uvedené zatěžovací stavy jsou detailněji řešeny v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 3.2).

Největší účinky na konstrukci vyvolávaly sestavy gr1a a gr5. U těchto sestav byly následně pozorovány pojezdy po délce konstrukce. Největší ohybové momenty vznikaly v poloze, kdy se sestavy nacházely v polovině rozpětí mostovky. Největší smykové vnitřní síly následně vznikaly v poloze, kdy se sestavy nacházely nad rámovou stojkou. V příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 5.5) této práce bylo

provedeno konkrétní vyčíslení daných sestav zatížení dopravou a ty byly mezi sebou porovnány.

Nejvíce nepříznivé účinky byly nalezeny na sestavě zatížení dopravou gr1a. Tato sestava zatížení bude podrobněji pozorována na deskostěnovém modelu. Deskostěnový model zároveň lépe zachytí chování od lokálních účinků náprav tandem systému, podá lepší představu o tom, jak se bude chovat předpětí v konstrukci a v neposlední řadě dokáže i lépe vystihnout základové poměry.

5 FINÁLNÍ VÝPOČTOVÝ MODEL – TZV. DESKOSTĚNOVÝ

Na základě získaných zkušeností při práci s prutovým modelem byl vytvořen finální deskostěnový model. Při modelování bylo provedeno několik změn oproti prvotnímu prutovému modelu. Konkrétně se jedná o tyto změny:

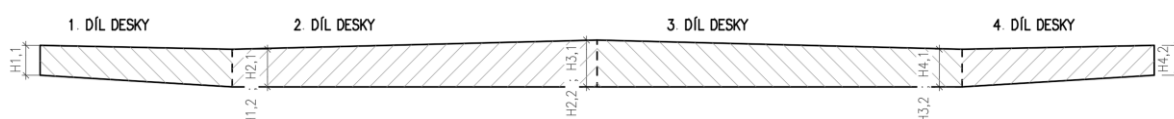
- Do deskostěnového modelu byly vloženy pouze nejvíce nepříznivé sestavy zatížení od dopravy, tedy sestava gr1a.
- Kvůli předběžným posudkům rámové stojky prutového modelu pomocí interakčního diagramu byl rozměr rámové stojky rozšířen na 1,4 m x 14,5 m, materiálem stojky je beton třídy C35/45. Toto rozšíření a předběžné řešení rámové stojky umožní její ekonomičtější návrh vyztužení. Díky rozumnému rozšíření stojky z 1,0 metru na 1,4 metru totiž umožníme betonové výztuži u vnějších ploch stojky větší využití, protože budou pracovat na delší tzv. účinné délce „d“. Interakční diagram se tím rozšíří a spolehlivě přeneseme značné ohybové momenty působící na rámovou stojku. Bohužel se při této úpravě přesunula i část momentového obrazce vnitřních sil rovněž do rámového rohu. Je tedy na zvážení, jestli je tato úprava doopravdy vhodným řešením. To vyplývá až ve finálních posudcích této práce.
- Působení zemních tlaků na rámovou stojku bylo přemodelováno z dvojice pasivního a aktivního zemního tlaku u prvotního prutového modelu pouze na klidový zemní tlak u deskostěnového modelu. Zapracování klidového zemního tlaku zeminy dává modelu rozumnější interakci mezi zeminou a konstrukcí.
 - o Odůvodnění: pasivní zemní tlaky v kombinaci s výrazným oteplením konstrukce začaly vyvolávat velké pomocné tlaky a konstrukci poté výrazně napomáhaly. Kvůli tomu, že vlastnosti okolních zemin nejsou dostatečně prověřeny, tak je dále ve výpočtu uvažováno s tzv. konzervativnějším vlivem zemních tlaků, tedy vliv klidového zemního tlaku.

5.1 Geometrie deskostěnového modelu

Při modelování deskostěnového modelu byly podrobně vytvořeny jednotlivé deskové dílce, ze kterých je složena mostovka a základová deska. Dále stěnové dílce, kterými jsou vymodelovány stojky rámového mostu a v neposlední řadě byly vymodelovány prutové piloty, které jsou totožné s pilotami u prutového modelu.

Tyto piloty interagují se zemními pružinami a deskostěnový model je díky nim opět pružně uložen.

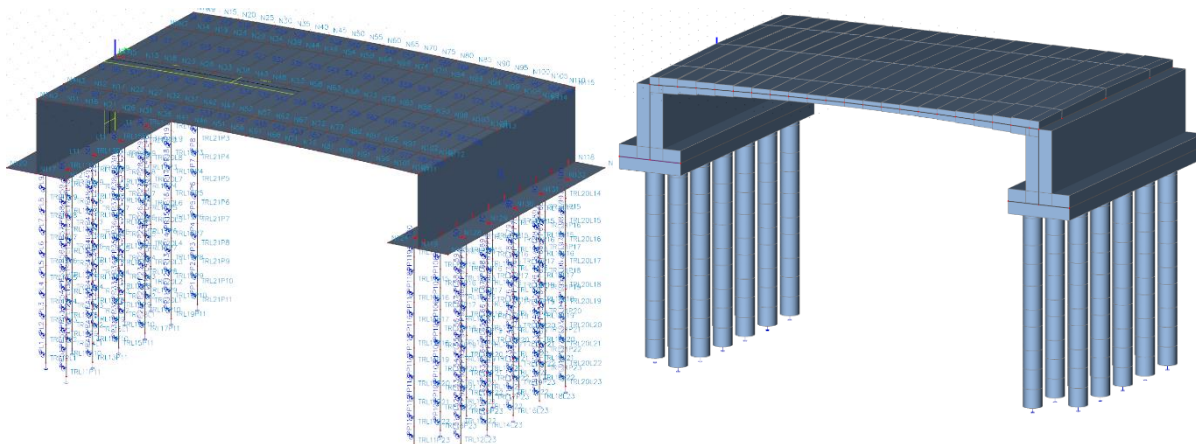
Parabolicky zakřivená mostovka deskostěnového modelu převzala parabolický průběh střednice z prutového modelu. Se zohledněním tohoto parabolického průběhu střednice bylo namodelováno a výškově upravováno 88 deskových dílců. Byla u nich lineárně měněna výška tak, aby model co nejvíce odpovídal konkrétnímu návrhu příčného řezu mostovky. Konkrétně byly průřezy z prutového modelu rozděleny na 4 menší deskové dílce, které byly naneseny na danou souřadnici „z“. Tímto postupem byl vymodelován parabolický průběh mostovky. Každý deskový dílec byl zároveň definován lineární změnou výšky desky, konkrétně pro 1. díl desky byla výška desky definována výškou „H1,1 a H1,2“.



Obrázek 16: Ukázka rozdělení příčného průřezu prutového modelu na podrobnější deskové dílce

Takto vymodelovaná mostovka pak co nejvíce respektuje navrženou geometrii mostovky. Stojky rámového mostu byly vymodelovány jako stěny o tloušťce 1,4 m a šířce 14,5 m a výšce 3,61 m.

Základová deska byla navržena jako deskový dílec s půdorysnými rozměry 15,0 m x 3,3 m a tloušťkou desky 1,2 m. Na ní byly poté připojeny prutové svislé prvky – piloty. Piloty jsou vymodelovány totožně jako u prutového modelu.



Obrázek 19: Geometrie deskostěnového modelu - střednicová plocha s ozn. prvků a axonometrický pohled

5.1.1 Průřezové charakteristiky mostovky

Každý prvek viditelný výše v modelovém prostoru má své průřezové charakteristiky, které zohledňují vliv geometrie navržené konstrukce ve finálních posudcích. V této práci je aplikováno hodně průřezů, všechny byly vykresleny v programu AutoCAD a u všech jsou známy jejich průřezové charakteristiky. Ovšem po prozkoumání chování konstrukce modelu rámového mostu byly nalezeny konkrétní řezy, ve kterých byly provedeny finální posudky. Konkrétní průřezové charakteristiky se budou v této práci nacházet u řešených posudků v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 11.1). Hodnoty průřezových charakteristik jsou hodně ovlivněny kabelovými

kanálky s předpínací výztuží, proto se v posudcích užívají tzv. kritické průřezové charakteristiky označené dolním indexem „cr“.

5.2 Zatížení konstrukce rámového mostu

5.2.1 ZS1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce rámového mostu je automaticky spočítána programem Scia Engineer. Program počítá s objemovými rozměry jednotlivých dílců s přihlédnutím k charakteristikám zadaných materiálů.

Objemová tíha materiálů:

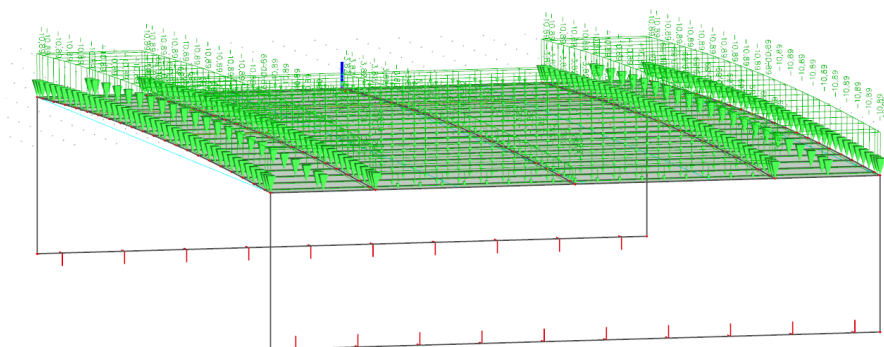
Předpjatý beton	25 kN/m ³ ,
Železobeton	25 kN/m ³

5.2.2 ZS2 Ostatní stálé zatížení

Na mostní konstrukci se nachází vozovka tloušťky 110 mm, izolace chránící konstrukci mostu o tloušťce 10 mm a další ochranná zařízení jako jsou svodidla a zábradlí. Jednotlivé plochy vozovky a říms jsou vykresleny v programu AutoCAD a jejich plošné dílce jsou vneseny do výpočtu ostatního stálého zatížení.

Vozovka + izolace $= 3,82 \text{ kN/m}^2$

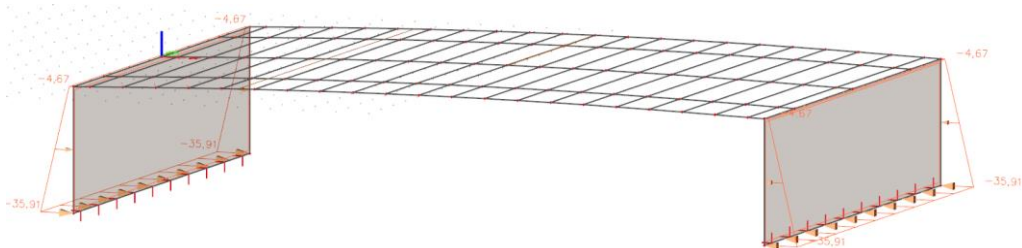
Římsy + svod. + zábr. + izolace $= 10,89 \text{ kN/m}^2$



Obrázek 17: ZS2 Ostatní stálé zatížení

5.2.3 ZS3 Klidový zemní tlak

Na základě stejných principů uplatněných již u prutového modelu byl vypočítán klidový zemní tlak. Hodnoty klidového zemního tlaku byly stanoveny pro příslušné části rámové stojky a byly naneseny vhodně jako lichoběžníkové plošné zatížení na rámovou stojku.



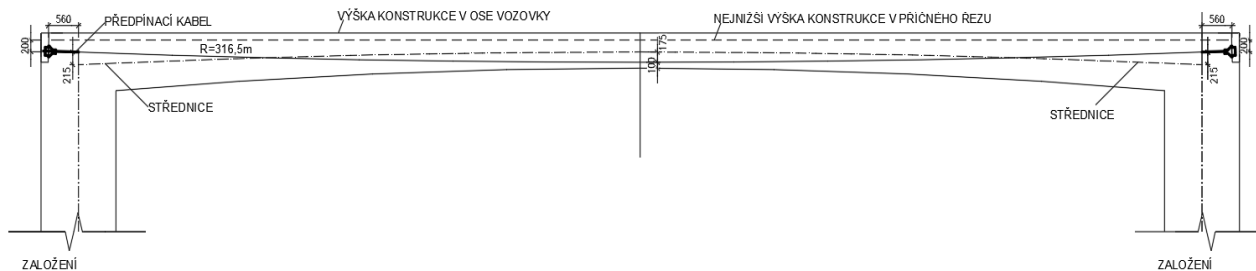
Obrázek 18: ZS3 Klidový zemní tlak

5.2.4 ZS4 Předpětí

V této práci je předpětí vypočteno jako ekvivalentní zatížení a je vloženo do modelu. Při návrhu předpětí je hledáno takové ekvivalentní předpětí, aby byl dodržen stav dekomprese pro častou kombinaci.

Ve fázi statických posudků je přihlédnuto ke krátkodobým i dlouhodobým ztrátám pomocí příslušného násobku velikosti předpínací síly.

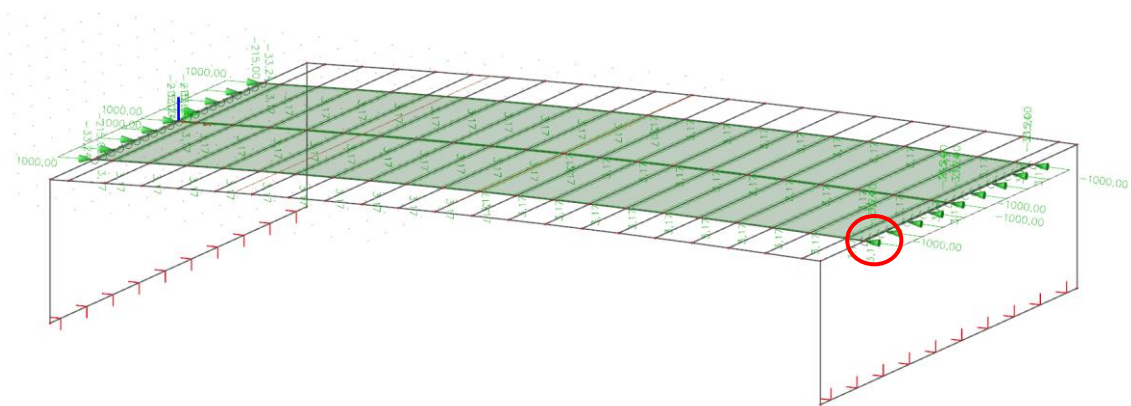
Geometrie kabelu pro výpočet ekvivalentního předpětí je uvažována jako parabola 2°



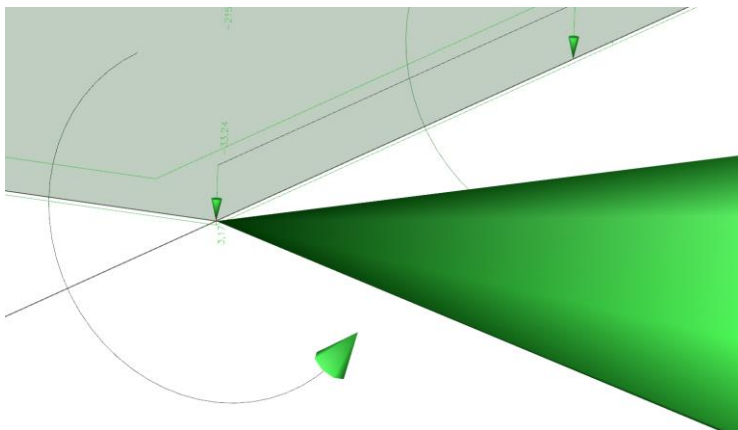
Obrázek 19: Geometrie skupiny předpínacích kabelů

V jednotkovém ekvivalentním zatížení lze pro výpočtový model uvažovat $P = P_h$ pokud je splněna podmínka $\frac{f}{L} \leq \frac{1}{15}$

Výpočet ekvivalentního předpětí je v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 6.1.4).



Obrázek 20: Předpětí – ekvivalentní zatížení aplikované pro deskostěnový výpočtový model

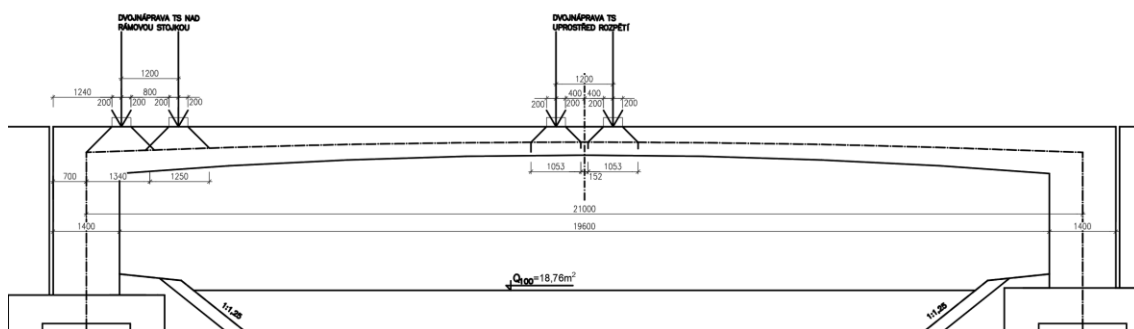


Obrázek 21: Detail vnesení ekvivalentního předpětí

5.2.5 ZS5 Zatížení dopravou – TS a UDL

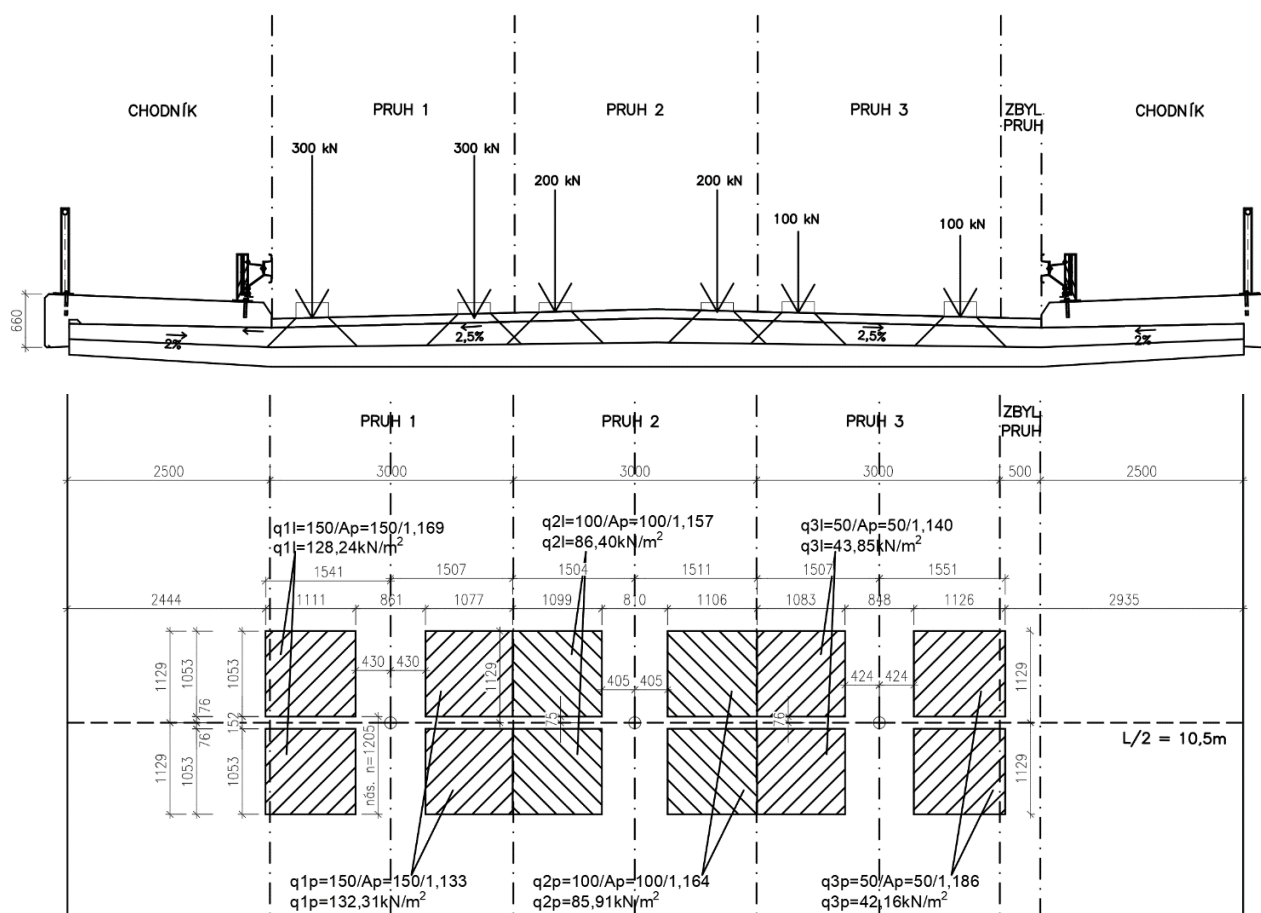
Do deskostěnového modelu musí být zadána zatížení, která budou modelu přizpůsobena. Byl proveden roznos zatížení od TS na plochu střednice výpočtového modelu. Kvůli vyšetření maximálních posouvajících sil byl řešen i TS umístěný v poloze nad rámovou stojku. Zatížení UDL bylo nanášeno plošně na jednotlivé plochy, kde se zatížení reálně vyskytuje.

5.2.5.1 Tandem systém - TS

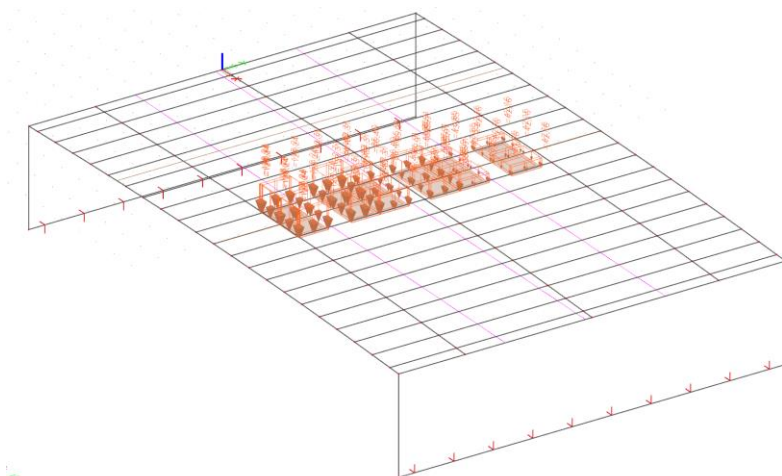


Obrázek 22: Podélný roznos TS pro vyšetřované polohy zatížení

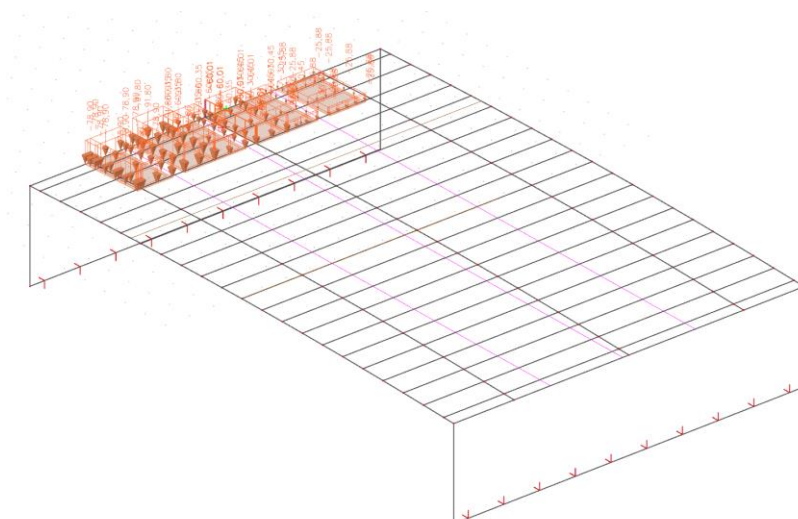
Poloha TS byla hledána i půdorysně vykreslením roznášecích ploch v příčném řezu. Zde je řešeno půdorysný roznos zatížení, když se nachází TS v polovině rozpětí.



Obrázek 26: Vykreslený roznos TS uprostřed rozpětí mostovky

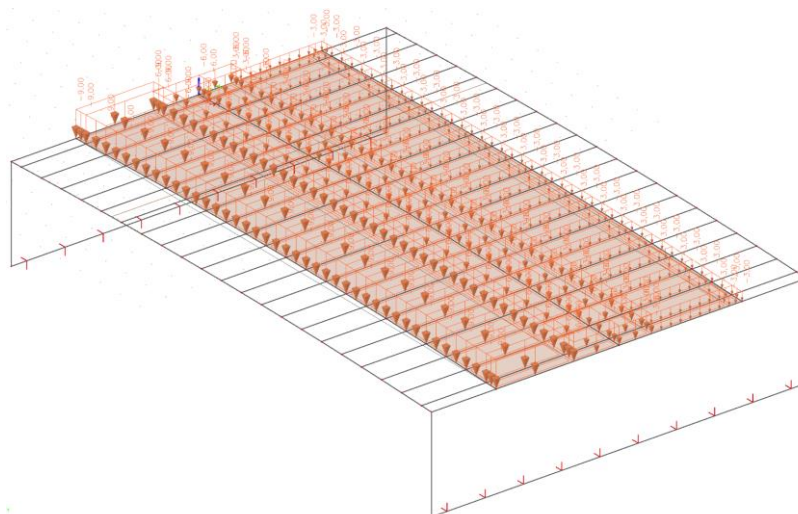


Obrázek 23: ZS5 LM1, zatížení TS vyvolující maximální moment



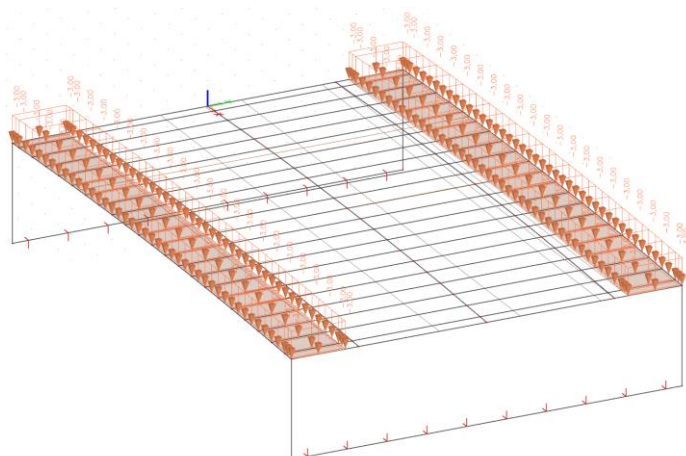
Obrázek 24: ZS5 LM1, zatížení TS vyvolující maximální posouvající sílu

5.2.5.2 Rovnoměrné zatížení UDL



Obrázek 25: ZS5 LM1, rovnoměrné zatížení UDL

5.2.6 ZS6 LM5 - Zatížení chodníků – v kombinaci gr1a

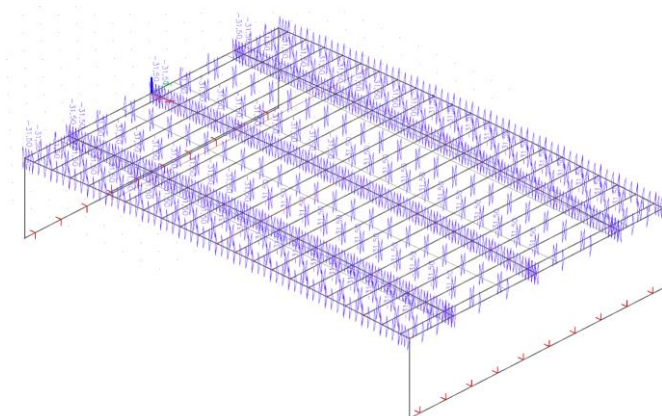


Obrázek 26: ZS6 LM5 - Zatížení chodníků – v kombinaci gr1a

5.2.7 Zatížení teplotou

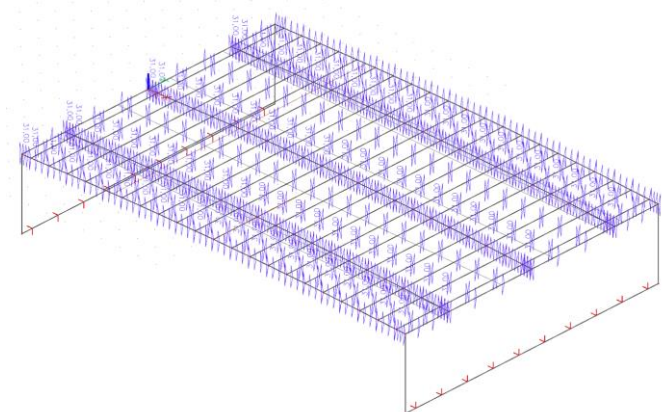
Vnesení zatížení teplotou bylo detailně připraveno již v prvotním prutovém modelu. Stačí tedy pouze teplotní zatížení nanést na jednotlivé objemy rámového mostu.

5.2.7.1 ZS7 – Rovnoměrné ochlazení



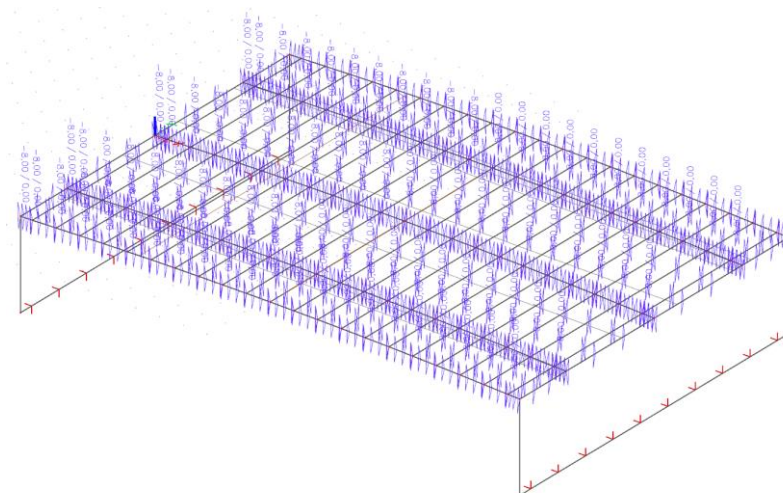
Obrázek 27: ZS8 Rovnoměrné ochlazení T-

5.2.7.2 ZS8 – Rovnoměrné oteplení



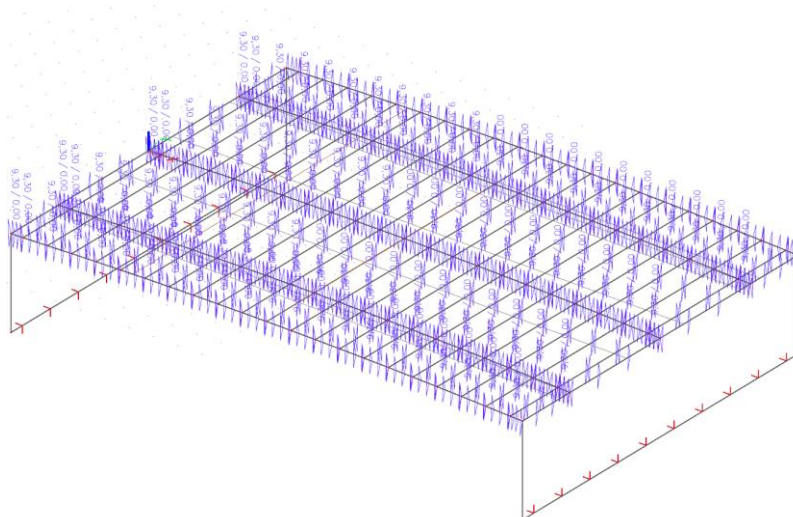
Obrázek 28: ZS8 Rovnoměrné oteplení T+

ZS9 - Ochlazení horního povrchu



Obrázek 29: ZS9 Ochlazení horního povrchu

5.2.7.3 ZS10 - Oteplení horního povrchu

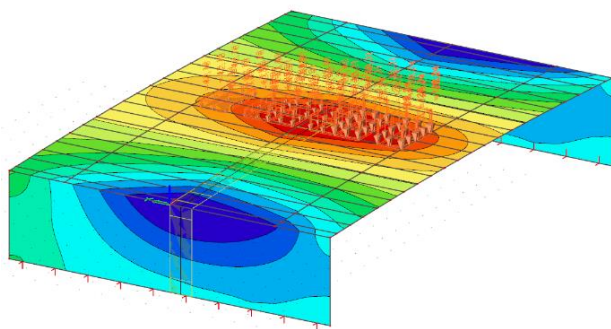


Obrázek 30: ZS10 Oteplení horního povrchu

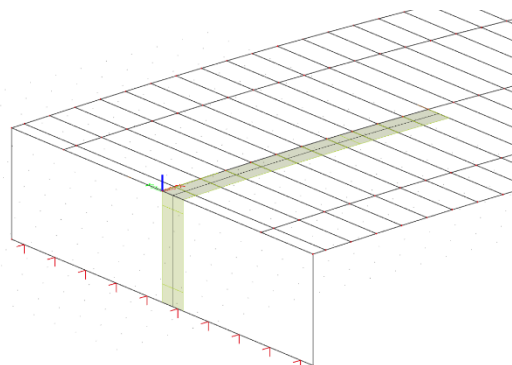
Díky deskostěnovému modelu bude umožněno sledovat i příčné chování konstrukce rámového mostu.

5.3 Vnitřní síly deskostěnového modelu

Vnitřní síly na deskostěnovém modelu byly vyšetřovány pomocí tzv. integračního pásu. Integrační pás je užitečný, když potřebujeme znázornit výsledky na deskách, nebo stěnách (tedy 3D objektech) jako na nosnících (tedy na 2D prvcích). V této práci byl vložen integrační pás šířky 1 m do modelového prostoru. Byl vložen tak, že levá hrana integračního pásu lícuje s podélnou osou mostu. Integrační pás je tak nanesen více na pravé straně příčného řezu, tedy na straně, kde je soustředěováno větší zatížení. Na obrázku 38 je například vidět, jak se koncentruje zatížení spíše na pravé straně příčného řezu mostu.

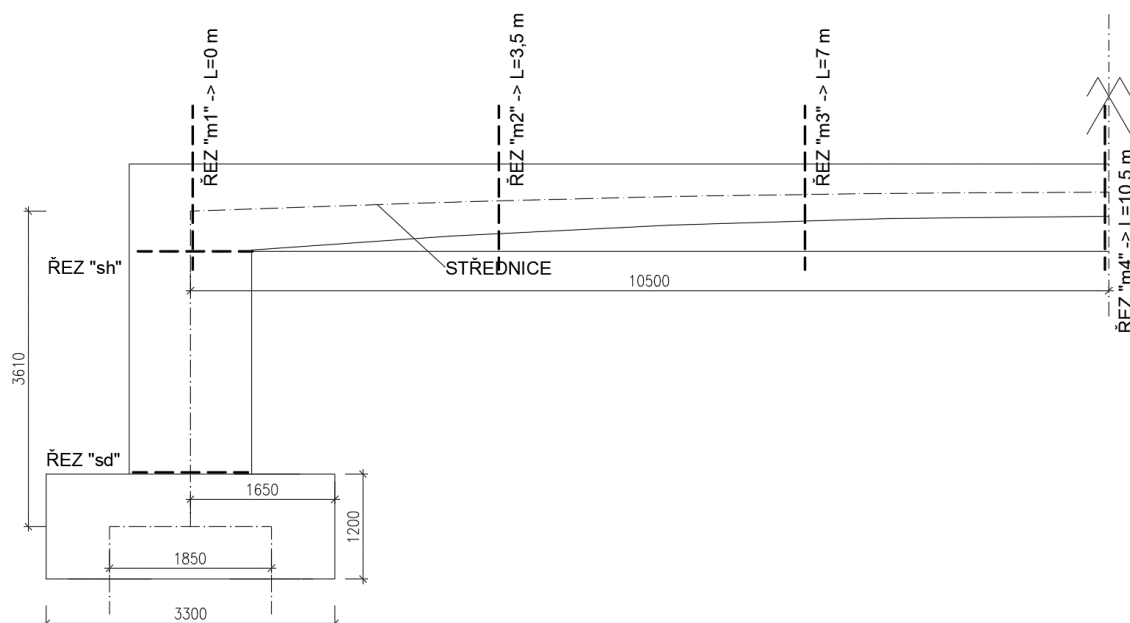


Obrázek 36: Ukázka koncentrace většího příčného zatížení na pravé straně příčného řezu od tandem systému



Obrázek 35: Vykreslený integrační pás šířky 1 m v modelovém prostoru deskostěnového modelu

U finálního modelu byly konkrétně pozorovány následující řezy:



Obrázek 31 Vykreslení pozorovaných řezů mostovky a rámové stojky

Hodnoty vnitřních sil byly pro každý zatěžovací stav zapsány do přehledné tabulky následujícího tvaru:

	My	Vz	N
Řez\Vs	My [kNm]	Vz [kN]	N [kN]
Řez m1	Hodnoty		
Řez m2			
Řez m3			
Řez m4			
Řez sh			
Řez sd			

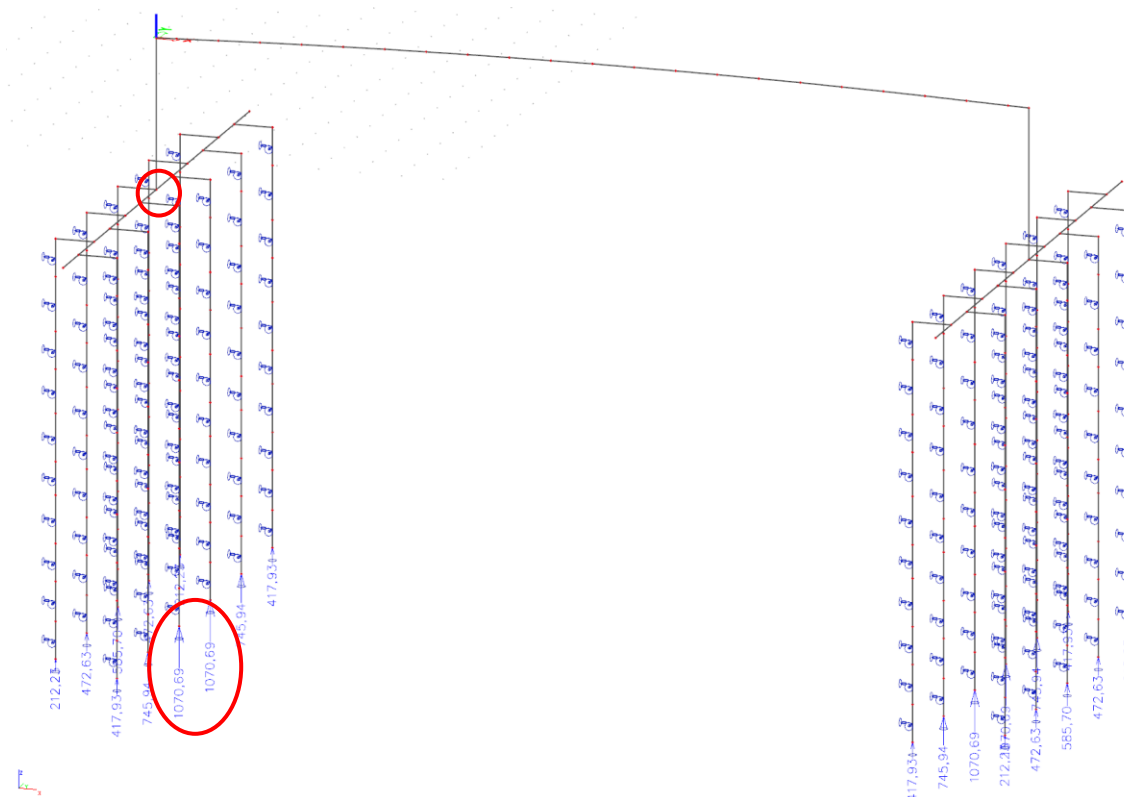
Obrázek 38: Ukázka vzorové tabulky pro vypisování hodnot vnitřních sil deskostěnového modelu

5.3.1 Pozorování chování deskostěnového modelu

Při pozorování vnitřních sil deskostěnového modelu bylo zároveň provedeno ověření modelu a jeho chování v porovnání s prvotním prutovým modelem.

Pro ověření chování dvou rozdílných typů modelů (deskostěnového a prutového) byly použity naprosto totožné tloušťky a vlastnosti všech prvků nacházejících se v jednotlivých modelech. Díky tomu bylo možné pozorovat rozdílné chování těchto dvou modelů pouze vlivem odlišného modelování.

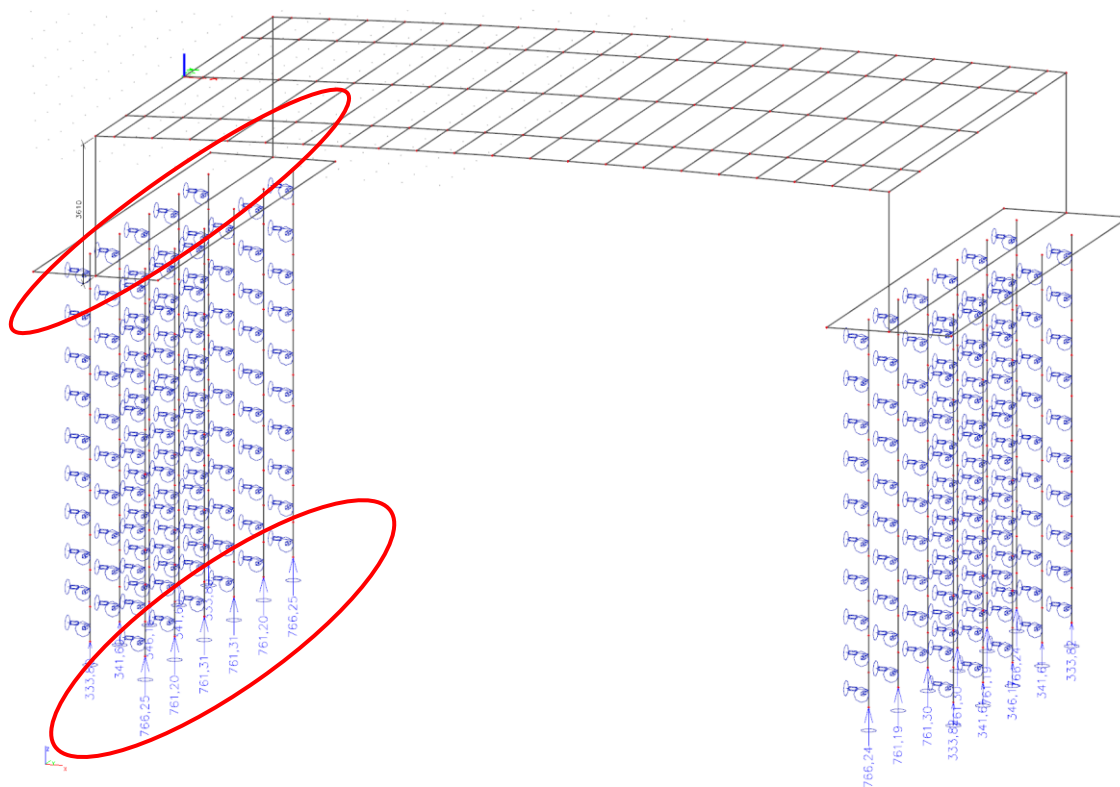
Deskostěnový model byl vymodelován kvůli řadě nedokonalostí, které prokazoval prutový model. Jednou z těchto nedokonalostí, na kterou jsem v této práci narazil byly nereálné vnitřní síly v základových poměrech prutového modelu. V prutovém modelu se totiž roznáší veškeré zatížení z konstrukce rámového mostu na základovou desku (vymodelovanou pomocí tuhého ramena o materiálovém modulu pružnosti 210 GPa) pouze jedním bodem ve spodní části prutové střednice rámové stojky. Tento bod je v obrázku označen malou kružnicí. Výslednice svislých reakcí jsou nerovnoměrné. V prostředních pilotách jsou vykreslené svislé reakce o hodnotě 2,56 krát větší ($1070,69/417,93 \Rightarrow 2,56$ násobek..), než svislé reakce v krajních pilotách. To znamená, že uvažované tuhé rameno není dostatečně tuhé a nedokáže reálně přenést zatížení do základových poměrů.



Obrázek 32: Výsledné hodnoty svislých reakcí u prutového modelu na patě piloty – ZS1 vlastní tíha

Tento problém prutového modelu vyřešilo vymodelování deskostěnového modelu. Jak je vidět na obrázku níže, jsou v něm hodnoty svislých reakcí přibližně

rovnoměrné v celé šířce hlubinného založení. Svislé zatížení z konstrukce rámového mostu se v deskostěnovém modelu přenáší do základových poměrů přes celou patu rámové stojky do základové desky a z ní do jednotlivých pilot. Deskostěnový model je pro správný návrh pilot a pro posouzení jejich mezních stavů zásadní. Posouzení pilot a jejich dimenzování ale není předmětem této práce.



Obrázek 33: Výsledné hodnoty deskostěnového modelu svislých reakcí na patě piloty pro ZS1 - vlastní tíha

5.4 Kombinace vnitřních sil

5.4.1 Mezní stav použitelnosti – MSP

Pro mezní stavy použitelnosti jsou použity kombinace: charakteristická, častá a kvazistálá. Tyto kombinace pracují s kombinačními rovnicemi a hodnotami zatížení v charakteristických hodnotách.

5.4.1.1 Charakteristická kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Součinitele Ψ pro jednotlivé druhy zatížení:

$$\Psi_{0,TS} = 0,75; \Psi_{0,UDL} = 0,4; \Psi_{0,CHODCI} = 0,4;$$

$$\Psi_{0,LM3} = 0; \Psi_{0,teplota} = 0,6;$$

5.4.1.2 Častá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Součinitele Ψ pro jednotlivé druhy zatížení:

$$\Psi_{1,TS} = 0,75; \Psi_{1,UDL} = 0,4; \Psi_{1,CHODCI} = 0,4;$$

$$\Psi_{1,LM3} = 0; \Psi_{1,teplota} = 0,6$$

$$\Psi_{2,TS} = 0,0; \Psi_{2,UDL} = 0,0; \Psi_{2,CHODCI} = 0,0; \Psi_{2,LM3} = 0; \Psi_{2,teplota} = 0,5$$

5.4.1.3 Kvazistálá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Součinitele Ψ pro jednotlivé druhy zatížení:

$$\Psi_{2,TS} = 0,0; \Psi_{2,UDL} = 0,0; \Psi_{2,CHODCI} = 0,0; \Psi_{2,LM3} = 0; \Psi_{2,teplota} = 0,5$$

5.4.2 Mezní stav únosnosti - MSÚ

Pro mezní stavy únosnosti jsou použity kombinace: 6.10a, 6.10b. Tyto kombinace pracují s kombinačními rovnicemi a hodnotami zatížení vynásobené součiniteli γ_i a ξ .

5.4.2.1 Kombinace 6.10a

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

Kombinační součinitelé:

$$\gamma_{G,i} = 1,35; \gamma_P = 1,0; \gamma_{Q,chozci a silniční doprava} = 1,35; \Psi_{0,teplota} = 0,6$$

$$\gamma_{Q,další proměnná zatížení} = 1,5; \Psi_{0,TS} = 0,75; \Psi_{0,UDL} = 0,4; \Psi_{0,CHODCI} = 0,4; \Psi_{0,LM3} = 0$$

5.4.2.2 Kombinace 6.10b

$$\Sigma \xi \cdot \gamma_{G,i} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinační součinitelé:

$$\xi = 0,85; \gamma_{G,i} = 1,35; \gamma_P = 1,0; \gamma_{Q,chozci a silniční doprava} = 1,35;$$

$$\gamma_{Q,další proměnná zatížení} = 1,5; \Psi_{0,TS} = 0,75; \Psi_{0,UDL} = 0,4;$$

$$\Psi_{0,CHODCI} = 0,4; \Psi_{0,LM3} = 0; \Psi_{0,teplota} = 0,6$$

5.4.2.3 Vyšetření nejvíce nepříznivých kombinací teploty

Vnitřní síly od teploty musí být následně zkombinovány podle kombinačních klíčů. Následně se hledají nejvíce nepříznivé účinky, které kombinace teploty na konstrukci rámového mostu vyvolá.

$$\text{Kombinace } T1 = \omega_N \cdot T_- + \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Kombinace } T2 = \omega_N \cdot T_- + \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Kombinace } T3 = \omega_N \cdot T_+ + \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Kombinace } T4 = \omega_N \cdot T_+ + \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Kombinace } T5 = T_- + \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Kombinace } T6 = T_- + \omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Kombinace } T7 = T_+ + \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Kombinace } T8 = T_+ + \omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$$

Příslušné kombinační součinitele: $\omega_N = 0,35; \omega_M = 0,75$:

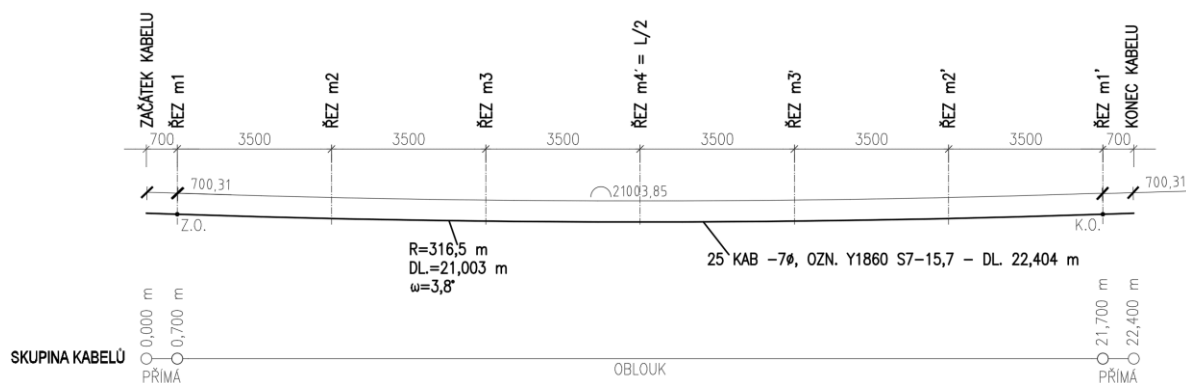
6 PŘEDPĚTÍ

Návrh předpětí pro deskostěnový model byl předběžně proveden tak, aby bylo docíleno stavu dekomprese pro častou kombinaci, tedy aby v časté kombinaci nevznikala po celé délce konstrukce tahová napětí.

Při návrhu byl použit následující vztah:

$$\sigma = \frac{n \cdot N_p + Ned\psi_1}{A} + \frac{n \cdot M_p + Med\psi_1}{I_y} \cdot \pm z \leq 0 \text{ MPa}$$

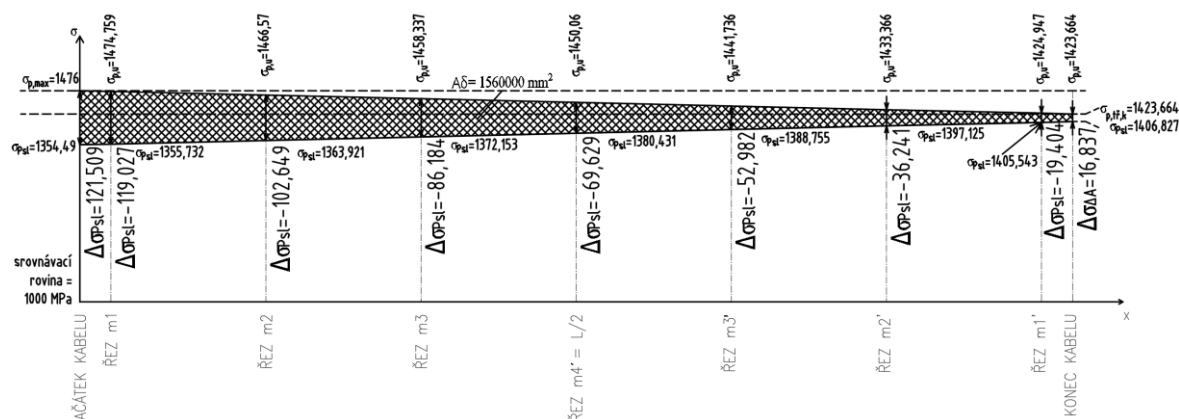
Výsledkem návrhu předpětí byl návrh předpínacích kanálků po vzdálenosti 0,39 m. Každý předpínací kanálek obsahuje 7 lan předpínací výztuže Y1860 S7-15.7-A. Celý výpočet předběžného předpětí se nachází v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 8.4).



Obrázek 34: Geometrie navrženého kabelu

Následně byly ručně spočítány krátkodobé ztráty předpětí pomocí MS Excel. Ztráty byly počítány pro řešené řezy m1, m2, m3 a m4. Nejdůležitější místa z hlediska posudků jsou řezy m1 – řez nad rámovou stojkou a řez m4 – řez v polovině rozpětí mostovky. Dlouhodobé ztráty byly zohledněny 15 % odhadem.

Mezi krátkodobé ztráty předpětí byla uvažována ztráta třením, která závisela na zamýšlených i nezamýšlených úhlových změnách. Dále ztráta pokluzem v kotvě, který byl uvažován 8 mm. Pokluz po délce konstrukce nevymizel.



Obrázek 35: Graficky zachycené ztráty pokluzem a třením po délce konstrukce

Dále byla spočítána ztráta postupným napínáním, která zohledňovala předchozí ztráty třením a pokluzem a jako poslední krátkodobá ztráta byla řešena ztráta okamžitou relaxací.

Krátkodobé ztráty byly vyčísleny do přehledné tabulky:

x / řezy	$\Delta\sigma_{p,\mu}$	$\Delta\sigma_{psl}$	$\Delta\sigma_{pel}$	$\Delta\sigma_{pr}$	σ_{pmo}	$< \sigma_{p,max}$	P_{mo}	% ztráta
řez m1 - 0,0 m	-1,241	-119,027	-8,651	-3,783	1343,297	1394,000	3616,570	8,99
řez m2 - 3,5 m	-9,430	-102,649	-8,838	-4,059	1351,024	1394,000	3637,372	8,47
řez m3 - 7,0 m	-17,663	-86,184	-9,700	-4,356	1358,097	1394,000	3656,416	7,99
řez m4 - 10,5 m	-25,940	-69,629	-10,372	-4,676	1365,383	1394,000	3676,031	7,49
řez m3' - 14,0 m	-34,264	-52,982	-9,823	-5,022	1373,910	1394,000	3698,988	6,92
řez m2' - 17,5 m	-42,634	-36,241	-9,052	-5,396	1382,677	1394,000	3722,592	6,32
řez m1' - 21,0 m	-51,053	-19,404	-9,089	-5,799	1390,655	1394,000	3744,071	5,78

Tabulka 4: Výsledná tabulka krátkodobých ztrát

7 MEZNÍ STAVY

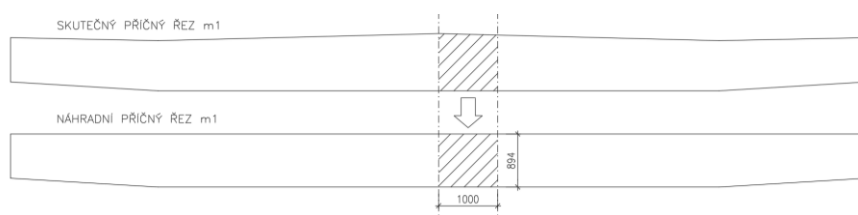
Pro mezní stavy jsou vždy hledány náhradní příčné řezy mostovky tak, aby plochou odpovídaly reálným příčným řezům. Náhradní příčný řez a jejich průřezové charakteristiky jsou poté použity pro jednotlivé posudky ručního výpočtu.

Pro mezní stav budou ručně spočítány nejvíce kritické řezy: m1 – řez mostovky nad rámovou stojkou a m4 – řez mostovky v polovině rozpětí.

Posudky na mezní stavy konstrukce byly provedeny na konkrétním řešeném výseku příčného metru, který odpovídá poloze integračního pásu. Vnitřní síly, které byly vyjmuty z programu SCIE Engineer, jsou tedy posuzovány přímo v řezu, kde se hodnoty vnitřních sil reálně vyskytovaly.

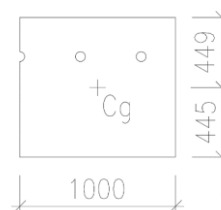
7.1 Stanovení náhradního příčného řezu mostovky

Pro jednotlivé posudky řešené ručně je vhodné si příčný řez nahradit, konkrétně je ukázáno náhradní řešení řezu m1.



Obrázek 36: Ukázka náhradního příčného řezu m1

A_{cr}	0,886344	m ²
$I_{y,cr}$	0,073859	m ⁴
$e_{cr,d}$	0,445	m
$e_{cr,h}$	-0,449	m
e_p	-0,198	m



Tabulka 5: Kritické průřezové charakteristiky řezu m1

Stejným způsobem byly řešeny i zbylé náhradní příčné řezy řešené mostovky.

7.2 Mezní stav použitelnosti

Pro mezní stav použitelnosti bylo vyšetřováno zejména omezení napětí betonu v tlaku, omezení napětí betonu v tahu a omezení trhlin.

Podmínky pro mezní stav použitelnosti:

Rozhodnutí o vzniku trhlin

$$\sigma_c^+ \leq f_{ctm} \text{ .. pro častou kombinaci v čase } t_{oo} \quad \text{.. } f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$$

Omezení napětí betonu v tlaku

$$|\sigma_c^-| \leq 0,6 \cdot f_{ck} \text{ .. pro charakteristickou kombinaci v čase } t_{oo} \text{ a } t_o \quad \text{.. } f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_c^-| \leq 0,45 \cdot f_{ck} \text{ .. pro kvazistálou kombinaci v čase } t_{oo} \quad \text{.. } f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

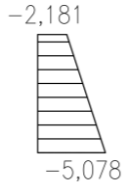
Omezení napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{pmo} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \text{ .. pro čas } t_o \quad \text{.. } f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

Konkrétně byla sledována napětí v krajních vláknech řešených průřezů m1 a m4. To jsou kritické řezy z hlediska mezního stavu použitelnosti. Byly sledovány všechny vymodelované mezní stavy deskostěnového modelu i s kombinacemi teploty. Napětí krajních vláken jsou zobrazena v tabulce:

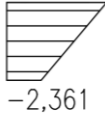
pro řez nad rámovou stojkou – m1

Čas	Kombinace	Napětí po výšce řešeného průřezu
t_o	Uvažováno pro charakteristickou, kvazistálou i častou kombinaci	σ [MPa] -6,769 -1,543
t_{oo}	Charakteristická	σ [MPa] 1,486 -8,921

t_{00}	Kvazistálá	σ [MPa] 
t_{00}	Častá	σ [MPa] 

Tabulka 6: Vykreslení napětí krajních vláken pro MSP – řez m1

pro řez nad rámovou stojkou – m4

Čas	Kombinace	Napětí po výšce řešeného průřezu
t_0	Uvažováno pro charakteristickou, kvazistálou i častou kombinaci	σ [MPa] 
t_{00}	Charakteristická	σ [MPa] 
t_{00}	Kvazistálá	σ [MPa] 
t_{00}	Častá	σ [MPa] 

Tabulka 7: Vykreslení napětí krajních vláken pro MSP – řez m4

7.3 Mezní stav únosnosti

7.3.1 Ohyb – podélný směr

Z hlediska posudků na ohyb jsou na mostovce nejvíc zásadní řezy m1 a m4. V těchto řezech byly provedeny ruční kombinace vnitřních sil podle rovnic 6.10a a 6.10b. Tyto řezy jsou poté posouzeny. Nejvíc nepříznivé účinky vnitřních sil vyvozovala kombinace 6.10b.

Ve výpočtu bylo nejdříve stanoveno, jestli jsou ohyb schopny přenést pouze navrhnutá předpínací lana. Pokud tomu tak nebylo, byla navržena dodatečná betonářská výztuž. Zároveň byly vykresleny grafy s poměrnými přetvořeními jednotlivých předpínacích lan a betonářské výztuže a bylo tak ověřováno, jestli je řešená výztuž plně využita.

Do této textové části byly vloženy finální posudky řešených mezních stavů únosnosti, případně jejich krátké okomentování.

7.3.1.1 Posouzení pro řez m1

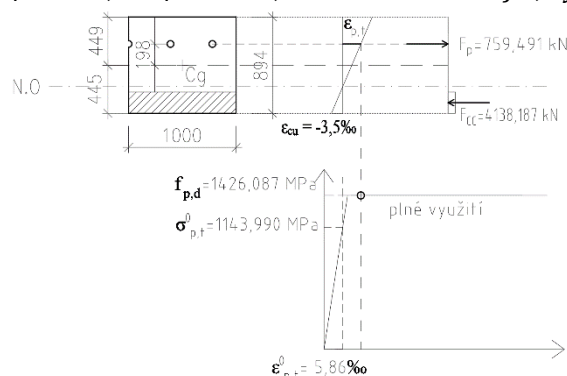
Posouzení $M_{ed} \leq M_{Rd}$

$$M_{Rd} = z_{cc.m1} \cdot F_{cc} + z_p \cdot \Delta F_p = 0,346 \cdot 4138,187 + 0,198 \cdot 759,491 = 1584,144 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = -1279,255 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$|-1279,255| \leq 1584,144 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 80,75\%$$



Obrázek 44: Graf na ověření využitelnosti výztuže v řezu m1

7.3.1.2 Posouzení pro řez m4

Posouzení $M_{ed} \leq M_{Rd}$

$$M_{Rd} = z_{cc.m4} \cdot F_{cc} + z_p \cdot \Delta F_p = 0,193 \cdot 2992,702 + 0,17 \cdot 689,114 = 693,978 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = -697,958 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$|-697,958| \leq 693,978 \Rightarrow \text{NEVYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 100,57\%$$

Posouzení o 0,57 % nevyhovuje, je potřeba návrh dodatečné betonářské výztuže. Navrhnutý dva dodatečné pruty betonářské výztuže, které vyhovují všem konstrukčním zásadám.

Nové posouzení $M_{ed} \leq M_{Rd}$

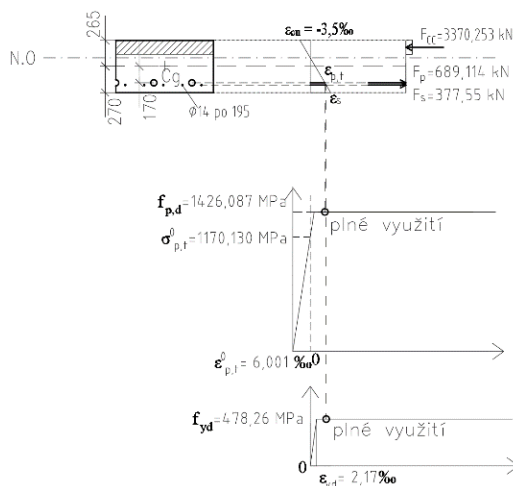
$$M_{Rd} = z_{cc,m4} \cdot F_{cc} + z_p \cdot \Delta F_p + z_s \cdot F_s$$

$$= 0,184 \cdot 3370,253 + 0,17 \cdot 689,114 + 0,195 \cdot 377,55 = 810,076 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = -697,958 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$|-697,958| \leq 810,076 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 86,16\%$$



Obrázek 45: Graf na ověření výztuže v řezu m4

Podrobné výpočty jsou provedeny v příloze (P3.01 Statický výpočet, kapitola 12.1)

7.3.2 Ohyb – příčný směr

Průběh vnitřních sil ohybových momentů v příčném směru byl pozorován u deskostěnového modelu pomocí plošného vykreslení ohybových momentů M_{yD+} , pro návrh horního příčného vyztužení a M_{yD-} , pro návrh dolního příčného vyztužení.

Byly vyšetřovány vnitřní síly v kombinacích 6.10a, 6.10b tak, aby vyvodily co největší příčné vnitřní momenty M_{yD+} , pro návrh horního příčného vyztužení a M_{yD-} , pro návrh dolního příčného vyztužení.

7.3.2.1 Posouzení příčného ohybu v horních vláknech řezu m1

$$M_{ed,M_{yD+},m1} = 454,57 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,skut} \cdot f_{yd} \cdot z = 16,11 \cdot 10^{-4} \cdot 478,26 \cdot 10^3 \cdot 0,816 = 614,576 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 454,57 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$454,57 \leq 614,576 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 73,96 \%$$

Příčná horní výztuž od řezu m1 ($x=0,0$ m) až do řezu m2 ($x=3,5$ m) je navržena jako $\phi_s = 20, po 195 \text{ mm}$.

7.3.2.2 Posouzení příčného ohybu v horních vláknech řezu m2

$$M_{ed,M_{yD+},m2} = 227,25 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = A_{s,skut} \cdot f_{yd} \cdot z = 7,89 \cdot 10^{-4} \cdot 478,26 \cdot 10^3 \cdot 0,619 = 233,584 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 227,25 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$227,25 \leq 233,584 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 97,29 \%$$

Příčná horní výztuž od řezu m2 (x=3,5m) až do řezu m4 (x=l/2) je navržena jako $\phi_s = 14$, po 195 mm.

7.3.2.3 Posouzení příčného ohybu v dolních vláknech řezu m1

$$M_{ed, MyD-, m1} = 224,47 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = A_{s, skut} \cdot f_{yd} \cdot z = 7,89 \cdot 10^{-4} \cdot 478,26 \cdot 10^3 \cdot 0,810 = 305,67 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 224,47 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$224,47 \leq 305,67 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 73,4 \%$$

Příčná dolní výztuž je navržena jako $\phi_s = 14$, po 195 mm.

7.3.2.4 Posouzení příčného ohybu v dolních vláknech řezu m4

$$M_{ed, MyD-, m4} = 155,24 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = A_{s, skut} \cdot f_{yd} \cdot z = 7,89 \cdot 10^{-4} \cdot 478,26 \cdot 10^3 \cdot 0,450 = 169,812 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 154,24 \text{ kNm}$$

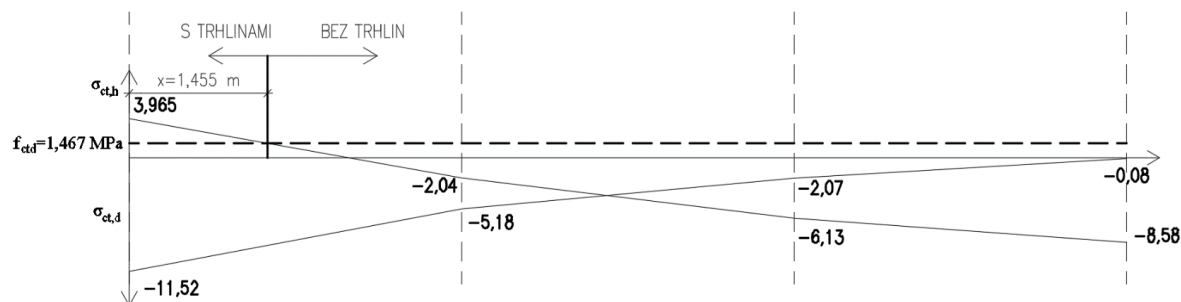
$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

$$154,24 \leq 169,812 \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 90,8 \%$$

Příčná dolní výztuž je navržena jako $\phi_s = 14$, po 195 mm po celé délce mostovky.

7.3.3 Smyk

Z hlediska posudků na smyk je na mostovce prioritou zjistit kde se průřez potrhá a kde ne. Jsou spočítána napětí, která vyvozují maximální momenty $M_{y, max}$ a jim odpovídající normálové síly N_{odp} na horním i dolním povrchu ve všech řezech (m1, m2, m3, m4). V těchto řezech byly provedeny ruční kombinace vnitřních sil podle rovnic 6.10a a 6.10b. Tyto řezy jsou poté posouzeny na MSÚ – smyk s tím, že respektují, zdali je průřez potrhán, nebo ne.



Obrázek 37: Graficky znázorněný vznik trhlin po délce nosné konstrukce

Poté co je rozhodnuto, které průřezy jsou potrhány, a které ne je nutno dané oblasti posoudit na smyk. Zatím co pro rozhodnutí, který průřez se potrhá bylo zapotřebí maximálních momentů $M_{y,max}$ a jim odpovídající normálové síly N_{odp} . Pro posouzení smyku je zapotřebí stanovit maximální hodnoty posouvajících sil. Tyto hodnoty byly nalezeny ruční kombinací pomocí kombinačního klíče 6.10b.

Výpočet smykové únosnosti byl pak rozdělen na výpočet pro průřezy porušené trhlinami a na průřezy neporušené trhlinami.

Ruční posouzení smykové únosnosti proběhlo ve dvou řezech, pro které byly vyzorovány největší účinky posouvajících sil. Jednalo se o řezy m1 a m2, předchozí rozhodnutí o vzniku trhlin určilo, že se průřez m1 bude počítat jako průřez porušený trhlinami a průřez m2 se bude počítat jako průřez neporušený trhlinami.

7.3.3.1 Oblast porušená trhlinami

Posouzení pro řez m1

Posouzení $V_{ed} \leq V_{Rd,c}$

$$V_{ed} = 399,90 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 780,621 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 76,67 \%$$

7.3.3.2 Oblast neporušená trhlinami

Posouzení pro řez m2

Posouzení $V_{ed} \leq V_{Rd,c}$

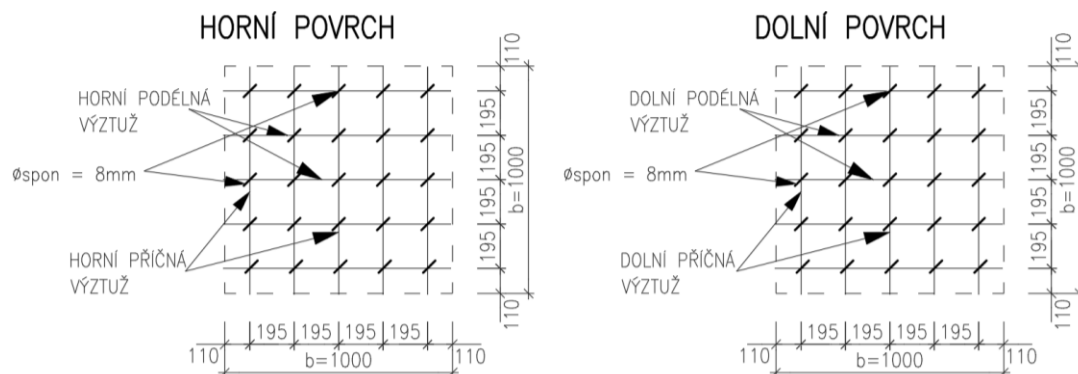
$$V_{ed} = 124,48 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 2035,65 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 6,11 \%$$

7.3.3.3 Ověření tlačené diagonály pro řez m1

Posouzení $V_{ed} \leq V_{Rd,max}$

$$V_{ed} = 399,90 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 5193,44 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE, vyjádřeno v \%} \Rightarrow 7,70 \%$$

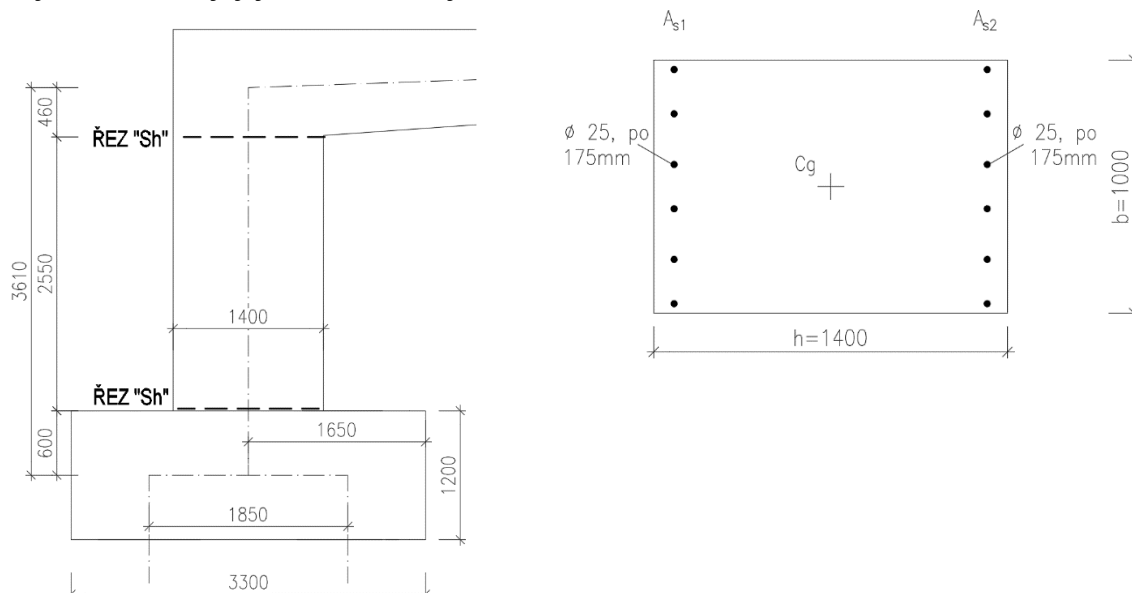
Smyková výztuž je navržena v podobě spon pouze dle konstrukčních zásad.



Obrázek 38: Půdorysné schéma navržených spon

8 RÁMOVÁ STOJKA

Pro posouzení rámové stojky byly zásadní dva řezy. Řez v horním rámovém rohu a řez v přechodu rámové stojky a založení spodní paty rámu. Kombinace pro vnitřní síly rámové stojky jsou stanoveny v kombinačních rovnicích 6.10a a 6.10b.



Obrázek 39: Graficky znázorněné posuzované řezy na rámové stojce, včetně příčného průřezu

8.1 Posouzení na ohyb v interakci s normálovou silou

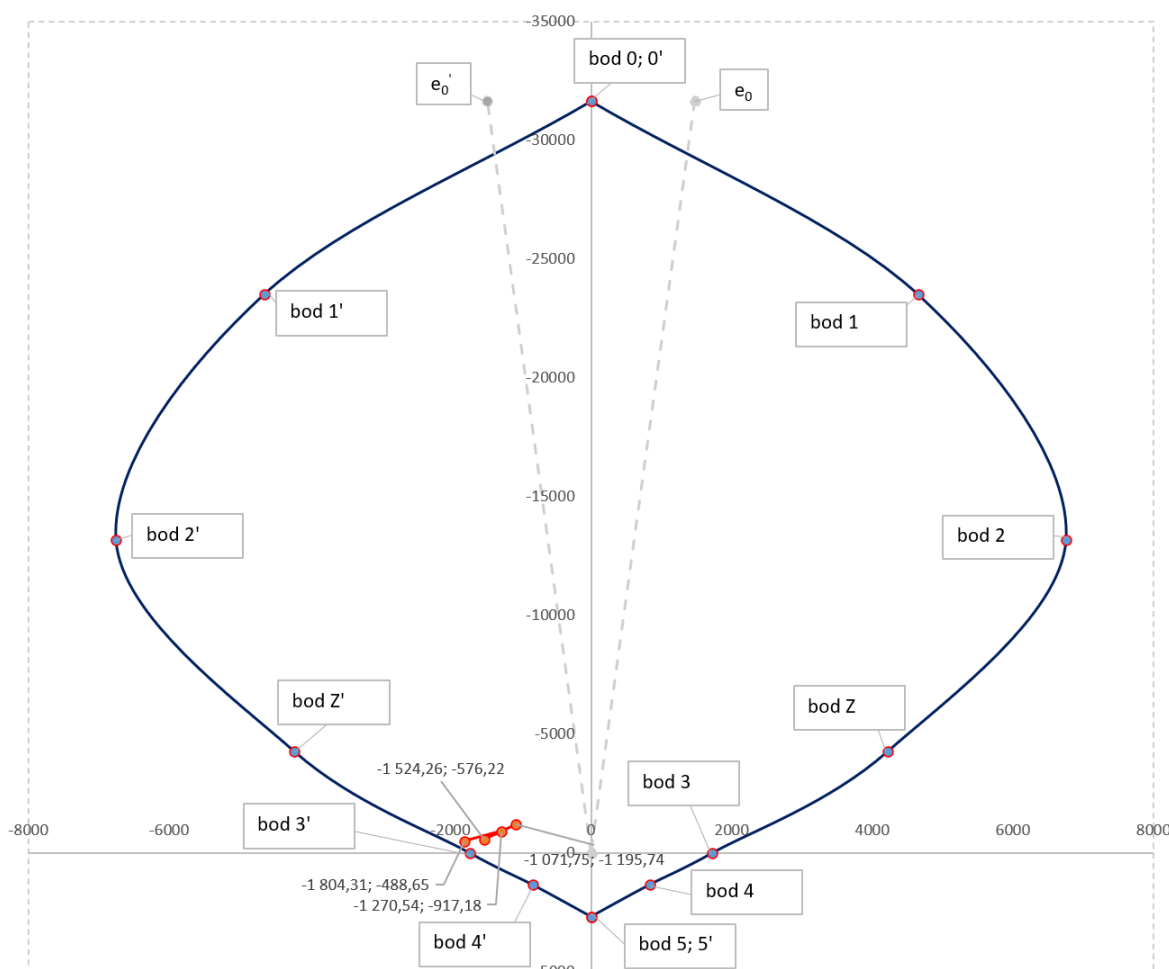
Ve vyšetřovaných řezech byly provedeny ruční kombinace vnitřních sil podle rovnic 6.10a a 6.10b. Ruční kombinace byly provedeny tak, abychom získali největší ohybový moment v daném řezu a tomu odpovídající normálovou sílu a naopak. Tyto řezy jsou poté posouzeny pomocí interakčního diagramu.

	M_y [kNm]	N [kN]
$M_{\max,sh}$	-1804,31	-488,65
$M_{\max,sd}$	-1270,54	-917,18
$N_{\max,sh}$	-1524,26	-576,22
$N_{\max,sd}$	-1071,75	-1195,74

Tabulka 8: Celkové vnitřní síly na rámové stojce připravené k posouzení interakčním diagramem

Pro rámovou stojku byla navržena hlavní nosná výztuž průměru 25 mm, kladená po 175 mm.

Interakční diagram potvrdil správný návrh vyztužení rámové stojky. Všechny extrémy vyšetřovaných vnitřních sil se nacházejí v oblasti diagramu.



Obrázek 40: Vykreslený interakční diagram rámové stojky

8.2 Posouzení na smyk

Ve vyšetřovaných řezech byly provedeny ruční kombinace posouvajících vnitřních sil podle rovnic 6.10a a 6.10b. Tyto řezy jsou poté posouzeny na smyk.

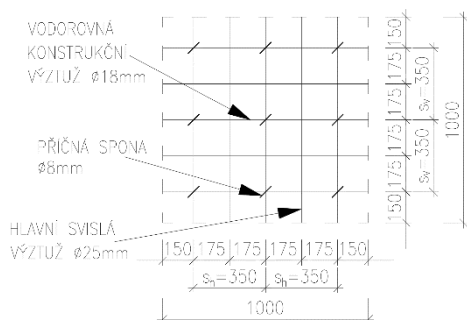
Byl proveden výpočet smykové únosnosti bez smykové výztuže.

Posouzení $V_{ed,max,i} \leq V_{Rd,c}$

$$V_{ed,max,Sh} = 313,27 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 541,088 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE, } v \% \Rightarrow 57,9 \%$$

$$V_{ed,max,Sd} = 157,25 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 541,088 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE, } v \% \Rightarrow 39,1 \%$$

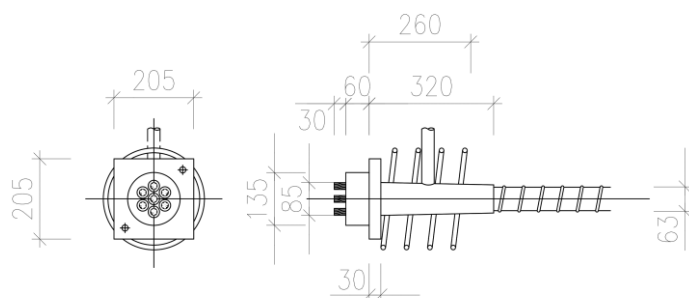
Navrhne příčnou smykovou výztuž dle konstrukčních zásad.



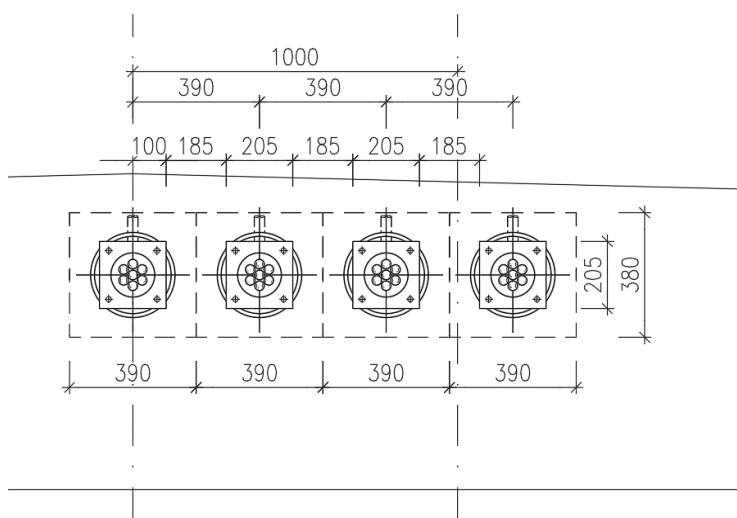
Obrázek 50: Pohled na schéma vyztužení rámové stojky betonářskou výztuží

9 KOTEVNÍ OBLAST

Byla zvolena aktivní kotva typu VSL typ-E - 0,6 - 6-7.



Obrázek 41: Aktivní kotva VSL typ E, 0,6 - 6-7



Obrázek 42: Pohled na řešenou kotevní oblast

9.1 Posouzení a vyztužení kotevních oblastí

9.1.1 Posouzení štěpných sil pod kotvou

$$F_{Rd} \geq T_{bu}$$

$$F_{Rd} = A_{s,prov} \cdot \sigma_{sd} = 0,001232 \cdot 250 \cdot 10^3 = 308 \text{ kN} \geq 114,089 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

9.1.2 Posouzení oblasti v čele

$$T_{sp} = 0,03 \cdot F_{ed,max} = 0,03 \cdot 1859,8 = 55,8 \text{ kN}$$

$$A_{s,req} = \frac{T_{s,p}}{\sigma_{sd}} = \frac{55,8}{250 \cdot 10^3} = 0,000223 \text{ m}^2$$

Návrh 2Ø14 $\Rightarrow A_{s1} = 0,000308 \text{ m}^2$, potřeba umístit tuto výztuž do bočních líců každé kotvy ve svislém směru, do vodorovného směru uvažují stejnou výztuž.

9.1.3 Posouzení celkové oblasti

$$T_{bu,\Sigma} = \frac{1}{4} \cdot \frac{c'_{\Sigma} - a'_{\Sigma}}{c'_{\Sigma}} \cdot \Sigma F_{ed,max} = \frac{1}{4} \cdot \frac{0,44 - 0,205}{0,44} \cdot 4768,62 = 636,719 \text{ kN}$$

$$A_{s,req} = \frac{T_{bu,\Sigma}}{\sigma_{sd}} = \frac{636,719}{250 \cdot 10^3} = 0,002547 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{F_{ed,max}}{\sigma_{sd}} = 0,15 \cdot \frac{4768,62}{250 \cdot 10^3} = 0,002861 \text{ m}^2$$

Návrh Ø14 => potřeba 5x čtyřstřížný třmínek na řešený metr kotevní oblasti ve svislém směru. Do vodorovného směru uvažují stejnou výztuž.

$$A_{s,5tř} = 0,00308 \text{ m}^2 \geq A_{s,min} = 0,002861 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

9.2 Výpočet protažení předpínacích lan

Z hlediska správného provedení předpětí je důležitý i výpočet protažení předpínacích lan ve fázi kotvení. Při výpočtu protažení lan byly zohledněny ztráty třením.

Protažení předpínacích lan ve fázi kotvení bylo stanoveno na hodnotu 0,178 m.

Při takto provedeném protažení předpínacích lan ve fázi kotvení bude zajištěno vnesení navrhnutého předpětí do rámové konstrukce mostu.

10 ZÁVĚR

Cílem této práce bylo navrhnout a posoudit předpjatý rámový most o jednom poli přes tok řeky. Při studii možného přemostění byla zvolena varianta A – předpjatá rámová konstrukce o jednom poli. Proběhlo modelování konstrukce až do finální podoby, kterou byl deskostěnový model rámového mostu. U něj byly vyšetřeny hodnoty vnitřních sil pomocí tzv. integračního pásu šířky 1 m a tyto vnitřní síly byly ručně kombinovány v programu MS Excel. Všechny následující posudky mezních stavů únosnosti a použitelnosti byly také provedeny pomocí MS Excel. MS Excel je vhodný pro ulehčení opakujících se výpočtů jednotlivých posudků a značně mi ulehčil práci. Následně jsem z Excelu ve formě vypsání rovnic a přehledných tabulek interpretoval výsledky do přílohy (P3.01 Statický výpočet). Tak vznikl podrobný statický výpočet, ve kterém všechny mezní stavy vyhověly.

V závěru bych chtěl krátce přiblížit ohlédnutí se za provedenými změnami rozměrů rámové stojky, proč byla tato změna provedena je přiblíženo v kapitole 5.5 této práce. Bylo předpokládáno, že rozšíření stojky umožní její ekonomičtější návrh vyztužení. Díky rozšíření stojky se skutečně rozšířil interakční diagram, jak bylo předpokládáno a posouzení mezních stavů stojky proběhlo dle očekávání. Ovšem tím, že se v součinnosti s rozšířením rámové stojky, tedy zvětšením její tuhosti, přesunula část momentového obrazce z pole do rámového rohu, tato úprava se, jak bylo očekáváno projevila i u posouzení mezních stavů. Nejlépe bylo přesunutí obrazce ohybových momentů viditelné při výpočtu MSÚ – smyk. Při hledání, které průřezy budou po délce konstrukce potrhány vyšlo, že potrhán bude právě průřez nad rámovou stojkou, tedy, že při maximální možné kombinaci ohybových momentů jsou v horních vláknech řešeného řezu s ozn. m1 tahy o hodnotě

3,965 MPa. Kdežto v poli bylo stanoveno, že se průřez ani nepotrhá, tedy hodnoty krajních vláken nepřesáhnou hodnotu $f_{ctd} = 1,467$ MPa.

V neposlední řadě ještě krátce okomentuji zvolený podélný sklon. Ten byl pro účely této práce zjednodušen a nosná konstrukce byla uvažována jako vodorovná. To ovšem není kvůli budoucímu dopravnímu provozu na mostě reálné. Proto by bylo zapotřebí v dalších fázích, které by případně navazovaly na tuto práci zohlednit i vliv podélného sklonu. Doporučený podélný sklon z hlediska odvodnění mostu je 0,5 %.

11 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

1. Marschalko, Marian. *Cvičení z inženýrské geologie - výukové multimediální texty*. [Online] Hornicko-geologická fakulta, VŠB – Technická univerzita Ostrava. <http://geologie.vsb.cz/CviceniInzenyrskaGeologie/>.
2. TP 261 Integrované mosty Technické podmínky. *pjpk.cz*. [Online] 2017. http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf.
3. ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Praha : ČNI, 2005. str. 44.
4. ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů. Praha : ČNI, 2008.
5. ČSN EN 1990 ed 2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. místo neznámé : Česká agentura pro standardizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2021. str. 100.
6. ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha : ČNI, 2005. str. 152.
7. ČSN EN 1992-1-1 Česká technická norma Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha : ČNI, 2006. str. 214.
8. ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha : ČNI, 2007.
9. VSL SYSTÉM /CZ/, s.r.o. *vsl.cz*. [Online] 2021. <http://www.vsl.cz/>.
10. doc. Ing. Jan Masopust, CSc, Ing. Věra Glisníková, CSc. *ZAKLÁDÁNÍ STAVEB M01*. Brno : Akademické nakladatelství CERM, 2007. isbn 978-80-7204-538-9.

12 SEZNAM PŘÍLOH

- P1. Podklady, studie a vizualizace
 - P1.01 Studie – varianta A
 - P1.02 Studie – varianta B
 - P1.03 Studie – varianta C
 - P1.04 Vizualizace
 - P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu
 - P2.01 Situace
 - P2.02 Podélný řez A–A'
 - P2.03 Příčný řez B–B'
 - P2.04 Příčný řez C–C'
 - P2.05 Výkres předpínací výztuže
 - P2.06 Výkres betonářské výztuže
 - P3. Statický výpočet
 - P3.01 Statický výpočet
- Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy práce
- Popisný soubor závěrečné práce

SEZNAM OBRÁZKŮ:

Obrázek 1: Varianta A - podélný řez	11
Obrázek 2: Varianta A - příčný řez.....	11
Obrázek 3: Varianta B - podélný řez	12
Obrázek 4: Varianta B - příčný řez.....	12
Obrázek 5: Varianta C - podélný řez.....	13
Obrázek 6: Varianta C - příčný řez.....	13
Obrázek 7: Příčný řez mostovky v polovině rozpětí.....	14
Obrázek 8: Příčný řez mostovky u rámové stojky	14
Obrázek 9: Podélný řez rámovým mostem.....	15
Obrázek 10: Finální půdorysné uspořádání navržených pilot	19
Obrázek 11: Namodelované hlubinné založení vložené do modelu se zohledněním geologických poměrů	19
Obrázek 12: Geometrie prutového modelu - vykreslená prutově s ozn. prvků a axonometrický pohled	20
Obrázek 13: Ukázka map s vykreslenými maximálními a minimálními teplotami na území ČR.....	21
Obrázek 14: Průběhy rovnoměrného ochlazení mostovky	22
Obrázek 15: Průběhy rovnoměrného oteplení mostovky.....	22
Obrázek 16: Průběh ochlazení horního povrchu mostovky	22
Obrázek 17: Průběh oteplení horního povrchu mostovky.....	22
Obrázek 18: Ukázka rozdělení příčného průřezu prutového modelu na podrobnější deskové dílce	24
Obrázek 19: Geometrie deskostěnového modelu - střednicová plocha s ozn. prvků a axonometrický pohled	24
Obrázek 20: ZS2 Ostatní stálé zatížení.....	25
Obrázek 21: ZS3 Klidový zemní tlak	25
Obrázek 22: Geometrie skupiny předpínacích kabelů	26
Obrázek 23: Předpětí – ekvivalentní zatížení aplikované pro deskostěnový výpočtový model.....	26
Obrázek 24: Detail vnesení ekvivalentního předpětí.....	26
Obrázek 25: Podélný roznos TS pro vyšetřované polohy zatížení.....	27
Obrázek 26 Vykreslený roznos TS uprostřed rozpětí mostovky.....	27
Obrázek 27: ZS5 LM1, zatížení TS vyvolující maximální moment	28

Obrázek 28: ZS5 LM1, zatížení TS vyvolující maximální posouvající sílu	28
Obrázek 29: ZS5 LM1, rovnoměrné zatížení UDL	28
Obrázek 30: ZS6 LM5 - Zatížení chodníků – v kombinaci gr1a.....	29
Obrázek 31: ZS8 Rovnoměrné ochlazení T-.....	29
Obrázek 32: ZS8 Rovnoměrné oteplení T+.....	29
Obrázek 33: ZS9 Ochlazení horního povrchu.....	30
Obrázek 34: ZS10 Oteplení horního povrchu.....	30
Obrázek 35: Vykreslený integrační pás šířky 1 m v modelovém prostoru deskostěnového modelu	31
Obrázek 36: Ukázka koncentrace většího příčného zatížení na pravé straně příčného řezu od tandem systému	31
Obrázek 37 Vykreslení pozorovaných řezů mostovky a rámové stojky.....	31
Obrázek 38: Ukázka vzorové tabulky pro vypisování hodnot vnitřních sil deskostěnového modelu	31
Obrázek 39: Výsledné hodnoty svislých reakcí u prutového modelu na patě piloty – ZS1 vlastní tíha.....	32
Obrázek 40: Výsledné hodnoty deskostěnového modelu svislých reakcí na patě piloty pro ZS1 - vlastní tíha	33
Obrázek 41: Geometrie navrženého kabelu	35
Obrázek 42: Graficky zachycené ztráty pokluzem a třením po délce konstrukce....	35
Obrázek 43: Ukázka náhradního příčného řezu m1	36
Obrázek 44: Graf na ověření využitelnosti výztuže v řezu m1	39
Obrázek 45: Graf na ověření výztuže v řezu m4	40
Obrázek 46: Graficky znázorněný vznik trhlin po délce nosné konstrukce.....	41
Obrázek 47: Půdorysné schéma navržených spon.....	42
Obrázek 48: Graficky znázorněné posuzované řezy na rámové stojce, včetně příčného průřezu.....	43
Obrázek 49: Vykreslený interakční diagram rámové stojky.....	44
Obrázek 50: Pohled na schéma vyztužení rámové stojky betonářskou výztuží.....	44
Obrázek 51: Aktivní kotva VSL typ E, 0,6 - 6-7	45
Obrázek 52: Pohled na řešenou kotevní oblast.....	45

SEZNAM TABULEK:

Tabulka 1: Ruční výpočet vlastní tíhy prvotního modelu	16
Tabulka 2: Zvolené geologické poměry	18
Tabulka 3: Vypočítané tuhosti zemních pružin	18
Tabulka 4: Výsledná tabulka krátkodobých ztrát	36
Tabulka 5: Kritické průřezové charakteristiky řezu m1	36
Tabulka 6: Vykreslení napětí krajních vláken pro MSP – řez m1	38
Tabulka 7: Vykreslení napětí krajních vláken pro MSP – řez m4	38
Tabulka 8: Celkové vnitřní síly na rámové stojce připravené k posouzení interakčním diagramem	43